



Communication 17

Cycle d'études postgrades
en aménagements hydrauliques
Postgraduate studies in hydraulic schemes
Edition 2001-2003

**Collection des articles
des travaux de diplôme**
***Collection of papers of
the diploma theses***

- N° 6 1998 N. Beyer Portner
Erosion des bassins versants alpins suisse par ruissellement de surface
- N° 7 1998 G. De Cesare
Alluvionnement des retenues par courants de turbidité
- N° 8 1998 J. Dubois
Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface
- N° 9 2000 J. Dubois, J.-L. Boillat
Routing System - Modélisation du routage de crues dans des systèmes hydrauliques à surface libre
- N° 10 2002 J. Dubois, M. Pirotton
Génération et transfert des crues extrêmes - Le logiciel Faitou
- N° 11 2002 A. Lavelli, G. De Cesare, J.-L. Boillat
Modélisation des courants de turbidité dans le bassin Nord du Lac de Lugano
- N° 12 2002 P. de Almeida Manso
Stability of linings by concrete elements for surface protection of overflow earthfill dams
- N° 13 2002 E. Bollaert
Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact
- N° 14 2003 D. S. Hersberger
Wall roughness effects on flow and scouring in curved channels with gravel bed
- N° 15 2003 Ch. Oehy
Effects of obstacles and jets on reservoir sedimentation due to turbidity currents
- N° 16 2004 J.-L. Boillat, P. de Souza
Hydraulic System - Modélisation des systèmes hydrauliques à écoulements transitoires en charge
- N° 17 2004 Cycle postgrade en aménagements hydrauliques
Collection des articles des travaux de diplôme postgrade



Communication 17

Cycle d'études postgrades
en aménagements hydrauliques
Postgraduate studies in hydraulic schemes
Edition 2001-2003

**Collection des articles
des travaux de diplôme**
***Collection of papers of
the diploma theses***

PREFACE

Les aménagements hydrauliques réalisés par l'homme depuis l'antiquité ont pour objectifs d'exploiter les fonctions vitales de l'eau mais aussi de se protéger contre son pouvoir dévastateur.

Dans la présente communication, les 25 nouveaux diplômés de la deuxième édition du cycle d'études postgrades en aménagements hydrauliques 2001-2003 présentent le résultat de leur travail de fin d'études. Les sujets traités par ces travaux remarquables couvrent le vaste domaine des aménagements hydrauliques incluant les barrages et leurs ouvrages annexes, les aménagements hydrauliques, les aménagements de cours d'eau et les mesures de protection contre les crues, les systèmes d'approvisionnement en eau potable, la gestion des eaux et des dangers naturels sur les bassins versants, la sécurité des ouvrages d'accumulation ainsi que les aspects environnementaux dans le cadre de la renaturation des cours d'eau et de la définition des débits résiduels et finalement des aspects financiers et contractuels des aménagements hydrauliques. La haute qualité des travaux réalisés démontre que les nouveaux diplômés ont acquis les compétences scientifiques et professionnelles nécessaires pour gérer des projets complexes dans le domaine des aménagements hydrauliques, comme chef ingénieur, ce qui était le but du cycle postgrade. A ce niveau de connaissances, ils vont certainement contribuer avec succès au grand défi de ce siècle, qui est de satisfaire les besoins vitaux en eau sur notre planète.

Nous aimerions remercier toutes les entreprises et bureaux d'ingénieurs qui ont accueilli les étudiants étrangers comme stagiaires et qui ont proposés des sujets d'étude. Nous remercions également toutes les personnes qui ont suivi ces travaux de fin d'études et participé comme experts au jury.

Finalement, nous remercions le Dr Giovanni De Cesare qui a réalisé la compilation finale de la présente communication.

Cycle d'études postgrades en aménagements hydrauliques

Prof. Dr Anton Schleiss
Directeur

Dr Jean-Louis Boillat
Directeur adjoint

FOREWORD

Since antiquity, hydraulic schemes created by man have the objective not only to use the vital functions of water but also to protect humans against its destructive forces.

In the present communication the 25 newly graduated participants of the 2nd edition of postgraduate studies in hydraulic schemes 2001-2003 present the results of their specialized master thesis. The topics treated of these remarkable thesis projects cover the wide field of hydraulic schemes as dams and appurtenant structures, hydropower plants, river training works and flood protection measures, water supply systems, water resources management and natural hazards in catchments areas, safety of dams and storage schemes as well as environmental aspects in relation with river renaturation and definition of minimum discharge and finally financial and contractual questions of hydraulic schemes. The high quality papers confirm that the new graduated engineers have acquired additional scientific and professional competences required to manage complex projects in the field of hydraulic schemes as chief engineer, which was the purpose of the postgraduate studies. With their knowledge they will certainly contribute with great success to the challenge of this century, which is to satisfy the human vital needs in water all over the world.

We would like to thank all companies which have hosted foreign students as trainees and which have proposed the topics for the master thesis works. We thank also all persons who have supervised the thesis projects and participated as experts to the examination committee.

Finally we would like to thank Dr Giovanni De Cesare who prepared the final page set-up of this communication.

Postgraduate studies in hydraulic schemes

Prof. Dr Anton Schleiss
Director

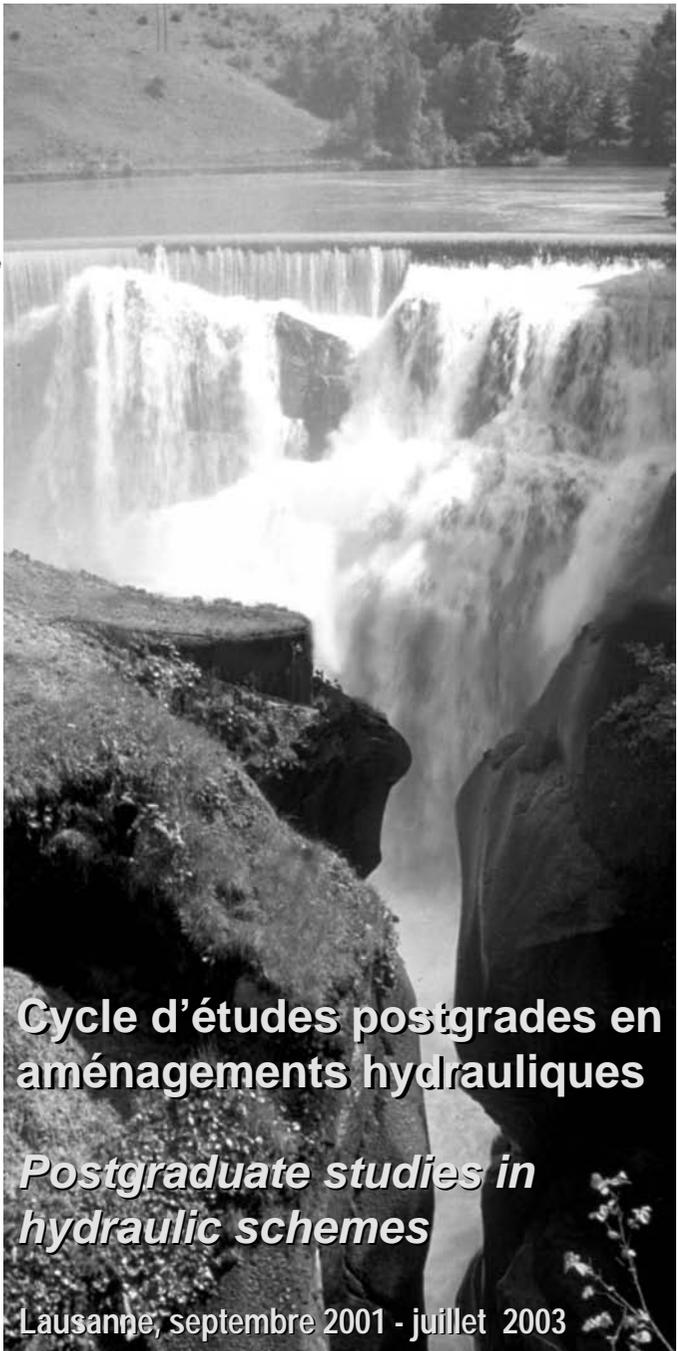
Dr Jean-Louis Boillat
Deputy Director



En partenariat avec
In partnership with



Cycle d'études postgrades en
aménagement hydrauliques
LCH-DGC-EPFL
CH-1015 Lausanne, Suisse
Tél.: +41 (0) 21 693 25 17
Fax: +41 (0) 21 693 22 64
e-mail: postgrade.lch@epfl.ch
<http://chwww.epfl.ch/postgrade>



Cycle d'études postgrades en aménagement hydrauliques

*Postgraduate studies in
hydraulic schemes*

Lausanne, septembre 2001 - juillet 2003

<p>1. Dignes submersibles et fusibles pour la protection contre les crues, stabilité du revêtement et érosion en pied de digue</p> <p>Ignace Maxime Assogba, HES-SO, EIVD, Yverdon Jury: Prof. Jacques Bonvin (HES-SO, EIVD, Yverdon), Jean-Marc Ribl (RIBI SA Ingénieurs hydrauliciens, Fribourg), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	1
<p>2. Refurbishment of Rosshaupten dam spillway for flood management: Findings from hydraulic model study</p> <p>Tilak Raj Bhattarai, Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering (VAO), TUM, Germany Jury: Prof. Theodor Strobl, Markus Aufleger (TU München, VAO, Allemagne), Albert Sepp (Ingenieurbüro, Penzberg, Allemagne), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	15
<p>3. Diagnostic et contrôle du phénomène d'eutrophisation du barrage de Keddara – Algérie</p> <p>Samir Boucheraï, Bonnard & Gardel Ingénieurs Conseils, Lausanne, Suisse Jury: Massimo Cellino (Bonnard&Gardel, Lausanne), Philippe Vioget (SESA VD, Lausanne), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	27
<p>4. Influence of the macro-roughness of a bank protection by rip-rap on bed load transport and local scouring in river bends</p> <p>Philippe Chèvre, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Laboratoire de constructions hydrauliques (EPFL-LCH), Lausanne, Switzerland Jury: Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne), Martin Jaeggi (Hydraulique et morphologie fluviale, Ebmatingen), Daniel Hersberger (Service des routes et cours d'eau, Canton du Valais, Sion), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	37
<p>5. Stratégie de limitation des impacts hydrologiques et polluifs des eaux de ruissellement : Cas de la zone industrielle de Plan les Ouates à Genève</p> <p>Frédéric Davoli, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Laboratoire de chimie environnementale et écotoxicologie (EPFL- CECOTOX), Lausanne, Switzerland Jury: Luca Rossi (EAWAG, Dübendorf), Prof. Aurèle Parriaux (EPFL-GEOLEP, Lausanne), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	51
<p>6. Modélisation du réseau d'adduction en eau potable de Lausanne - Diagnostic et optimisation</p> <p>Lamine Doumbouya, eauservice, ville de Lausanne, Suisse Jury: Sébastien Apothéloz (eauservice, Lausanne), Serge Voindrot (Services industriels, Morges), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	63
<p>7. Assainissement des cours d'eau en Valais / Analyse de l'hydrosystème de la Tourtemagne</p> <p>Jean-Christophe Dufour, ESM-Ruppen Ingénieurs SA, Monthey, Suisse Jury: Pierre-Benoît Raboud (Service de forces hydrauliques, Canton du Valais, Sion), Eric Vez (Service des routes et cours d'eau, Canton du Valais, Sion), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	75
<p>8. Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete prisms - Design criteria based on a systematic physical model study</p> <p>Soleyman Emami, Laboratory of Hydraulic Constructions, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland Jury: Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne), Laurent Mouvet (Stucky Ing. Conseil, Renens), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)</p>	85

- 9. Appréciation de l'évolution morphologique du delta de la Versoix après renaturation de l'embouchure** **99**
 Sylvain Ferretti, Etat de Genève, DomEau, Genève, Suisse
 Jury: Selim Sayah (EPFL-LCH, Lausanne), Walter Wildi (Institut F.-A. Forel de l'Université de Genève, Versoix), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)
- 10. General layout of Pa-Alam dam and power plant in Iran** **111**
 Nahideh Javaher Kalam, Stucky Consulting Engineers, Renens, Switzerland, and Mahab Ghoods, Tehran
 Jury: Reynald Berthod (Stucky Ing. Conseil, Renens), Jean-Marc Regamey (Stucky Ing. Conseil, Renens), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 11. Influences de l'entretien des endiguements de torrents sur la carte des dangers - Etude de deux cas dans le canton de Fribourg** **123**
 Robert Jenni, Bureau Nouvelle Forêt sàrl, Fribourg, Suisse
 Jury: Olivier Overney (Section des lacs et cours d'eau du Canton de Fribourg), Eric Vez (Service des routes et cours d'eau, Canton du Valais, Sion), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)
- 12. Prozessorientierte Analyse eines Wildbaches unter Berücksichtigung von Murgängen** **133**
 Andrej Kolenko, Teysseire & Candolfi AG, Visp, Suisse
 Jury: Gian-Reto Bezzola (ETHZ-VAW), Urs Nigg (OFEG, Bienne), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 13. Optimal use of the hydropower potential of the upper catchment area of Tablachaca River in Peru - Under special consideration of the environment** **145**
 Rubén A. Madueño Luján, Elektrokraft del Peru S.A., Lima, Perú
 Jury: Prof. Hans-Erwin Minor (ETHZ-VAW, Zurich), Frédéric Laufer (Elektrowatt-Ekono AG, Zurich), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 14. Aménagement de la Sorne à l'entrée de Delémont. Revitalisation – urbanisme – inondations** **159**
 Antoine Magnollay, BG Ingénieurs-Conseils SA, Berne
 Jury: Denis Moritz (Bonnard&Gardel, Berne), Khalid Essyad (Bonnard&Gardel, Lausanne), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 15. Approvisionnement en eau potable et évacuation des eaux de l'agglomération Shkozë – Kosovo** **169**
 Memaj Agim, 10, Villars – vert, 1752 Villars sur Glâne
 Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Sébastien Apothéloz (eauservice, Lausanne), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 16. Jaugeage de la station hydrométrique de Goldach (SG) en vue de l'implantation de la nouvelle station - Performance des méthodes de régression mathématique** **179**
 Karim Michel, Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), Berne, Suisse
 Jury: Beat Sigrüst (OFEG, Ittigen), Khalid Essyad (Bonnard&Gardel, Lausanne), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)
- 17. Augmentation du débit de dotation de la Petite Sarine en aval du barrage de Rossens** **189**
 Laurent Mivelaz, Entreprises Electriques Fribourgeoises, Direction Production Energie, 1636 BROCC, Suisse
 Jury: Alain Sapin (Entreprises Electriques Fribourgeoises), Thierry Jacob (Stucky Ing. Conseil, Renens), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)

- 18. Hochwasserschutz Kelchbach - Modellversuche zur Überprüfung der Abflusskapazität des Kelchbachs in Naters** 203
 Judith Monney-Ueberl, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Laboratoire de constructions hydrauliques (EPFL-LCH), Lausanne, Switzerland
 Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Dominique Bérod (Service des routes et cours d'eau, Canton du Valais, Sion), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 19. Optimized rehabilitation of water supply network of Goma (Dem. Rep. of Congo)** 215
 Marc-André Mottier, CSD Ingénieurs Conseils SA, 1227 Carouge
 Jury: Stefan Spang (CICR, Genève), Burnier Henri (eauservice, Lausanne), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)
- 20. Study of arch concrete dams constructed by RCC method** 229
 Nima Nilipour, Stucky Consulting Engineers, Renens, Switzerland
 Jury: Alexandre Wohnlich (Stucky Ing. Conseil, Renens), Andres Fankhauser (Stucky Ing. Conseil, Renens), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 21. Sécurité des ouvrages d'accumulation et directives de l'OFEG Application au canton de Vaud** 241
 Alexandre Oberholzer, Office fédéral des eaux et de la géologie, Section Barrages, CH-2501 Bienne, Suisse
 Jury: Henri Pougatsch (OFEG, Bienne), François Matthey (SESA VD, Lausanne), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 22. Schwall / Sunk – Betrieb im Oberlauf der Aare** 253
 Jrene Oppelguier, Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern, 3011 Bern, Schweiz
 Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Max Ursin (KWO, Innertkirchen), Tobias Meile (EPFL-LCH, Lausanne), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 23. ROT – Critical analysis, benchmarking against traditional approach and decision making tool** 263
 Sri Prakash, Electrowatt-Ekono AG, Zurich, Switzerland
 Jury: Frédéric Laufer (Elektrowatt-Ekono AG, Zurich), Mark Fox (Elektrowatt-Ekono AG, Zurich), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 24. Flood protection in the Surb River: hazard map and measures** 275
 Jacques Sagna, Colenco Power Engineering Ltd, Täferstrasse 26, 5405 Baden
 Jury: Dieter Müller (Colenco Power Engineering AG, Baden), Valentina Feci Favara (CSD Ingénieurs Conseils SA, Carouge-Genève), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)
- 25. Stability of an arch gravity dam under special consideration of scour due to spillway operation** 287
 Soheila Talebi, BOSS & ASSOCIES, Ingénieur Conseils SA, Renens, Switzerland
 Jury: Hans-Erwin Minor (ETHZ-VAW), Frédéric Laufer (Elektrowatt-Ekono AG, Zurich), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)

Digues submersibles et fusibles pour la protection contre les crues

(Stabilité du revêtement et érosion en pied de digue)

Fuse Plugs and overflow dams for protection against flood

Assogba Ignace Maxime

*Département de Génie Civil et Géoinformation, HES-SO, Ecole d'Ingénieur du Canton de Vaud
- EIVD, Yverdon, Suisse.*

RESUME: La réalisation des digues fusibles et submersibles a souvent fait l'objet d'approximations successives basées sur l'observation locale ou alors d'études ponctuelles très poussées. L'expérience acquise jusqu'ici dans ce domaine ne permet ce pendant pas la généralisation à une situation quelconque. Afin de pallier cette lacune, le projet se propose de contribuer au développement des bases de dimensionnement de tels ouvrages en traitant plus particulièrement le déversement latéral, la stabilité du revêtement et l'affouillement en pied de digue. Ces deux derniers points constituent un thème de recherche important au service de l'ingénierie pratique. Pour répondre aux objectifs du projet, des essais systématiques ont été réalisés dans le canal extérieur d'essais d'hydrauliques de l'école d'ingénieur du canton de Vaud (EIVD). Sur la base de ces essais des bases de conception et de dimensionnement ont été développées.

ABSTRACT: The layout of fuse plugs and overflow dams often has been subject of approximations based on the local observation or very specific studies. The experience gained until now in this field does not allow a generalization for unspecified situations. In order to cover this gap, the project proposes to contribute to develop dimensioning bases of such structures, particular cases like side discharge, the stability of the coating and the erosion in toe of dam has been selected. These two last point are an important subject of research and useful for the practical engineering. To reach the main goals of the project, systematic tests were carried out in the outside channel of Hydraulic Laboratory of the Engineering School of the Canton Vaud in Switzerland (EIVD). Based on of these tests conceptual schemes have been developed.

1 INTRODUCTION

Les crues exceptionnelles qui se sont produites en Suisse en 1987, 1993, et 2000, sont à l'origine de nombreux projets destinés à assurer une protection plus efficace contre les inondations. Dans ce contexte l'utilisation de volumes de rétention existants par une surverse contrôlée des digues revêt un intérêt particulier tant d'un point de vue technique que pour l'aménagement du territoire. Ce type de solution est envisagé sur de nombreux cours d'eau, en particulier dans le cadre de la troisième correction du Rhône en Valais.

Les avantages recherchés par la mise en application de cette solution sont principalement liés à une augmentation de la sécurité contre les crues, en adéquation avec un concept d'aménagement du territoire. Il s'agit de définir des zones inondables selon des objectifs prioritaires de protection et de les alimenter par des déversoirs de sécurité fonctionnant lorsque la cote d'alerte dans le cours d'eau est atteinte. Il est ainsi possible, pendant des événements extrêmes, de limiter les dégâts en les confinant dans les zones prévues à cet effet. Ce concept peut facilement être élargi à une gestion écologique des régions riveraines, tributaire d'une alimentation en eau contrôlée.

Le développement des bases de dimensionnement est une étape préliminaire indispensable à la réalisation des ouvrages hydrauliques. Dans ce contexte, la conception de digues fusibles et submersibles requiert des connaissances qui figurent encore partiellement dans le domaine de la recherche. Les essais de laboratoire et l'interprétation théorique des résultats expérimentaux sont par conséquent une voie nécessaire pour assurer le bon fonctionnement d'un concept de sécurité qui soit opérationnel dans les situations de crue.

2 OBJECTIFS DU PROJET

2.1 Objectifs scientifiques

Le projet se propose de développer les bases de dimensionnement de digues submersibles et fusibles en traitant plus particulièrement le déversement latéral, la stabilité du revêtement et l'érosion en pied.

2.2 Objectifs techniques

Les objectifs techniques mettent l'accent sur la recherche et l'analyse comparative de solutions orientées vers : la sécurité de l'ouvrage et sa vulnérabilité, la fiabilité de fonctionnement, l'intégration environnementale et paysagère ainsi que l'optimisation de l'entretien des ouvrages.

Les résultats escomptés de la présente étude doivent permettre le choix de la combinaison adéquate du type de revêtement de la digue et des mesures de protection en pied.

3 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

Une revue bibliographique a été faite sur les différents types de protection de surface applicables sur le parement aval des digues et leur base de dimensionnement, sur la dissipation d'énergie associée aux différents types de surface et sur l'affouillement en pied de digue.

3.1 Types de revêtement

- Revêtement en béton

Constitué généralement d'un masque étanche en béton de ciment ou en béton bitumineux, d'une épaisseur de l'ordre 30 cm ou de dalles préfabriquées en béton. Ce type de revêtement s'applique à de fortes pentes ce qui permet des économies de matériaux

- Revêtement en pierre
 - a) Protection en pierre ou riprap

Le riprap est constitué de granulats de tailles diverses, déposés en vrac sur une certaine épaisseur. Pour la stabilité du revêtement, la taille des éléments, la distribution de la granulométrie et l'épaisseur du remblai sont déterminantes. Le riprap doit être dimensionné de manière à ce que les blocs le constituant ne soit pas arrachés lors d'une surverse de longue durée et un débit élevé. Le tableau 1 représente les formules générales de dimensionnement du riprap.

Tableau 1 : Formule générale de dimensionnement du riprap

Références	Formules	Commentaires
Schocklistsh (1950)	$Fr_{s,cr} = \frac{0.26}{\sqrt{g}} (S-1)^{\frac{5}{3}} (\sin\alpha)^{-\frac{7}{6}}$	$S = \frac{\rho_s}{\rho_w}$
Olivier (1967)	$Fr_{s,cr} = \frac{0.235}{\sqrt{g}} (S-1)^{\frac{5}{3}} (\sin\alpha)^{-\frac{7}{6}}$	Le facteur 0.235[m ^{1/2} /s] est valable pour les pierres cassées
Knauss (1981)	$Fr_{s,cr} = 1.1 + \frac{0.09}{\sin\alpha} + \phi \cdot \left(0.675 - \frac{0.02}{\sin\alpha}\right)$	ϕ paramètre de rugosité selon Scheuerlein
Whittaker / Jaeggi (1986)	$Fr_{s,cr} = 0.257 \cdot (S-1)^{\frac{1}{2}} (\sin\alpha)^{-\frac{7}{6}}$	$Fr_{s,cr} = q/\sqrt{g} \cdot d_{65}^{-3}$; d_{65} diamètre déterminant des grains ; $d_s = 1.06 \cdot d_{65}$

b) Fond rugueux en pierre

A la différence du Riprap, le fond rugueux en pierres est constitué d'éléments de même taille, qui sont placées les uns à côté des autres avec leur plus grande dimension ancrée dans le sol. Avec cette disposition les pierres se stabilisent, les forces longitudinales sont absorbées et évacuées vers le pied du talus. L'ensemble est plus résistant que le riprap lors d'un déversement. Ce revêtement en blocs de pierres est spécialement approprié pour des pentes de talus élevées (Kobus et al.).

▪ Revêtement en herbe

L'herbe étalée sur des surfaces de remblais est la forme la plus utilisée de protection inclinée contre l'érosion de surface.

Facile à s'adapter, le revêtement en herbe constitue ainsi une solution constructive plus économique mais exige cependant un entretien régulier. Un enherbement vigoureux et bien entretenu améliore la résistance des talus à la surverse. Le premier objectif de l'entretien est, donc, d'assurer le maintien d'une couverture herbacée homogène sur les talus de la digue. Pour les barrages en terre, ces revêtements peuvent résister à une vitesse de déversement de 1,8 m/s et seulement 1,2 m/s pour la pente du remblais (Hewlett et al. 1987).

▪ Revêtement en géotextile

Le géotextile est utilisé comme système d'étanchéité et pour la protection contre l'érosion. La création d'un gazon d'herbe dense avec le géotextile est considérée importante pour que le géotextile puisse être parfaitement intégré au sous-sol au moyen du système d'enracinement. Des systèmes de géotextile installés avec l'herbe bien établie peut généralement résister aux vitesses d'écoulement variant entre 3m/s jusqu'à 5.5 m/s (Hewlett et al 1987).

▪ Revêtement en blocs de béton liés par câble et recouvert de terre végétale

Il est constitué d'une couche cellulaire de blocs en béton ancrés reposant sur du géotextile et recouvert d'au moins 25 millimètres de terre végétale (Gray 1991). Avec sa résistance et sa stabilité élevées, cette protection supporte des surverses avec des vitesses atteignant 8.6 m/s.

▪ Revêtement en gabions

Ces ouvrages de structures armées, flexibles, drainantes sont très avantageux en comparaison avec les autres matériaux. Ils sont perméables et relativement stables à cause de leurs formes et de leurs dimensions. Leurs propriétés sont applicables aux travaux de dissipation de l'énergie. Ils peuvent supporter des vitesses jusqu'à 8 m/s (Peyras et al. 1991) et permettent un degré élevé de dissipation d'énergie. Cependant, ils peuvent être rapidement usés par l'érosion et / ou l'abrasion et être facilement déformés.

En surverse l'énergie se dissipe par collision de jets et par perte de charge due au frottement à travers la masse de pierres.

▪ Revêtement en béton préfabriqué relié par câbles

Ce nouveau concept des bloc-escaliers à chutes a été développé par Baker (1997). Bien que ce système de protection soit très efficace du point de vue de la résistance (jusqu'à des vitesses de débordement de 13 m/s), de la dissipation d'énergie et de la stabilité, il nécessite un apport important de matériaux et sa réalisation est très onéreuse.

▪ Revêtement en RCC (Roller-Compact-Crconcrete)

L'utilisation des rouleaux en béton (RCC) a prouvé son efficacité dans la protection des barrages en remblai contre le déversement. Ainsi, la technique du revêtement en RCC est plus rapide à réaliser et moins coûteuse. En plus de son degré élevé de résistance (pour une vitesse jusqu'à 17 m/s) et de stabilité, ce système fournit une efficacité de dissipation d'énergie élevée (entre 50 et 90%) (Powledge et al. 1989).

▪ Revêtement en escalier avec macrorugosité

L'analyse des solutions de protection pour les barrages en remblai montre que les revêtements en escaliers et en blocs sont efficaces pour la dissipation d'énergie. Sur cette base, une étude est en cours au laboratoire de construction hydraulique (LCH) de L'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) concernant les écoulements sur macrorugosités. L'EPFL développe un système de revêtement en béton avec macrorugosités dans le cas de débordement frontal.

Les caractéristiques des différents types de protection décrits ci-dessus sont représentées dans le tableau 2.

Tableau 2 : Caractéristiques des différents types de protection des talus de digue.

Type de revêtement	Haute résistance à la rupture $\tau_{cr}[N/m^2]$	Dissipation de l'énergie %	Coûts	Résistance à la durée d'exposition
Herbe	15 – 310		++	-
Géotextile			0	+
Pierres ou Riprap	240		0	+
Fond rugueux en pierre		50 - 90	-	+
Fond rugueux avec éléments végétaux	100 – 250		++	
Pavage en pierre	160		-	-
Gabions	1500	45 – 90	-	-
Blocs de Béton		50 – 90	-	++

Avec: - caractéristiques négatives
 0 neutre
 + caractéristiques positives
 ++ caractéristiques très positives

3.2 Dissipation d'énergie

Pour minimiser les effets des perturbations introduites dans le régime naturel par la réalisation d'un aménagement hydraulique, il faut que la restitution des débits s'effectue dans des conditions qui se rapprochent le plus possible des conditions naturelles. Ainsi il est nécessaire que l'excédent d'énergie créé par l'exécution de l'aménagement se dissipe, sans que le lit du fleuve en aval des ouvrages ne souffre d'affouillements significatifs qui pourraient en affecter la stabilité

Les types de structures les plus fréquemment adoptés pour atteindre cet objectif sont les suivants :

pour le lit	Bassin de dissipation par ressaut hydraulique ; Bassin de dissipation par roller ; Bassin de dissipation d'impact ;
pour les digues	Macro rugosites ; Riprap Chute libre Jets croisés

3.3 Affouillement

Les talus des digues côté fleuve, ainsi que ceux des berges, qui parfois jouxtent directement la levée, subissent en crue les effets des courants hydrauliques qui provoquent une érosion à leur base. Il en résulte un raidissement de la pente locale qui, associé à l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques (du fait de la saturation des matériaux), entraîne alors des glissements favorisant à leur tour des perturbations hydrauliques (tourbillons) et de l'érosion. Les ruptures successives du talus côté fleuve de la levée et/ou de la berge engendrent l'ouverture d'une brèche dans la digue qui s'aggrave avec la surverse.

Les phénomènes de dégradation par érosion externe peuvent également se produire côté aval, mais si l'on met à part le cas des érosions se déroulant dans le cadre du mécanisme de surverse, ils sont

localisés, a priori, uniquement à proximité des déversoirs (vitesse élevée en début de déversement, avant inondation)

- Surverse

La surverse, c'est à dire le débordement de l'eau au-dessus de la digue, conduit généralement et rapidement (s'il s'agit d'un ouvrage en remblai) à la brèche, par érosion régressive du talus côté terre puis de la crête. Ce mécanisme constitue la principale cause identifiée des ruptures de digues en remblai.

4 PHASE EXPÉRIMENTALE

4.1 Préparation de l'installation

Pour atteindre les objectifs fixés par le projet un modèle conceptuel a été construit dans le canal extérieur d'essais hydrauliques de l'EIVD (Figure1).

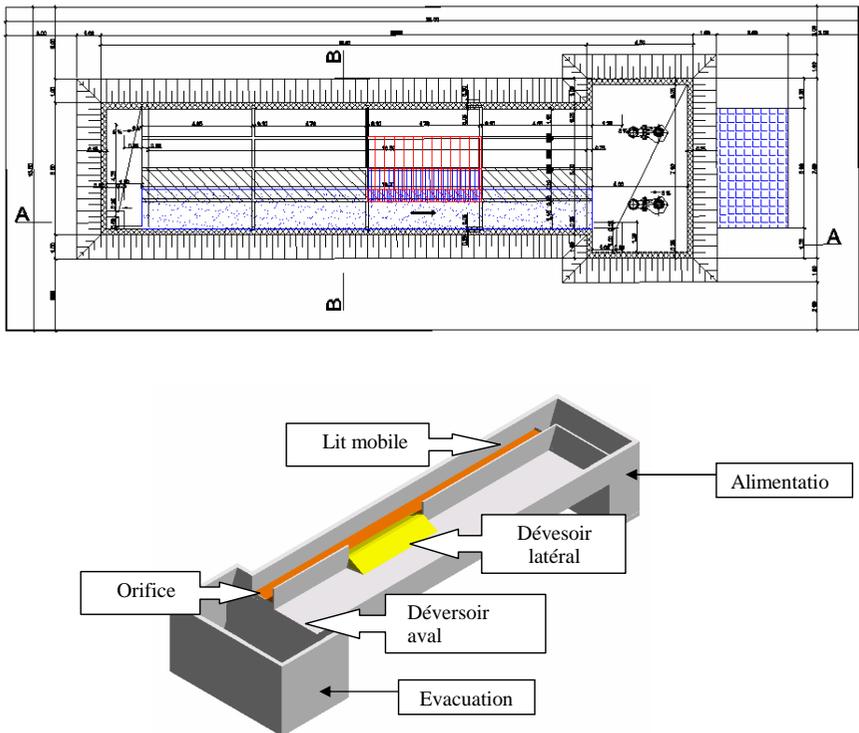


Figure 1 : Vue en plan et en 3D du canal d'essai

Le canal extérieur d'essais hydrauliques est un canal rectangulaire en béton armé dont les dimensions principales sont :

- longueur totale de l'installation	25.00 m
- longueur du canal de mesure :	19.00 m
- largeur intérieure	5.00 m
- hauteur intérieure des murs	1.20 m
pente longitudinale fixe réglée à :	1‰ .

Le canal est alimenté en eau par deux pompes immergées débitant 189 l/s chacune.

Le système d'alimentation est en circuit fermé et continu.

Il fonctionne de la manière suivante :

- un grand réservoir de 70 m³ (volume jusqu'au radier du canal de mesure) est construit à l'aval du canal. Ses dimensions intérieures (L=7.00 m /l= 4.50 m /h=3.90 m) permettent d'emmagasiner un volume suffisant pour remplir les tuyaux et assurer l'approvisionnement en tête de canal. Les pompes injectent le débit au travers de deux tuyaux (PE , diamètre 300 mm) qui longent et remontent le canal jusqu'au bassin de mise en eau et de tranquillisation,
- dans le petit bassin de mise en eau (L=5.00 m /l=1.50 m /h=1.00 m) les tuyaux coudés et perforés par le fond sont fixés à environ 30 cm du radier. L'eau sort en jets, brise son énergie sur le radier et remonte tranquillement jusqu'au niveau du radier du canal.
- l'eau traverse tout le canal, est récupérée dans le grand réservoir puis à nouveau pompée. Elle retrouve ainsi le circuit de distribution.

Sur les tuyaux d'alimentation longeant le canal, sont fixés deux débitmètres électromagnétiques de diamètre 300 mm. 12 m à l'aval de ceux-ci, se trouvent deux vannes réglables manuellement.

Un système de quatre flotteurs permet de contrôler et de gérer le fonctionnement des pompes.

Sur le pont roulant sur rail circulant le long du canal sont fixés les appareils de mesures nécessaires aux expériences (trois moulinets et huit capteurs)

La récupération des sédiments se fait dans des bacs de réception avec treillis, situés à l'aval dans le réservoir principal.

Comme instrument de levage, une potence scellée à l'angle du grand réservoir sert également pour les pesées. Son bras de 6 m offre une utilisation multiple lors de la mise en place des matériaux.

4.2 Programme d'essai

Pour l'expérimentation du déversement latéral, de la stabilité du revêtement et de l'érosion en pied de digue, plusieurs essais ont été réalisés sur digues indestructibles dans le but de fixer la dissipation d'énergie d'un déversement latéral sur différents types de revêtement.

Le modèle réalisé à cette intention dans le canal d'essais hydrauliques possède les caractéristiques suivantes (figure 2) :

- longueur du déversoir 1.33 m
- largeur du seuil 0.30 m
- inclinaison du parement 2 : 3
- hauteur de la digue 0.65 à 0.75 m
- fond meuble constitué sur une profondeur de 25 cm en pied de digue.

A l'aval du canal d'aménée, un déversoir permet la régulation du plan d'eau dans le canal à l'amont du déversoir latéral.

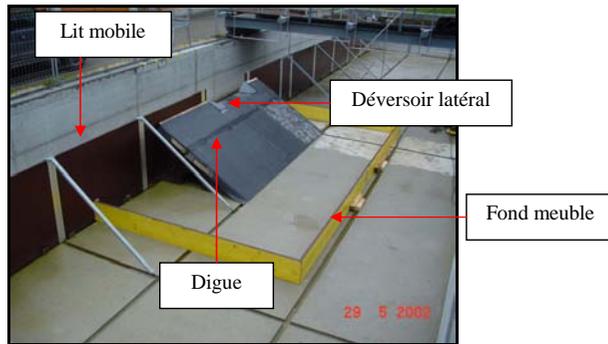


Figure 2: Vue du modèle

4.3 Réalisation des essais

L'expérimentation s'est déroulée en plusieurs phases. Dans la phase 1, des essais (figure 3) ont été réalisés sans mesure de l'affouillement en pied avec des hauteurs de lame déversantes différente h_0 sur revêtement lisse ; puis sur ce même revêtement mais avec des éléments de macrorugosité et sur revêtement rugueux avec macrorugosité dans le but de déterminer les différentes alternatives pour la dissipation d'énergie entre le coursier et le pied de la digue. La disposition des macrorugosité a également été variée afin d'optimiser les relations dimension / écartement des éléments.



- a) Essai sur revêtement lisse avec macrorugosité ; $h_0=10$ cm b) Essai sur revêtement rugueux avec macrorugosité ; $h_0=10$ cm

Figure 3 : Essai sans mesure de l'affouillement

Dans la phase 2, des essais avec mesure de fosse d'érosion en pied de digue (Figure 4) ont été effectués en vue de déterminer le gain sur la dissipation d'énergie. La mesure du volume érodé s'est faite par relevé laser et photogrammétrie. Pour mettre en évidence les gains sur la dissipation d'énergie, les essais ont été conduits sur trois types de revêtement : un parement lisse (carton bitumineux), une couverture rugueuse et une couverture rugueuse avec macrorugosités. Le revêtement à surface lisse, a été pris comme référence pour la comparaison avec les autres configurations. La fosse d'érosion a été remplie de matériaux granulaires 0/4 mm. Le temps t d'essai dépend de la durée de stabilisation de l'érosion en pied de digue et de la hauteur de la lame d'eau déversée.



a) Essai sur revêtement lisse
 $h_0=3$ cm ; $V=0.073$ m³

b) Essai sur revêtement rugueux
 $h_0=3$ cm ; $V=0.018$ m³

c) Essai sur rugueux avec macro-
rugosité ; $h_0=10$ cm ; $V=0.225$ m³

Figure 4 : Essais avec mesure de fosse d'érosion

Sur la base des résultats obtenus en première et deuxième phases, la granulométrie de la fosse d'érosion en pied de digue a été changée et la durée des essais augmentée. La nouvelle granulométrie de 0/16 mm a été compactée en couches.

Pour permettre une comparaison des résultats, les essais ont été effectués sur revêtement lisse, rugueux et sur revêtement Kor avec macrorugosités.

Avec ce nouveau dispositif, on constate une stabilisation de l'érosion après 24 h et un volume érodé très faible. Il a été ensuite procédé à une analyse minutieuse et critique des données brutes. Les observations effectuées et les principaux résultats obtenus sont résumés ici :

1. Les essais réalisés de la phase 1 ont permis d'optimiser et de rationaliser le dispositif.
2. Ils ont permis également d'examiner la dissipation d'énergie d'un déversement latéral sur trois types de revêtement à savoir : lisse, rugueux (solution Riprap) et rugueux avec macrorugosités.
3. Les macrorugosités ont montré leur efficacité car ils permettent de réduire significativement l'énergie résiduelle en pied de digue.
4. Pour la phase 2, les mesures d'érosion par laser et par photogrammétrie ont permis de bien analyser la dissipation d'énergie en pied de digue et de fixer le type définitif de granulométrie. Les volumes et surfaces érodés ont également été calculés et reportés en 3D.

Les essais réalisés dans la phase 3 ont démontré que la granulométrie en pied de digue et le compactage des couches sont des paramètres très importants.

Suite à ces premières observations, Les essais ont été poursuivis sur un second modèle avec les caractéristiques et les dimensions suivantes.

- inclinaison du parement 1:2
- longueur du déversoir égal 4,5 m
- fosse d'érosion avec une granulométrie de 0/16 mm.

Avec cette nouvelle disposition des essais ont été effectués sur les trois types de revêtements décrits plus haut et sur du riprap, de diamètre $d=30-60$ mm. Les résultats ont ensuite été analysés et comparés. Cette dernière approche a permis d'optimiser tous les paramètres et d'atteindre ainsi les objectifs de l'étude. La figure 5 présente l'essai sur revêtement lisse et sur revêtement rugueux pour une hauteur de lame déversante $h_0=7$ cm.



Figure 5 : Essai sur revêtement lisse à droite et sur revêtement rugueux à gauche

5 ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

5.1 *Caractéristiques de l'écoulement et répartition du débit sur le parement aval*

L'écoulement sur le parement aval varie selon la nature du revêtement. Il se fait par jets croisés sur le revêtement Kor avec macrorugosité. De plus il apparaît que le débit n'est pas uniformément réparti sur tout le déversoir ce qui fait que la profondeur maximale de la fosse d'érosion se trouve à une distance Δx par rapport au centre de celui-ci.

5.2 *Energie dissipée sur le parement aval*

Sur la base des mesures expérimentales, a été déterminé la dissipation d'énergie associée aux différents types de revêtement. Le revêtement lisse étant la référence, la dissipation d'énergie s'accroît au fur et à mesure que le revêtement devient plus rugueux.

5.3 *Affouillement en pied de digue*

Les mesures de la fosse par tachéomètre laser et la modélisation de celle-ci montrent pour le premier modèle la création de la fosse d'érosion dans la partie amont. Ceci est dû certainement au fait que le déversoir se situe plus en amont de la digue. Après le déversement latéral, l'énergie cinétique de l'écoulement dans le canal continue à diriger le flux dans la même direction. Par contre dans le deuxième modèle, la fosse d'érosion se développe tout le long de la digue. Ceci s'explique par le fait que le déversoir est plus long et se situe presque sur toute la longueur de la digue. Cependant la profondeur maximale de la fosse dans la partie aval se situe à une certaine distance Δx par rapport à l'axe du déversoir.

5.4 *Modélisation numérique des comportements observés*

Afin de mieux analyser les comportements observés, la simulation numérique de l'écoulement sur le parement aval a été faite avec le programme WS 77 « Cavitation in chutes and spillways » de Henry T. Falvey (1990). Ce programme permet de calculer les écoulements sur de fortes pentes. Il est conçu pour des surfaces lisses. Ainsi les comportements observés sur le revêtement lisse des deux modèles et pour des hauteurs de lame déversante de 5 et 7 cm ont pu être modélisés permettant d'obtenir l'énergie en pied H_1 et la vitesse v .

6 ELABORATION DE BASES DE DIMENSIONNEMENT

6.1 *Energie dissipée*

La simulation numérique avec le programme WS 77 a permis de calculer la charge H_1 et la vitesse v en pied de digue sur le revêtement lisse. Cette surface étant la base de référence pour les essais et connaissant le volume érodé V au moyen d'un tachéomètre à laser, une relation entre le volume V et la charge H_1 a été établie. Il a ensuite été possible de déterminer la charge H_1 correspondant au volume érodé V sur les revêtements rugueux, macrorugueux et riprap.

Pour confirmer ces valeurs de H_1 sur revêtement rugueux, macrorugueux et riprap, une simulation numérique a été réalisée avec le logiciel HEC-RAS avec des coefficients de rugosité équivalent n . Les figures 6 et 7 présentent graphiquement la relation entre les volumes érodés V et les charges H_1 sur les modèles 1 et 2 respectivement.

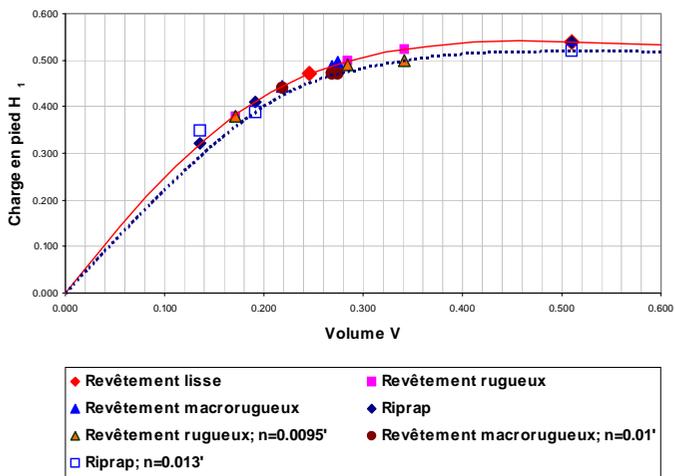


Figure 6: Relation entre le Volume V et la charge H_1 (Modèle 2)

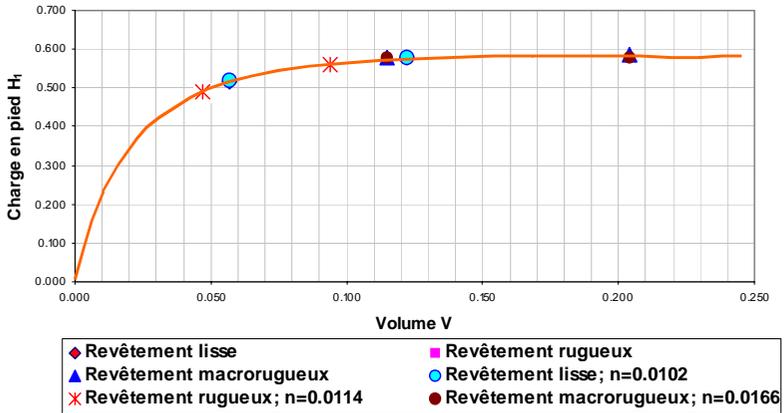


Figure 7 : Relation entre le volume V et la charge H_1 (Modèle 1)

Notons que le coefficient de rugosité équivalente n varie entre 0.0095 et 0.0166. Les figures 8 et 9 présentent la relation entre la charge H_1 et le débit unitaire q_{dev} selon chaque type de revêtement et n correspondant.

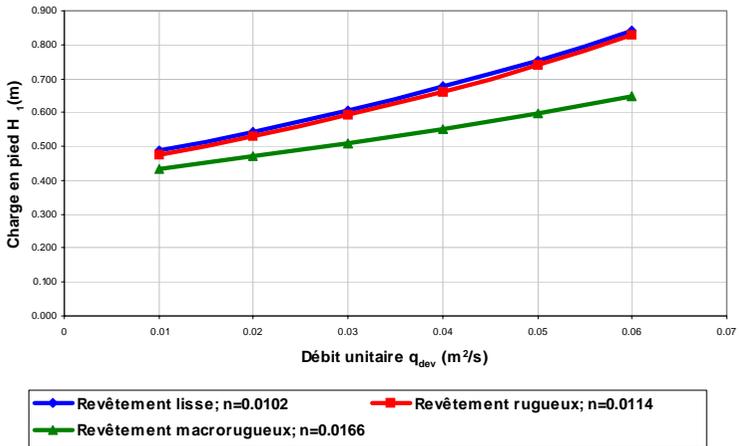


Figure 8 : Relation entre le débit unitaire q_{dev} et la charge H_1 avec n correspondant (Modèle 1)

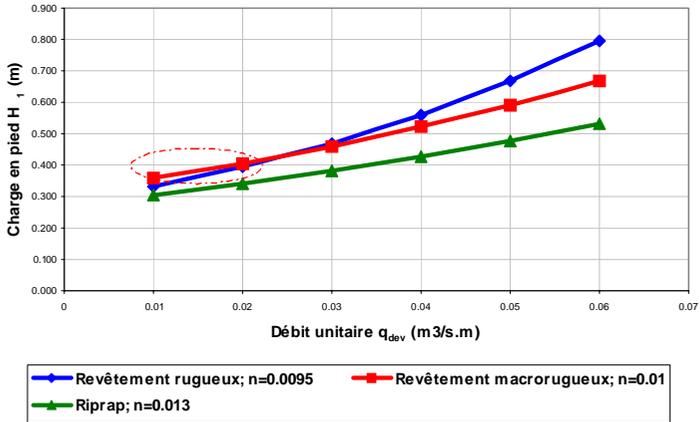


Figure 9 : Relation entre le débit unitaire q_{dev} et la charge H_1 avec n correspondant (Modèle 2)

Au vu de ces résultats expérimentaux, il apparaît que les riprap dissipent mieux l'énergie.

6.2 Affouillement en pied de digue

L'énergie de l'écoulement n'ayant pas pu être totalement annulée il y a érosion des matériaux du pied de la digue. Au cours de tous les essais expérimentaux, la fosse d'érosion a été mesurée au moyen d'un tachéomètre à laser et par relevé photogrammétrique. Le développement de cette technique novatrice a permis de numériser la géométrie de la fosse et d'obtenir par calcul les volumes érodés. Les caractéristiques de la fosse à savoir, la longueur maximale, la largeur maximale et la profondeur maximale ont été obtenues expérimentalement. De nombreuses théories basées principalement sur des essais de laboratoire ont été élaborées concernant l'érosion de jet ou déversoir. Il sera donc nécessaire de déterminer la formule à utiliser en fonction de la situation d'essai la plus proche de la nôtre. Deux auteurs ont été retenus afin de comparer les résultats expérimentaux et ceux obtenus par calcul.

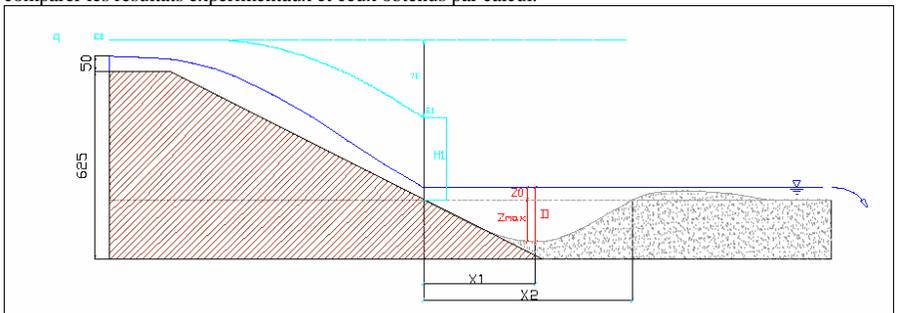


Figure 10 : Diagramme schématique de la fosse d'érosion

Formules utilisées :

Veronese (B) $D=1.9*q^{0.54}*H^{0.225}$

Martin (B) $D=1.5*q^{0.6}*H^{0.1}$

D'après ces auteurs , $D=Z_{max}+Z_o$ or nous avons obtenu Z_{max} expérimentalement qui est la profondeur maximale de la fosse due au débit total déversé alors que D est fonction du débit unitaire.

Le Tableau 3 représente les valeurs calculées et obtenues expérimentalement sur revêtement lisse du premier modèle

Tableau 3 : Comparaison de la profondeur maximum d'érosion avec les formules existantes

Débit q [m ² /s]	Charge en pied H ₁ [m]	Hauteur d'eau Z _o [m]	Veronese (B)	Martin (B)	Présente étude	
			D[m]	D[m]	Z _{max} [m]	D[m]
0.016	0.517	0.046	0.17	0.117	0.17	0.22
0.026	0.580	0.048	0.23	0.153	0.22	0.27

Après une comparaison des résultats donnés par ces deux différentes formules, Il faut noter le peu de dispersion entre les auteurs. La figure 11 présente la comparaison entre les valeurs expérimentales et les valeurs calculées.

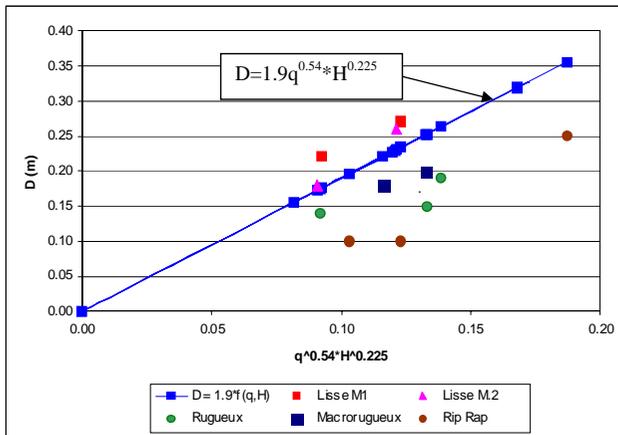


Figure 11 : Comparaison entre les valeurs calculées et les valeurs expérimentales

7 RECOMMANDATIONS PRATIQUES POUR L'EXÉCUTION

Sur la base des résultats expérimentaux, le dimensionnement de la digue indestructible doit être basé sur les éléments suivants :

- ✓ La crête de la digue doit être protégée (empierrement, couche de béton etc) et rendue étanche afin d'éviter des risques d'infiltration.
- ✓ Le choix de la surface de protection du parement aval doit tenir compte de la hauteur de surverse et de la pente de la digue.. Ainsi un débit unitaire maximum doit être calculé.
- ✓ L'érosion en pied de digue est principalement dépendante de la charge de l'écoulement et du débit unitaire. Ainsi pour limiter l'érosion deux possibilités sont envisageables,

premièrement augmenter les pertes de charges le long de la digue en modifiant la rugosité du revêtement du parement aval ou en augmentant la longueur de la pente, et deuxièmement diminuer le débit unitaire notamment au début de la surverse.

- ✓ La longueur du déversoir doit être supérieure à la largeur du cours.
- ✓ Le renforcement du pied de la digue dépendra de la protection du parement aval.

8 CONCLUSIONS

Les essais réalisés sur modèle ont permis de comparer la dissipation de l'énergie sur différents types de protection (lisse, rugueux, macrorugueux et riprap) du talus des digues et d'analyser le phénomène d'érosion en pied.

Par ailleurs plusieurs types de protection du parement aval des digues sont passées en revue, le principe d'affouillement et de surverse sont bien documentés.

Les résultats obtenus pourront servir de guide pour la réalisation de projets.

9 REMERCIEMENTS

J'ai eu beaucoup de plaisir à réaliser ce travail de diplôme et tiens à remercier tout particulièrement monsieur jacques Bonvin qui m'a offert cette place de stage, et aussi monsieur jean Louis Boillat de la direction Postgrade qui n'a ménagé aucun effort à m'apporter l'encadrement nécessaire. Mes remerciements vont également à l'endroit de tous ceux qui m'ont soutenu moralement.

10 BIBLIOGRAPHIE

1. Chanson, H., « Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs and spillways », Book, Pergamon Edition, 1994.
2. Chanson, H., « Prediction of transition nappe/skimming flow on a stepped channel », J. Hydr. Res. IAHR, 34 (3), pp.412-429, 1996.
3. Chanson, H., « Réduction des pertes de frottement pour des écoulements à surface libre avec entraînement d'air. Augmentation de la débitance de la débitance d'un coursier d'évacuateur de crues. », La Houille Blanche, 48 (5), pp.303-313, 1993.
4. Chow: "Open-Channel Hydraulics", McGraw-Hill International Editions, 1959
5. Codell, R.B. et al., « Estimation of flow through and over armored slopes », J. Hydr. Engrg. ASCE, 116 (10), pp. 1252-1269, 1990.
6. Couch, F.B., « Geotextile applications to slope protection for the Tennessee-Tombigbee waterway divide cut » 2nd. Int. Conf. On Geotextiles, Vol. I, pp. 217-222, Las Vegas, 1982.
7. Dubois, J., « Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface », Thèse N° 1890, EPF-Lausanne, 1998.
8. Duijvenbode Van, J.D., « Failure testing of a dike by overtopping », ICOLD, Q. 75, Florence, 1997.
9. Bosshard Max, "Überflutbarkeit kleiner Dämme", VAW 1991
10. Stefan Dornack, "Überströmbare Dämme-Beitrag zur Bemessung von Deckweken aus Bruchsteinen"
11. Méthodologie de diagnostic des digues appliqués aux levés de la Loire moyenne; M. Lino, P. Mériaux, P. Royet ed. Cemagref /1999
12. Schleiss A., "Aménagements hydrauliques", EPFL 2000.
13. Manso P.F., "Design of linings by concrete elements for surface protection of overflow earth fill dams", EPFL, LCH 2001.

Refurbishment of Rosshaupten dam spillway for flood management: Findings from hydraulic model study

Réhabilitation de l'évacuateur de crues du Barrage de Rosshaupten pour la gestion des crues : Résultats de l'étude sur modèle hydraulique

Tilak Raj Bhattarai

Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering (VAO), TUM, Germany

ABSTRACT: The Rosshaupten Hydropower Project was built in the mid-1950s, at the Lech River for the energy production. The Lake Forggensee functions as a storage reservoir for the Rosshaupten Dam and it greatly contributes to the flood management of the whole Lech River in the present scenario. The existing arrangement of Rosshaupten Dam spillway is incapable to accommodate the higher floods endangering the dam safety and severe flooding. The refurbishment concept includes the replacement of a flap gate by two radial gates with 3 m lowered weir crest. The hydraulic performance of the new modification was investigated in the hydraulic model study. The model tests were carried out for several operating conditions for individual gates (left and right), both gates- with siphons and without siphons for different aeration conditions inside the spillway tunnel. From the present study, the capacity of new radial gates without siphon was found to be adequate to withstand the 1000 and 10,000 years return period flood. This ensures the proper flood management of the Lech River both upstream and downstream.

RESUME: L'aménagement hydroélectrique de Rosshaupten a été établi au milieu des années 50, sur la Lech pour la production énergétique. Le lac Forggensee agit en tant qu'un réservoir de stockage pour le barrage de Rosshaupten et il contribue considérablement à la gestion des crues de tout le rivièrè Lech dans le scénariò actuel. L'arrangement existant du barrage de Rosshaupten est incapable de s'adapter aux crues plus importantes menaçant la sécurité du barrage. Le concept de rénovation inclut le remplacement d'une vanne clapet par deux vannes segment, la crête de déversoir étant abaissée de 3 m. Le fonctionnement hydraulique de la nouvelle configuration a été étudiée sur modèle physique. Les essais sur modèle ont été effectués pour différentes conditions de fonctionnement, en ce qui concerne le nombre de vannes et leur ouverture, l'utilisation des siphons et encore les conditions d'aération à l'intérieur du tunnel qui lie l'auge de l'évacuateur au bassin dissipateur. Selon les résultats de l'étude, la capacité du nouvel évacuateur de crues avec vannes segment et sans les siphons est suffisante pour assurer le passage des crues de 1000 et 10'000 ans de période de retour en toute sécurité. Ceci permet la gestion optimale des crues du Lech et des inondations y associées à l'amont comme à l'aval du barrage de Rosshaupten.

1 INTRODUCTION

1.1 Background

Rosshaupten Hydropower Project was constructed during 1950 to 1954. It is located at the Lech River of Bavarian Alps in southern Germany. The project consists of a storage reservoir, a dam, a power plant and other appurtenant structures. It is the uppermost dam on the Lech River that consists of a series of dams in the downstream before flowing into the Danube. The dam is a granular earth fill with central clay core. It was built for the purpose of energy generation. All the substantial operating components of the Rosshaupten project can be seen in an aerial photograph as shown in Figure 1.

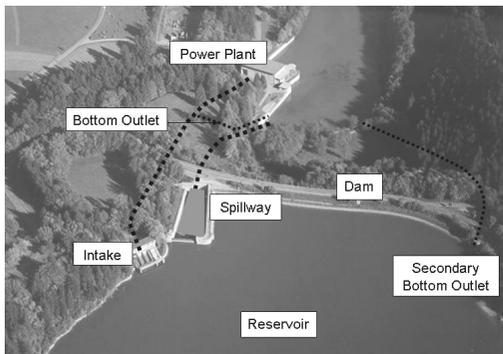


Figure 1. Aerial photograph of Rosshaupten hydropower project

The Rosshaupten Dam spillway consists of a combination of a 21 m long and 3.2 m high flap gate and 14 siphons. The crest level of the flap gate concrete weir is 779.0 m asl. The elevation of the top of the gate is 782.2 m asl. The siphons are extended to an angle of 84.5° to the axis of the flap gate in the right side (Fig. 1). This combined spillway discharges the flow into a spillway chute. The chute is followed by an 8.35 m diameter tunnel leading to the stilling basin. The spillway tunnel contains four aeration openings at different locations. A bottom outlet of diameter 2.8 m branches from the main tunnel and discharges the flow into the stilling Basin. Secondary bottom outlet flows out at the right side of the stilling basin and independently conveys additional flood water.

1.2 Refurbishment concept

Natural calamities due to flood events are becoming more common in the recent years throughout the world. Several factors including the change in global warming system and major change in climate pattern could be the causes of these repeated flood events. Past flood events of 1970 and 1999 in the Rosshaupten region raised the concerns over the safety and security of the dam and all other structures. Although there is not a major threat to the dam safety, the flood event causing damage to the dam might be a catastrophic for the human lives and properties in the vicinity of the Lech River. Recently, the Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering, Oberrach (VAO) - *Technische Universität München* (TUM) carried out initial investigation on the hydrological safety analysis of the Rosshaupten Dam.

In the hydrological safety analysis, it was observed that the position of the spillway weir is not at the proper elevation for the effective flood regulation for the major destructive floods that may affect the dam safety as well. The study mainly focused on the modification of the existing flap gate spillway for effectively lowering the reservoir level. This would provide the sufficient storage volume for the upcoming floods. On the basis of theoretical calculations [5], replacement of the flap gate by each 9.5 m wide two radial gates has been suggested. For this modification, weir crest level would be lowered from 779.00 to 775.50 m asl (Fig. 2).

The main objective of the present study is to carry out detailed investigation on reservoir operation for flood management with the enhancement in the spillway capacity for lower reservoir level. The study aims to formulate brief spillway operation guidelines for the effective flood management. The specific objective of the hydraulic model study of the Rosshaupten spillway is to examine the overall hydraulic efficiency of the proposed new arrangements. Since the siphon spillway still exists and the siphons have to be operated together with the radial gates, their influences are also considered. The influence of aeration in the spillway tunnel which predominately affects the capacity of the whole system requires particular attention.

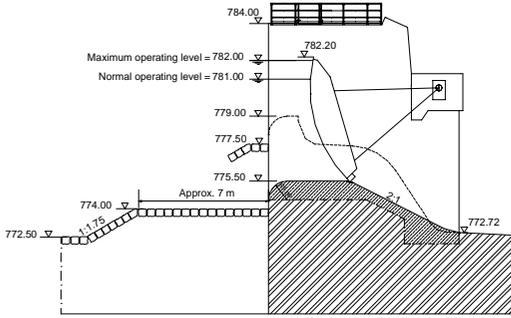


Figure 2. Cross section of the proposed radial gate spillway

2 THEORETICAL BASIS

2.1 Flow through overflow weir

The basic shape of the overflow weir used in the Rosshaupten spillway (radial gate) is a broad crested overflow weir with a sloping apron. The weir comprises a truly levelled and horizontal crest between vertical abutments with a pier at the centre. The upstream corner is rounded in such a manner that the flow separation does not occur. The discharge over a free/ungated flow and controlled/partially gated flow over an overflow weir can be obtained from the standard discharge relationships given by Equation 1 and 2 respectively.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot L \cdot H_e^{3/2} \quad (1)$$

$$Q = \mu \cdot a \cdot L \cdot \sqrt{2gH_e} \quad (2)$$

where Q is the discharge, L is the effective length of the crest (taking account the abutment and pier effects), H_e is the total energy head above the weir crest, a is the height of gate opening, g is the acceleration due to gravity ($\sim 9.81 \text{ m/s}^2$), and μ is the coefficient of discharge. The discharge coefficient μ is influenced by a number of factors, such as depth of approach, relation of the actual crest shape to the ideal nappe shape, upstream face slope, downstream apron interference, and downstream submergence.

2.2 Flow through siphons

Several investigations have been carried out for the explanation of general characteristics of an air regulated siphon. In spite of complex hydraulic behaviour, according to Erivne et al. (2002) [1], the flow in the air regulated siphons can be divided into four phases such as normal weir flow ($Q \propto h^{3/2}$), sub-atmospheric weir flow, partial or two-phase flow and blackwater flow ($Q \propto h^{1/2}$).

Therefore the flow discharge from siphons running in blackwater condition is obtained from the relationship given by Equation 3.

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2gh} \quad (3)$$

where Q is the discharge, A is the throat area of the siphon, h is the difference between the upstream water level and siphon outlet or downstream water level in case of submerged outlet, and μ is the discharge coefficient. The discharge coefficient μ is a combined effect of head loss coefficients for the entry, bend, and exit as well as friction loss in the siphon.

3 EXPERIMENTAL WORK

3.1 Hydraulic model

The hydraulic model study was carried out in the Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering, Oberrach (VAO); TUM, Germany. The model investigation was conducted by employing standard techniques and principles of physical modeling [see Novak et al (1981) - 3]. Figure 4 shows a photographic view of the experimental facility of the Rosshaupten model.

A water pump of capacity 300 l/s provides a continuous circulation of water from the underground reservoir to the constant head tank and to the model. The flow discharge to the model and the water level in the reservoir are measured by a calibrated apparatus.

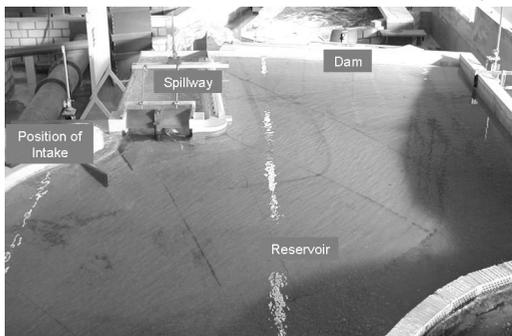


Figure 3. General view of the experimental facility of Rosshaupten model at VAO

Flow to the model is measured by two measuring flumes provided with rectangular and triangular weir. The range of minimum and maximum discharge that can be supplied to the Rosshaupten model is 4 l/s ($\sim 40 \text{ m}^3/\text{s}$ – in prototype) to 110 l/s ($\sim 1100 \text{ m}^3/\text{s}$ – in prototype). The inlets of two water level measuring pipes in the reservoir are away from the approach flow and other disturbances. This would ensure that the recorded water level would correspond to the energy head for the spillway weir.

The model was constructed to a geometric scale of 1:40, satisfying the Froude scaling law. The dam and walls of the reservoir are built from the blocks and concretes. The reservoir is designed with sufficient area and volume to provide proper flow conditions so that there would not be any artificial influences on the approaching flows to the spillway. The reservoir area is approximately 20 m^2 in model scale. A dividing wall of perforated bricks ($\varnothing 1 \text{ cm}$ holes) is built at the entrance of the flow to reservoir so as to obstruct the direct turbulent flow through inlet pipe (Fig. 3). Due to this wall the flow is uniformly distributed to the reservoir area and the approach velocity of the flow near to the spillway is almost zero.

The spillway structures such as abutments, piers, gates and chute; and outlet to stilling basin are made of PVC materials. However the siphons and spillway tunnel were built with PVC and Plexiglas. The selection of materials and design of every model structure aims to ensure the model scale and to minimize the scale effects.

3.2 Experimental Program

The model study was carried out for stage-discharge measurements to define the hydraulic performance of the spillway. The observations were made for different abutments shapes, different flow conditions at spillway weir and different aeration condition in the discharge tunnel. Discharge capacity of individual gate and both gates for free overflow condition were carried out for square abutments without the operation of siphons. However in case of rounded abutments, different flow conditions included the free overflow (gates fully opened) as well as controlled flow (gates partially opened). One set of observation was made closing the siphon spillways and operating the radial gates- for single gate as well as both gates. For the similar flow conditions, the next set of observation was carried out for flow from the gates together with the

siphons. Similar two sets of observations were carried out for the controlled flow condition for different gates openings (1 m, 2 m, 3 m and 4 m – in prototype scale).

Furthermore, main test such as capacity of both gates, capacity of siphons and capacity of both gates and siphons together were carried out for different aeration conditions inside the spillway tunnel.

4 EVALUATION OF THE EXPERIMENTAL RESULTS

4.1 Discharge capacity of radial gates for different abutment shapes

The stage-discharge results for individual left and right gates are almost similar to each other for a given shape of the abutments (either square or rounded). But when compared with different abutment shapes, the rounded abutments yielded slightly higher capacity than the square abutments. Figure 4 shows the comparison of stage-discharge curves and coefficients of discharge for free flow through both gates without siphons.

4.1.1 Discussion of the results

The important effect observed during the model investigation was the capacity of tunnel that acts as a control point if the water level in the spillway chute is higher than the crown of the spillway tunnel entrance. Due to higher turbulence and fluctuations of flow and significant air mixing through the spillway chute, the exact discharge value at which the water level goes higher than the tunnel crown could not be obtained. However, as seen in Figure 4, when the discharge is higher than 700 m³/s (in both cases), there is a possibility of filling up of tunnel entrance. Considering the highest operating level as 782.0 m asl, the flow never occurs under pressure in the spillway tunnel during the general operation of Rosshaupten spillway, when both gates are open and siphons are closed.

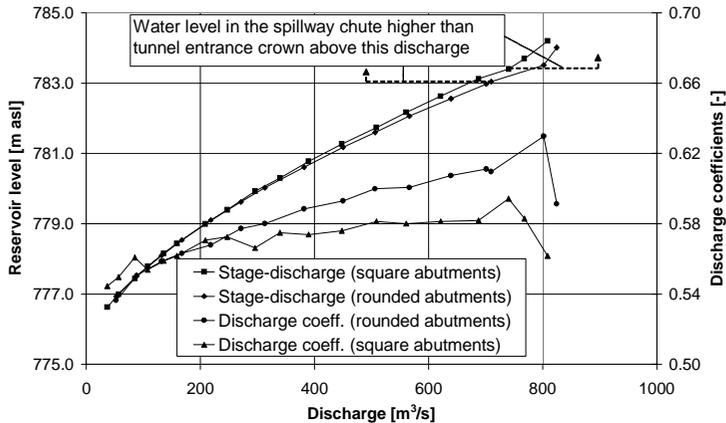


Figure 4. Comparison of discharge capacity of radial gates for square and rounded abutments

The comparison of the results shows the difference of 4 to 6% less discharge capacity for the square abutments than in rounded for reservoir level above 782.0 m asl. This is a well known fact that the rounded abutments reduce the flow contraction effects thereby increasing discharge coefficients as shown in Figure 4. During the model tests, a higher contraction effect on the approach flow was observed for square abutments. Therefore rounded abutments were recommended for further investigation as explained in the following sections.

4.2 Discharge capacity of radial gates for different aeration conditions in the spillway tunnel

In the first set of experiments (aeration condition – 7), the aerator AIII was closed and the others AII, BI and BII were opened. In the next set (aeration condition – 8), aerator AII was closed and AIII, BI and BII were opened. The locations of all the aerators in the spillway tunnel (model) are shown in Figure 5. The actual sizes of aerators AII, AIII and BI/BII are 0.48 m² (0.8 m x 0.6 m), 0.78 m² (Ø 1.0 m), and 1.76 m² (Ø 1.5 m) respectively.

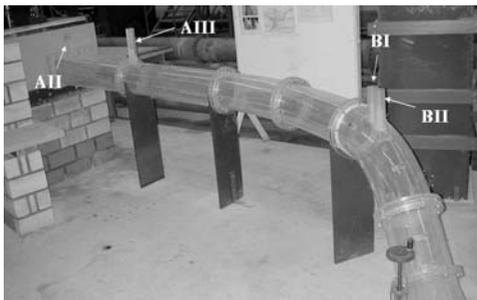


Figure 5. Photograph of Spillway tunnel (model) with location of different aerators

4.2.1 Discussion of the results

Referring to the stage-discharge curve presented in the Figure 6, a critical point can be observed, above which the capacity of spillway is drastically changing in two different aeration conditions. For the discharge value below 610 m³/s, the capacity of the new spillway is unaltered due to aeration conditions.

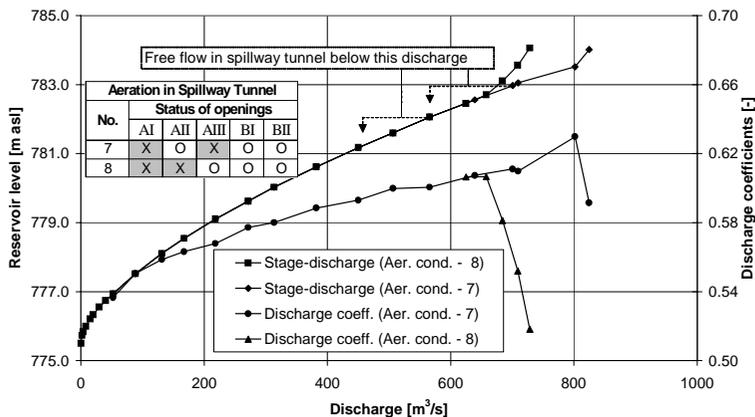


Figure 6. Discharge capacity of radial gates influenced by aeration condition in spillway tunnel

The discharge coefficient abruptly goes down when the water level in the spillway chute is above the tunnel entrance crown (Fig. 6). This situation appears in both of the aeration conditions although the discharge value are different at which the effect occurs. The difference of discharge value depends upon the volume of air mixed with water through the aerators and the pressure condition inside the tunnel. When the water level in the spillway chute is above the tunnel entrance, the capacity of the spillway is not controlled by spillway weir rather by the capacity of the tunnel and inside pressure condition.

In case of aeration condition 8, a lot of air mixes into the tunnel water through aeration duct AIII due to larger size of aerator than it enters through AI in aeration condition 7. Therefore the discharge value is different at which the free flow changes into pressure flow. The difference of discharge capacity in two aeration conditions was observed for the reservoir level above 782.00 m asl. Since the maximum operating level for the Rosshaupten reservoir is 782.00 m asl, this difference doesn't really make any influences for the actual operation.

4.3 Discharge capacity of existing siphon spillway

In this phase of model tests, discharge capacity of only siphons is investigated. Stage-discharge curves are established for two different aeration conditions 7 and 8. Both gates are closed and the flow was directed towards all siphons (Fig. 7). In the initial stage, there was two-phase flow (air and water) inside the siphons for both cases. During increase in discharge the siphons were operated manually with the air regulators to attain the full flow. When the water level in the reservoir is more than 782.00 m asl, siphon 1 and 2 were still in two-phase flow due to the vortex near to their inlets. Finally the stage-discharge curves for two different flow conditions are obtained as shown in Figure 7.

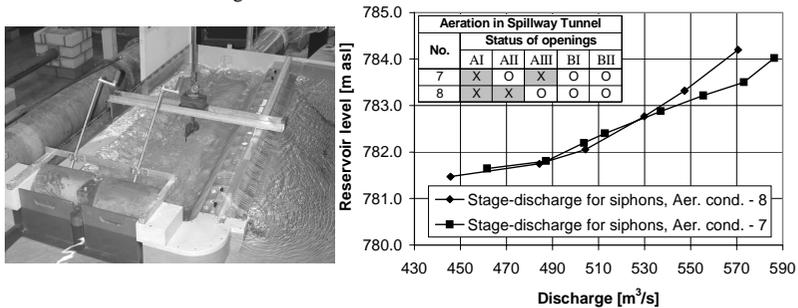


Figure 7. Flow through siphons only and stage-discharge curves for two aeration conditions

4.3.1 Discussion of the results

Similar to the flow through gates, the discharge capacity of siphons is higher in case of aeration condition 7 than in aeration condition 8. As explained in the section 4.2.1, the difference in the capacity for this case is also due to the differences in the air volume through aeration ducts and pressure condition inside the spillway tunnel.

The discharge through siphons in both cases is almost same up to the discharge value of 530 m³/s. For the higher discharges, the capacity of the tunnel acts as a control point. Therefore, with the entrance of higher volume of air through AIII and reduced pressure inside the tunnel, the capacity of spillway tunnel decreases in aeration condition 8 than in 7.

The siphons 13 and 14 have the lower crest level at 781.40 m asl, therefore there was some discharge passing through these siphons even for the reservoir level below 781.90 m asl as shown in Figure 7. Although the capacity of the siphon spillway differs in two different aeration conditions, this does not make any significant influence to consider any of the aeration conditions if siphon spillway has to be operated only because the difference of discharge capacity was only observed above the maximum operating level of the reservoir (~ 782.7 m asl).

4.4 Discharge capacity of radial gates and siphon spillway both operated together

Stage-discharge measurements were carried out on the scale model for the aeration conditions 3, 7 and 8 for the flow through radial gates and siphons together. In the aeration condition 3, aerators AII and AIII are closed and BI and BII are opened. The stage-discharge relationship obtained for gates only is applicable for all three cases for the water level below 781.90 m asl (elevation of siphon crest). Because the water level in the spillway chute is always below the tunnel crown and there is no any effect of aeration in the spillway tunnel if the reservoir level is

below 781.90 m asl. And principally siphons do not function below this water level. The total capacity of the spillway varies significantly when the water level is higher than 782.00 m asl as shown in Figure 8. This variation itself can well explain the effect of aeration in the tunnel that influences the overall capacity of the spillway for the higher reservoir level.

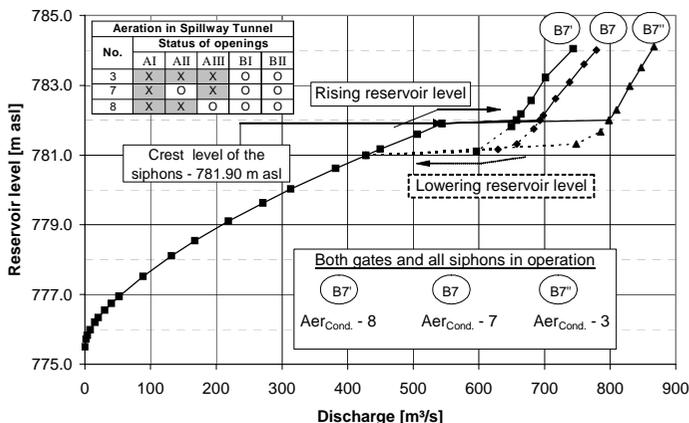


Figure 8. Comparison of total capacity of proposed spillway for different aerations

4.4.1 Discussion of the results

From the Figure 8, the discharge capacity of the overall spillway was found to be maximal in the aeration condition 3, lowest in aeration condition 8, and between these two in aeration condition 7. The capacity difference is about 100 m³/s between aeration conditions 7 and 3 whereas about 150 m³/s between 8 and 3. This difference of discharge capacity is due to volume of air entrainment through aerators causing different pressure condition inside the tunnel and the effect of tail water level in the spillway chute.

The aeration problem inside the spillway tunnel creates high tail water effect in the spillway chute which ultimately reduces the overall capacity of the spillway in each condition. When there is higher tail water depth, the discharge coefficient of the radial gate is also reduced. In the same way, a reduced amount of difference in the reservoir level and tail water level (low energy head) reduces the discharge capacity of the siphons. Therefore, in case of Rosshaupten Dam spillway the effect of tail water level and aeration problems are inter-related to each others. Due to the limitation of the scope of the present study, the pressure and velocity measurements in the spillway were not carried out.

These observations were carried out for the decreasing water level in the reservoir. Due to continuing siphonic action, there was some flow through few siphons below 781.50 m asl. Hence all the curves were theoretically made to coincide with capacity of the gates at elevation 781.00 m asl, as shown in Figure 8. On the other hand, if the observations are made in the rising reservoir level, only siphons 13 and 14 would start to work from elevation 781.40 m flowing low discharge through them. As soon as the water level attains 781.90 m, all siphons start working and the discharge value suddenly increases in each cases.

For the aeration condition 3, there could be some risk of cavitation inside the tunnel. Huge vibrating effect for high discharge was also noticed during the model investigation. In case of aeration condition 7, few air bubbles could be seen inside the tunnel in between position of AII and AIII. However the air entrainment may be insufficient and pressure condition could be favorable for minor local cavitation inside the spillway tunnel. During the field inspection of the spillway tunnel after the flood of 1970 [2], there were some local cavitation spots inside the tunnel when the spillway was operated under aeration condition 7.

In case of aeration condition 8, sufficient air entrance through AIII inside the spillway tunnel made possible to attain the free flow from location of AIII to onwards. The water level in the

spillway tunnel was few centimeters (in model) below from the tunnel crown between locations of AIII to the exit at stilling basin. This aeration condition could be the best for the operation of the spillway in relation to the problem of causing vibration and possibility of cavitations.

4.5 Adoption of the best aeration condition

During the previous study by VAO, in 1986/1987 [2], the pressure measurements were carried out in the spillway tunnel for the highest possible discharges. Since the modification of the Rosshaupten spillway does not affect the flow situation in the spillway tunnel for higher discharge values these pressure diagrams are equally applicable for the new spillway.

For the prediction of possibility of cavitation in Rosshaupten spillway, cavitation numbers were calculated from the pressure data of previous study [2]. These numbers were compared with a physical model study carried out at VAO - TUM for the concrete lined bottom outlet tunnel of Dam Leibis-Lichte [4]. For the Leibis-Lichte, the cavitation inception number, σ_i , was 0.55 for the velocity of about 16 m/s. The cavitation number of 0.17 for the same flow velocity in Rosshaupten spillway indicates the possibility of cavitation damage in case of aeration condition 3. On the other hand, for aeration condition 8, the cavitation number is 0.65 with the same velocity of 16 m/s. This is higher than the cavitation inception number (0.55) of Leibis-Lichte. Therefore there is higher possibility of absence of cavitations in aeration condition 8.

Thus after some simple calculation it can be said that the aeration condition 8 is the best aeration condition among three. From the previous model tests, aeration condition 8 was recommended and it has been the reality in the prototype since many years. In the present modification, the maximum discharge and other operating conditions inside the spillway tunnel are similar to the past, therefore it is recommended to adopt the same aeration condition 8 for spillway operation.

5 APPLICATION OF THE RESULTS

5.1 Operation of spillway for reservoir regulations

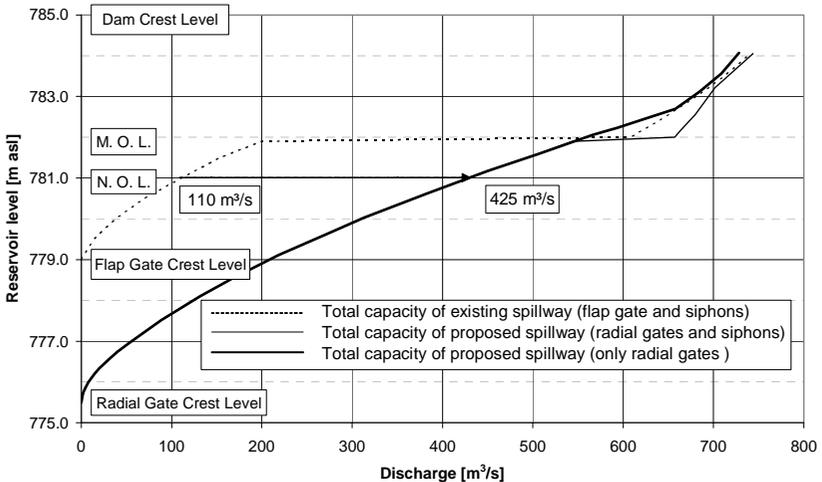


Figure 9. Comparison of total capacity of existing and proposed spillway

The comparison of the stage-discharge results, presented in Figure 9, shows that the discharge capacity of the proposed gates is approximately 425 m³/s at the reservoir level 781.00 m asl,

which is 315 m³/s more than the existing spillway. This can significantly lower the reservoir level before the flood events and provide sufficient storage volume. The discharge capacities for both (new and old) the arrangements become almost similar for the reservoir level higher than 783.00 m asl.

When the total capacity of the proposed gates and siphons is compared with the existing flap gate and siphons, the overall capacity of the proposed modification is higher than the existing arrangements up to the reservoir level of 783.00 m asl. However, it becomes similar for higher reservoir level, due to the fact that for the higher discharges, spillway tunnel acts as a control section rather than spillway weir.

5.2 Reservoir regulations with radial gate spillway

The modification of the flap gate spillway into two radial gates has significantly increased spillway capacity for the water level below 781.00 m asl. Apart from being complex process, full operation of the siphon spillway can not be achieved before the reservoir elevation 782.30 m asl. This reservoir level already exceeds the maximum operation level (782.00 m asl) defined by the German standard regulation. This fact approves to discard the use of siphon spillway in the normal reservoir operations against flood events.

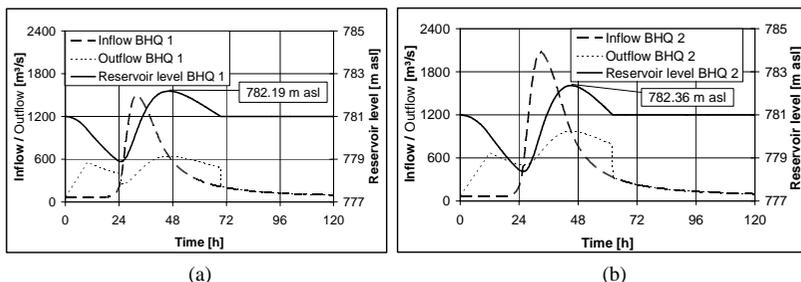


Figure 10. Reservoir regulation for flood (a) BHQ 1 (n-1) and (b) BHQ 2 (n) for 24 - hours pre-release

Figure 10(a) shows that if 24 hours of pre-releasing time is available for lowering the reservoir level before the flood arrival, the water level can be lowered more than 2 m. This would provide more than 3 m depth (from elev. 779.00 to 782.00) of storage volume (i.e. approx. 45 Million cubic meters) for the incoming flood. This was the main achievement for flood management by lowering the spillway crest level. If the pre-release time of 24 hours is available then the new spillway can easily accommodate 1000 years flood (BHQ 1 - 1500 m³/s) in the operation condition of (n-1) regulation. In that case, the maximum reservoir level could reach up to 782.19 m asl, which would not cause any flooding in the both upstream and downstream region.

Figure 10(b) shows the reservoir operation simulation results for 10,000 years flood for operation regulation (n) with 24 hours pre-release time. For such a high value of discharge (BHQ 2 - 2100 m³/s), the reservoir could reach up to elevation 782.36 m asl. The reservoir simulation results for several operation regulations and different pre-release times [6] show that the radial gate spillway without siphons could accommodate high floods such as BHQ 1 and BHQ 2 without any major problem of flooding. Hence except in special circumstances (see section 5.3) there is no need of operation of siphons for the reservoir operation.

5.3 Reservoir regulations under operation of radial gates and siphons together

In case of breakdown or blockage of some of the flood releasing units, the siphon spillway shall be operated together with radial gates to accommodate the required outflow. From the model investigation it was observed that the reservoir level could reach very close to 782.30 m asl for full operation of siphons. But once siphons start running fully the discharge capacity suddenly increases. This would extensively (almost 110 m³/s – Fig. 9) increase discharge capacity during exceptional circumstances.

Overall dam safety can be considered another factor that requires the operation of siphons together with the radial gates. For the exceptional floods (could be sudden flood without sufficient pre-release time), the upstream flooding can be accepted rather than wash out of the whole dam. In such catastrophic conditions both radial gates and siphon spillway have to be operated and reservoir level can rise as high as 784.00 m asl because the top level of the dam is at 785.00 m asl.

5.3.1 Operation guidelines for siphon spillway of Rosshaupten Dam

Despite the complex hydraulic phenomenon, the air regulated siphons are much more flexible with a wider range of use. In Rosshaupten spillway, the water level could reach up to maximum reservoir level of 782.00 m asl for the higher inflow. When the inflow continues to increase further then the operation of siphons is necessary. Special attentions should be paid for the proper operation of siphons and gates together. Followings are few guidelines recommended for the effective operation of the siphons based on the observation on physical model study.

- If the gates are in operation for the reservoir level higher than 781.00 m asl, the water level in the spillway chute will be fairly higher than the outlet of the siphons. For the start of siphons, the preferred condition in the spillway chute (downstream of siphons) would be such that the water level is lower than the outlet of the siphons. For the initialization of siphons, the radial gates should be closed (at least partially) and the water level in the chute has to be below the exit of the siphons, as far as possible.
- As soon as the flow through gates is controlled, water level rises in the reservoir and could reach higher than 781.90 m asl. The low water level in the spillway chute and higher water level in the reservoir would create higher head for the siphons ($Q \propto h^{1/2}$). Due to action of air regulators and nappe deflectors siphons would start running. Once the siphons are working, the air regulators should be closed to attain full siphonic action and to achieve maximum discharges through siphons.
- The inflow discharge could be higher than the capacity of the siphons. This would raise the reservoir level quickly. Therefore proper attention should be paid to re-open the radial gates slowly at suitable time. Care should be taken for the opening of the gates so that the water level in the reservoir should not go lower than 782.00 m asl. If it happens, the siphons could go out of operations and same process has to be repeated. During the critical events, it would be too harmful to encounter such problems. Therefore it is emphasized for the careful and proper operations of gates and siphons together.
- Despite the overall attentions, siphon operation could be interrupted by the action of surface waves on the reservoir. The presence of surface waves would create fluctuating pressures within the siphons and sometimes they would pass mixture of air and water at low water level and sometimes black water at high water level.

All the rules and regulations for the operation of siphons have been explained on the basis of model observations. Since the scale of model is 1:40, there could be higher scale effects in case of siphons. As the size of siphon's throat in model is 9.925 cm x 2.875 cm (3.97 m x 1.15 m - prototype), the effect on the flow resistance and fluctuations in the pressure could be different than in the real operation.

On the other hand, the operation of siphon is equally problematic to the downstream flow condition in the river. Closing of gates, beginning of siphons, sudden increase of flow due to siphon operation would lead to a very irregular flow in the downstream river reach. These effects also have to be taken into consideration during operation of the siphon spillway.

6 CONCLUSIONS

Flood management is the present challenging engineering task for the whole world in the changed climatic scenario. Under new German standards and new hydrological data, the existing Rosshaupten dam spillway is inadequate to accommodate higher flood events safely. Necessity of the modification of Rosshaupten spillway was realized to overcome the problem and new refurbishment concept was developed. Under this refurbishment approach, the radial gate weir with a 3.5 m lowered crest level would replace the existing flap gate weir.

The refurbishment concept also included the optimization of the hydraulic efficiency of new modification by physical modeling. The main aim of the hydraulic model study was to determine the hydraulic efficiency of the proposed spillway and to describe the guidelines for the operation of spillway in different circumstances, such as flood management and overall dam safety. After the detailed physical model investigations following conclusions are drawn:

The comparison of the existing spillway and proposed modification illustrated that the extensive increase in spillway capacity can be achieved within the reservoir elevation 781.90 m asl. The increase in modified spillway capacity at normal operating level (781.00 m asl) is more than 315 m³/s than in the existing one.

The capacity of the overall spillway is highly influenced by the different aeration conditions. As soon as the water level in the spillway chute goes higher than the spillway tunnel crown, the discharge capacity is controlled by the capacity of the spillway tunnel. After the evaluation of the problem of cavitation, pressure fluctuation and vibration in the tunnel, the aeration condition 8 (AI, AII closed and AIII, BI, BII open) was found to be the best. Therefore the continuation of adoption of aeration condition 8 in the spillway tunnel is recommended for the operation of new proposed Rosshaupten Dam spillway.

Due to the modification of the spillway, the lowering of the reservoir level can take place from the elevation 775.5 m asl. This would allow releasing higher volume of water in the beginning of the flood events and it would create large storage volume available for the upcoming flood. If the water level can be lowered 2 m down from normal operating level by pre-release, then the available storage volume would be as high as 45 Million cubic meters. This would significantly improve the flood management of whole Lech River.

Reservoir operation simulation was carried out for the spillway capacity of the proposed radial gates without consideration of siphons. From the simulation results it was found that the spillway capacity is adequate to accommodate 1000 years and 10,000 years return period floods without any damage. From the model investigation it was observed that the reservoir level should be at least 782.30 m asl for the effective and full operation of siphons. Therefore siphon spillway is discarded for the general operation conditions except in some very special circumstances.

In the special circumstances such as breakdown or blockage of some of the flood releasing units or very high floods endangered to dam safety, operation of siphon spillway together with the radial gates may be required. Certain rules and regulations have to be followed for the effective operation of siphons when they are operated together with gates. In such circumstances some impoundment in the upstream of dam surrounding the Lake Forgensee has to be accepted.

7 REFERENCES

- [1] BABAEBAN-KOOPAEI, K., VALENTINE, E. M., & ERVINE, D. A. June 2002. Case Study on Hydraulic Performance of Brent Reservoir Siphon Spillway, *Journal of Hydraulic Engineering*: Vol. 128, No. 6, 562-567.
- [2] BLIND, H., HERBRAND, K., & SEPP, A. 1987. *Lechspeicher Rosshaupten: Modellversuch 275*: VAO TUM.
- [3] NOVAK, P., & CÁBELKA, J. 1981. *Models in Hydraulic Engineering Physical Principles and Design Applications*. Pitman: London.
- [4] STROBL, TH., KELLER, A., & HUBER, R. 2003. *Modellversuch zur Kavitationsgeführung der Auskleidung der Grundablässe an der Talsperre Leibis-Lichte*: VAO TUM.
- [5] STROBL, TH., ZUNIC, F., & HAIMERL, G. 2003. *Begutachtung der hydrologischen Sicherheit der Talsperre Rosshaupten*: VAO TUM.
- [6] STROBL, TH., ZUNIC, F., & HAIMERL, G. 2003. *Begutachtung der hydrologischen Sicherheit der Talsperre Rosshaupten – Ergänzungsbericht*: VAO TUM.

Diagnostic et contrôle du phénomène d'eutrophisation du barrage de Keddara – Algérie

Diagnosis and control of the eutrophication phenomenon in the lake of Keddara dam

Samir Boucheraï

Société Bonnard & Gardel Ingénieurs Conseils, Lausanne, Suisse

RESUME: Le problème de l'eutrophisation des retenues de barrages est très général en Algérie où les rejets en éléments nutritifs, tant ponctuels que diffus, ont augmenté avec la densité de population et l'intensification des activités agricoles. Le but de ce travail est de décrire l'état trophique de Keddara en réponse à des variations des apports en éléments nutritifs. Différents types de modélisation du cycle du phosphore ont été passés à revue pour évaluer la charge en phosphore admissible pour le barrage de Keddara, de telle façon que la production primaire permette une concentration d'oxygène dissous de 4 ($\mu\text{g/l}$) au minimum. Des modèles statistiques et basés sur des bilans ont été utilisés avec les données disponibles de Keddara pendant la période de 1989-1992. Les résultats montrent qu'il faudrait ramener la charge externe en phosphore de Keddara à environ 4 (tonnes /an) pour éviter les effets néfastes de l'eutrophisation. Un modèle basé sur des bilans a été utilisé pour estimer les teneurs en phosphore des eaux de Keddara à la suite de l'application de différents scénarios de réduction de la charge externe en phosphore. En fonction de l'évolution trophique constatée, nous avons suggéré des moyens de lutte susceptibles de ralentir le processus d'accélération du phénomène d'eutrophisation.

ABSTRACT: The problem of the reserve dam eutrophication is common in Algeria where nutritive element rejections, local as well as diffuse, increased with the density of population and the intensification of the agricultural activities. The goal of this study is to describe the trophic state of Keddara taking into account the variations of the contributions in nutritive elements. Various types of phosphorus cycle models were reviewed to evaluate the acceptable phosphorus charge for the Keddara's dam, in a way that the primary production allows a dissolved oxygen concentration of 4 ($\mu\text{g/l}$) at least. Statistical models, based on assessments, were used with the Keddara's dam available data for the 1989-1992 period. Results show that it would be necessary to reduce the external phosphorus charge of Keddara to approximately 4 (tons / year) to avoid the harmful effects of eutrophication. A model based on assessments was used to estimate the phosphorus contents in the Keddara water for different scenarios of external phosphorus charge reduction. According to the estimated trophic evolution, we have suggest some interventions to slow down the intensification process of the eutrophication phenomenon

1 INTRODUCTION

L'Algérie, un pays en voie de développement connaît ces vingt dernières années un fort accroissement démographique, et une industrialisation de plus en plus active, notamment en la construction d'un grand nombre d'ouvrages hydrauliques.

Ces aménagements clés de la ressource en eau nécessaires au développement et au maintien d'importantes activités économiques dans les secteurs agricoles, agro-industriel et urbain, du gouvernorat du grand Alger, ont eu des effets négatifs sur la qualité des eaux du barrage de Keddara. Cette dégradation de la qualité de l'eau a gêné sérieusement l'exploitation de la station de traitement de Boudouaou. Pendant la période où l'eau de l'hypolimnion est rendue inutilisable du fait de la présence d'hydrogène sulfuré, les captages s'effectuent à partir des couches superficielles riches en algues, et le traitement de l'eau nécessite une consommation importante de chlore, un surdosage de sulfate d'aluminium et l'utilisation de charbon actif en poudre (produit importé et onéreux) pour lutter contre les goûts et les odeurs. Il en résulte une

augmentation sensible du coût de l'eau, sans que sa qualité organoleptique ne soit tout à fait satisfaisante.

Les éléments nutritifs, principalement le phosphore et l'azote, contrôlent la croissance des végétaux par leurs concentrations et leurs rapports respectifs. En eaux douces, le phosphore est généralement l'élément clé de l'eutrophisation des barrages. En raison de son origine encore essentiellement ponctuelle (rejet domestiques largement dominants en comparaison des apports diffus agricoles), le traitement du phosphore en station d'épuration est le levier principal d'une politique de maîtrise de l'eutrophisation.

2 PRESENTATION DU BARRAGE DE KEDDARA

Le barrage de Keddara est situé dans la wilaya de Boumerdés, à 8 km de Boudouaou et à 50 km à l'Est d'Alger. Il a un volume de 145.6 hm³ d'eau pour une superficie de 5.2 km² à sa cote maximale. Sa profondeur moyenne est de 28 m, la profondeur maximale au niveau du barrage est de 150 m. Il est alimenté par les affluents des oueds Boudouaou et Isser d'une part et par les eaux excédentaires du barrage Hamiz d'autre part. Il est destiné à satisfaire les besoins en eau potable de l'agglomération algéroise.

Le bassin versant de Keddara est de 93 km². Il est alimenté par les affluents des oueds Keddara, El-Had et par les eaux excédentaires du barrage de Hamiz à travers une galerie de dérivation (Hamiz-Keddara de 3.2 km), qui permettent de dériver vers le barrage de Keddara un volume de 15 hm³/an. Il est aussi alimenté essentiellement par les transferts provenant du barrage de Béni-Amrane à l'aide d'une station de refoulement d'une capacité de 0.61 hm³/j, qui permettent de transférer vers Keddara un volume moyen annuel de 110 hm³ à travers une conduite de 30 km. La retenue de Béni-Amrane a été conçue pour permettre le stockage des eaux de l'oued Isser afin de faciliter le pompage d'eau brute vers le réservoir de Keddara et éventuellement directement à Boudouaou.

3 CLASSIFICATION DU BARRAGE DE KEDDARA SELON LES DIAGRAMMES DE VOLLENWEIDER

Tableau 1. Etat probabiliste trophique de Keddara selon les paramètres du système de classification

Années	[P]k	[P]	[P]out	Pic Chlorophylle	Transparence
	%	%	%	%	%
1989	0 U-oligo	0 U-oligo	0 U-oligo	0 U-oligo	0 U-oligo
	2 oligo	33 oligo	0 oligo	54 oligo	0 oligo
	29 médo	61 méso	5 méso	38 méso	15 méso
	63 eu	6 eu	57 eu	7 eu	53 eu
	6 hyperEu	0 hyperEu	38 hyperEu	1 hyperEu	32 hyperEu
1990	0 U-oligo	0 U-oligo	0 U-oligo	62U-oligo	0 U-oligo
	0 oligo	0 oligo	0 oligo	36 oligo	0 oligo
	4 méso	3 méso	4 méso	2 méso	12 méso
	54 eu	42 eu	51 eu	0 eu	51 eu
	42 hyperEu	55 hyperEu	45 hyperEu	0 hyperEu	37 hyperEu
1991	0 U-oligo	0 U-oligo	0 U-oligo	25 U-oligo	0 U-oligo
	0 oligo	0 oligo	0 oligo	71 oligo	1 oligo
	2 méso	2 méso	1 méso	4 méso	17 méso
	49 eu	49 eu	29 eu	0 eu	54 eu
	49 hyperEu	49 hyperEu	70 hyperEu	0 hyperEu	28 hyperEu
1992	0 U-oligo	0 U-oligo	0 U-oligo	40 U-oligo	0 U-oligo
	0 oligo	1oligo	0 oligo	54 oligo	0 oligo
	2 méso	22 méso	5 Méso	6 méso	3 méso
	41 eu	65 eu	57 eu	0 eu	34 eu
	57 hyperEu	12 hyperEU	38 hyperEu	0 hyperEu	63 hyperEu

Pour le paramètre phosphore total, on conclut que la retenue du barrage de Keddara est eutrophe, mais qu'elles présentent de légères fluctuations vers des états mésotrophe et hypereutrophe.

Tableau 2. Usage prévu des eaux d'un réservoir, et degré de trophie recommandés (Bernhardt 1981)

Usage prévu	Degré de trophie	
	Requis	Encore tolérable
Production d'eau potable	oligotrophe	mésotrophe
Baignade	mésotrophe	légèrement eutrophe
Usage industriel	mésotrophe	légèrement eutrophe
Eau de refroidissement	—	eutrophe
Sports aquatiques (sans baignade)	mésotrophe	eutrophe
Aménagements paysagers des zones de loisirs	—	légèrement eutrophe
Irrigation (par canaux)	—	très eutrophe
Production d'énergie	—	très eutrophe

En comparant l'état trophique probable du barrage aux conditions « encore tolérable » pour les différents usages de l'eau énumérés dans le Tableau 1, on s'aperçoit que les eaux du barrage Keddara sont de trop mauvaise qualité pour servir de source d'eau potable. D'après les exigences strictes (basées sur la recherche de l'état trophique optimal), les eaux de Keddara ne peuvent servir qu'à l'irrigation et à la production d'énergie.

Selon les valeurs des seuils du système fixe de classification de l'état trophique (d'après OCDE 1982), on constate que:

La chlorophylle a, aussi bien moyenne que maximale, classe le plan d'eau de Keddara dans un état oligotrophe.

Le phosphore total classe le plan d'eau dans un état eutrophe durant les quatre années.

La transparence au disque de Secchi classe le barrage dans un état mésotrophe voir eutrophe en 1992.

4 MODELISATION DU CYCLE DU PHOSPHORE APPLIQUEE AU KEDDARA

On peut récapituler les charges critiques calculées à l'aide des différents modèles dans le Tableau 3 :

$$Lc = (0.025 \rightarrow 0.05) z^{0.6} \quad (1)$$

$$Lc = (0.1 \rightarrow 0.2) \left(\frac{z}{Ts} \right)^{0.5} \quad (2)$$

$$Lc = (0.01 \rightarrow 0.02) \left(\frac{z}{Ts} + 30 \right) \quad (3)$$

$$Lc = (0.01 \rightarrow 0.02) \frac{z}{Ts} (1 + \sqrt{Ts}) \quad (4)$$

Et pour (3) et (4): [Pc] admissible = 0.01 (g/m³) et [Pc] dangereuse = 0.02 (g/m³)

Tableau 3. Charges critiques de la retenue et charge externes, admissibles et dangereuses

Modèle	Lc admissible (g/m ² *an)	Lc dangereuse (g/m ² *an)	Lext admissible (tonnes / an)	Lext dangereuse (tonnes / an)
(1)	0.185	0.4	0.962	2.08
(2)	0.41	0.82	2.13	4.26
(3)	0.27	0.54	1.42	2.8
(4)	0.39	0.78	2.02	4.03

Dans le cadre du barrage de Keddara, on peut estimer la valeur limite de la concentration moyenne de la retenue en phosphore total qu'il ne faudrait pas dépasser pour ramener le barrage vers un état oligo-mésotrophe (transparence, algue, etc.) et pour maintenir une concentration en oxygène dissous au fond du lac supérieur à 4 (mg/l). On peut prendre les valeurs des concentrations en phosphore limite entre 0.015 et 0.020 (g/m³).

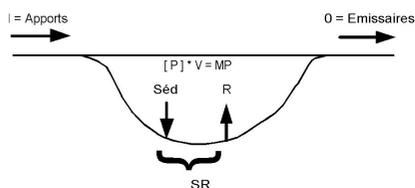
Nous pouvons néanmoins raisonnablement choisir cette limite à $[P] = 0.02 \text{ (g/m}^3\text{)}$, ce qui nous donne pour la charge externe à ne pas dépasser pour maintenir 4 (mg/l) d'oxygène dissous au fond et ramener le barrage dans un état oligo-mésotrophe, et selon les différents modèles, des valeurs variants entre 2.8 et 4 (tonnes/an).

Avec environ 20 (tonnes/an), la charge externe du barrage en 1992 et par conséquent les concentrations de phosphore sont beaucoup trop élevées et des mesures sévères devraient être prises pour les diminuer.

5 APPLICATION AU KEDDARA D'UN MODELE BASE SUR DES BILANS (MODELE GAECHTER)

Les variations du phosphore dans une retenue, qui constitue un système ouvert, peuvent être décrites par une équation de bilan massique (Gaechter 1982):

$$\frac{\Delta MP}{\Delta t} = I + R - O - \text{Séd} = I - O - \text{SR} \tag{5}$$



- MP : Stock de phosphore total dans la retenue = $[p] \cdot v$
- I : Charge externe (affl. + Step + Atmosphérique).
- R : Relargage à partir du sédiment (charge interne)
- O : Perte par l'émissaire
- Séd : Perte par sédimentation
- SR : Sédimentation nette

$[P]$: Concentration du phosphore dans le lac

V : Volume de la retenue

Avec les données à disposition, les termes R et Séd ne sont pas connus individuellement et l'on ne peut déterminer que la somme de ces deux termes, appelée: " Sédimentation nette". L'équation (5) peut être écrite:

$$\frac{d[P]}{dt} V = ([Pin] \cdot Q) - ([Pout] \cdot Q) - (s \cdot [P] \cdot V) \tag{6}$$

A l'état d'équilibre, $\frac{d[P]}{dt} = 0$, l'équation (6) devient: $[P] = [Pin] \cdot \frac{r}{b \cdot r + s}$ (7)

Où $[Pin]$ étant la concentration moyenne en phosphore dans les apports hydriques annuels ($\mu\text{g/l}$).

La constante de réactivité c est définie comme le rapport entre : la charge spécifique en phosphore ($\text{g/m}^2 \cdot \text{an}$) et la concentration en phosphore résultant dans le lac.

A partir des variations du stock annuel, des apports externes et de l'exportation par l'émissaire et en appliquant l'équation (5), on peut calculer SR, la "Sédimentation nette" en (tonne/an), à partir de l'équation (6), on peut calculer s, la constante de sédimentation.

Tableau 4. Stock en phosphore dans la retenue, apports externes, exportations et sédimentation

Années	MP (tonnes)	I (tonnes/an)	O (tonnes/an)	SR (tonnes/an)	s (an^{-1})	b -	c (m/an)	r (an^{-1})
1989	4.805	3.967	10.859	0.995	0.207	4.394	57.5	0.514
1990	26.790	5.711	6.142	8.305	0.310	1.000	15.1	0.229
1991	18.054	16.08	19.973	3.460	0.192	1.460	36.3	0.758
1992	10.702	19.55	12.935	12.512	1.169	1.320	66.6	0.916

Estimations prédictives

Les équations (6) et (7) peuvent être utilisées dans un but prédictif, en utilisant les paramètres s , r , b déterminés pour les années 1989-1992.

r = fréquence de renouvellement des eaux,

s = constante de sédimentation (an^{-1}),

b = rapport entre la concentration dans l'émissaire et dans l'ensemble du lac,

On calcule les variations annuelles de la concentration dans la retenue en fonction des concentrations des apports externes :

$$\frac{d[P]}{dt} = (r \cdot [Pin]) - (b \cdot r [P]) - (s \cdot [P]) \tag{8}$$

Ainsi que la concentration dans la retenue à l'état d'équilibre ($t \rightarrow \infty$), avec un apport qui reste constant :

$$[P]_{\infty} = [Pin] \frac{r}{(b \cdot r + s)} \tag{9}$$

L'évolution des concentrations en phosphore peut être décrite par la fonction:

$$[P](t) = [P]_0 \cdot e^{-Yt} + [P]_{\infty} \cdot (1 - e^{-Yt}) \quad | \quad [P]_0 = [P] \text{ au temps initial} \tag{10}$$

Où $Y = b \cdot r + s$ (11)

Plusieurs scénarios, faisant varier les apports externes sont envisageables :

Scénario 0

La charge externe du phosphore total reste au niveau de la dernière année (1992), et égale à 20 (tonnes/an), soit avec un débit moyen (1989-1992) à l'émissaire de: 2.79 m^3/s , $[Pin] = 53$ ($\mu\text{g}/\text{l}$).

Scénario A

Interdiction, dès le 1.1.1994 avec adaptation jusqu'au 1.1.1995, du phosphore dans les produits de lavage des textiles + assainissement achevé - état 1996 (tous les projets d'épuration et de raccordement seront réalisés) La charge externe se réduira à environ 13 (tonnes/an).

Scénario B

Comme le scénario A + interdiction du phosphore dans les produits de nettoyage et de rinçage (par exemple: produits pour machines à laver la vaisselle). La charge externe sera réduite à environ 9 (tonnes/an).

Scénario C

Comme le scénario B + floculation dans la STEP de plus de 10.000 habitants. La charge externe se réduira à environ 6 (tonnes/an).

Scénario D

Comme le scénario C + pratiques agricoles adaptées pour réduire les pertes d'engrais. La charge externe se réduira à environ 4 (tonnes/an).

Les diminutions de la charge externe, en appliquant ces divers scénarios, peuvent être récapitulées dans le Tableau 5. Comme il n'existe aucune législation sur les rejets en phosphore en Algérie, nous nous sommes inspirés de la réglementation Suisse (publication de l'office fédérale de la protection de l'environnement),(OFPE 1983).

Tableau 5. Charges externes et $[Pin]$ en fonction des différents scénarios

Scénarios	Charge externe (tonnes/an)	$[Pin]$ ($\mu\text{g}/\text{l}$) avec $Q = 2.79$ (m^3/s)
0	20	227
A	13	148
B	9	102
C	6	68
D	4	45

Tout d'abord le modèle bilan a été appliqué pour les scénarios 0 (charge externe en phosphore reste au niveau actuel ~ 20 tonnes /an), en utilisant les paramètres r, b et s des années 1989 à 1992. On obtient un intervalle pour les concentrations en phosphore prédites dans le barrage, schématisée dans la Figure 1.

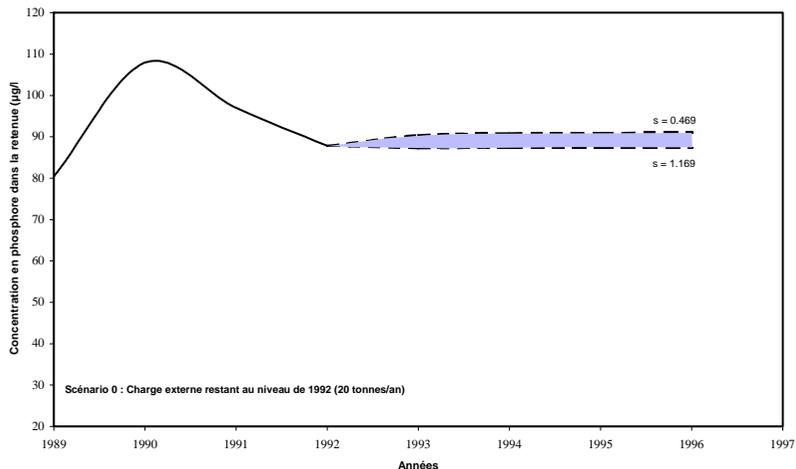


Figure 1. Estimation de l'évolution de la concentration en phosphore dans la retenue de Keddara avec une charge externe restant au niveau actuel

Nous avons calculé les moyennes des paramètres s, r, b et s et par conséquent leur influence sur les concentrations en phosphore prédites à l'état d'équilibre $[P_{\infty}]$:

$$[P]_{\infty} = [Pin] \frac{r}{(b.r + s)} \tag{12}$$

$$A = \frac{r}{b * r + s} \tag{13}$$

En premier lieu, le modèle a été pour les scénarios 0, A et D, avec les paramètres moyens r, b et s déterminés pendant les années (1989-1992):

Puis, en admettant qu'en réduisant la charge externe, la concentration en phosphore dans le lac diminue, la production primaire aura tendance à diminuer et par conséquent l'oxygénation des eaux du fond sera meilleure (moins d'oxygène consommé pour la minéralisation de la matière organique) et l'on peut s'attendre à ce que la constante de sédimentation s augmente.

Pour tenir compte de ce phénomène, le modèle a été réutilisé en prenant $s = 1.169$ (valeur atteinte en 1992). Les résultats sont également indiqués dans le Tableau 6 et sur la Figure 2 (scénarios: A2 et D2).

Tableau 6. Concentration en phosphore résultant dans la retenue pour différentes charges externes

[P] (µg/l) résultant dans la retenue (divers scénarios)					
Scénarios	Avec s = 0.469			Avec s = 1.169	
	0	A1	D1	A2	D2
A	0.355	0.355	0.355	0.385	0.385
[Pin] ∞ (µg/l)	227	148	45	148	45
Lext (tonnes/an)	20	13	4	13	4
1992	73.5				
1993	87.8				
1994	90.4				
1995	90.9				
1996	91	69	66	60	40
1997	91	61.1	22.5	53.9	20.4
1998	91	59.6	18.4	52.8	16.8
1999	91	59.4	18	52.6	16.1
2000	91	59.3	18	52.5	16
2001	91	59.3	18	52.5	16
2002	91	59.3	18	52.5	16
↓	↓	↓	↓	↓	↓
[P] ∞	91	59.3	18	52.5	16

Notons que ces prévisions sont faites à partir d'un certain nombre d'hypothèses et d'un modèle qui reflète d'une manière simple une réalité complexe.

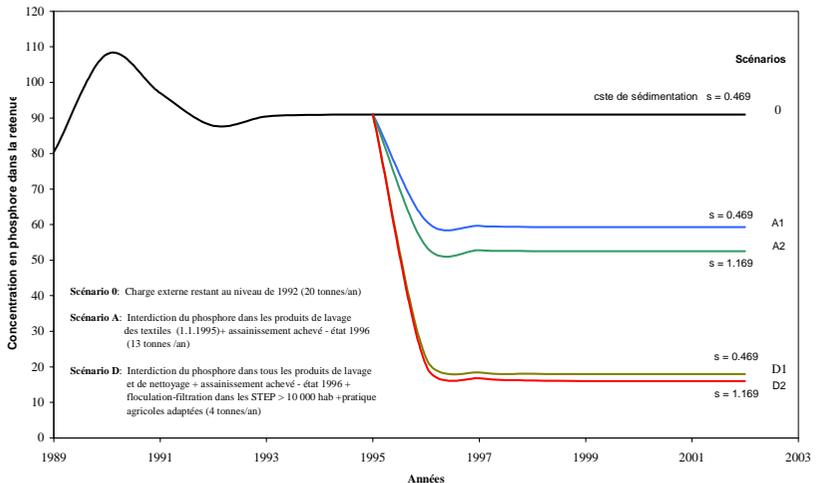


Figure 2. Estimation de l'évolution de la concentration en phosphore dans la retenue de Keddara en fonction de divers scénarios pour la réduction de la charge externe

6 CONSEQUENCE DE L'EUTROPHISATION DANS LE TRAITEMENT DES EAUX POTABLES

L'eutrophisation complique la filière et l'exploitation des installations de potabilisation :

- L'élévation des teneurs en matières organiques, ayant pour effet l'élévation des consommations d'agents oxydants et floculants, ainsi que la formation d'haloformes,
- La perturbation de la floculation et de la filtration par suite de la variation du PH,
- La nécessité éventuelle de la mise en place de traitement spécifique d'élimination du fer et du manganèse,
- Le développement de goût et d'odeur dans l'eau distribuée par suite de la présence d'algues notamment les cyanophycées,
- Contrôle permanent de l'eau brute à traiter lorsqu'elle est prélevée par prise d'eau à niveaux variables,
- Risque d'apparition de toxines lors du pompage de l'eau contenant des Cyanobactéries,
- Ajustage permanent du dosage des réactifs,
- Surconsommation de chlore du fait de l'apparition des chloramines,
- Risque d'apparition de germes dans les réseaux,
- Colmatage prématuré des filtres, induisant l'augmentation de la fréquence des lavages et augmentation de la production de boues,

L'eutrophisation a pour conséquence un accroissement des frais d'investissement et de fonctionnement des stations de potabilisation.

7 SOLUTIONS SELECTIONNEES POUR COMBATTRE L'EUTROPHISATION DU BARRAGE DE KEDDARA

A partir d'une liste contenant un grand nombre de mesures utilisables a priori pour combattre l'eutrophisation ou ses conséquences sur le traitement de potabilisation de l'eau, nous recommandons les actions suivantes :

Actions à entreprendre à court terme (2 à 3 ans)

- Augmentation artificielle des réserves de matière oxydantes dans l'hypolimnion
 - Introduction directe de nitrate au fond de la retenue,
 - La destratification artificielle pour affaiblir la stratification thermique de la masse d'eau au printemps,
- Gestion du barrage basée sur l'évolution de la qualité de l'eau
 - L'optimisation du niveau de la prise d'eau brute alimentant la station de traitement de Boudouaou,
 - Les vidanges partielles en automne des couches profondes, riches en matières organiques et présentant un très fort déficit en oxygène dissous, quand les conditions hydrologiques le permettent,
 - Optimiser les périodes de pompage de l'eau de Béni-Amrane vers Keddara, afin de diminuer les charges élevées,

Actions à entreprendre à moyen terme (3 à 5 ans)

- Mise en place d'une politique globale et rigoureuse sur les rejets en phosphore et les détergents
 - Réduction ou élimination des apports de polyphosphates provenant des détergents,
 - Règles d'utilisation des sols visant à minimiser le ruissellement, l'érosion et les pertes d'engrais,
- Mesures biologiques : introduction de poissons algivores
 - Implantation de carpes argentées de chine, poisson consommateur d'algues microscopiques,

Actions à entreprendre à long terme (5 à 10 ans)

- Réduction des apports d'éléments nutritifs
 - Reboisement de certaines parties du bassin versant,
 - Contrôle de l'utilisation des sols dans les régions agricoles,
 - Contrôle des sources ponctuelles de pollution,

8 LES CONSEQUENCES D'UNE AERATION DES COUCHES D'EAU DE KEDDARA SUR LA QUALITE DES EAUX BRUTES A POTABILISER

Les conséquences d'une aération des couches d'eau seront perceptibles au niveau de l'exploitation de la station de traitement de Boudouaou par :

- La stabilité de la qualité de l'eau brute durant toute l'année,
- Diminution importante de la consommation de réactifs et d'eau de lavage des filtres,
- Une flottaison des boues peu fréquente dans les décanteurs,
- Meilleure efficacité de la chloration,
- Réduction des pics de turbidité,
- Relargage très limité de phosphore, source de l'eutrophisation,
- Réduction très importante des concentrations en Fer et en Mn,

9 CONCLUSION

Du fait du degré plus élevé d'imprévisibilité qui caractérise les réservoirs à eau chaude, notre étude a été poursuivie pour acquérir une meilleure compréhension des mécanismes qui entrent en jeu et des facteurs qui provoquent les exceptions à la règle.

En ce qui concerne l'interaction entre le bassin versant et le plan d'eau, ce sont surtout les lacs et réservoirs situés dans les zones méditerranéennes ou semi-arides qui se distinguent des lacs tempérés, et ceci à cause des différences existant entre ces zones climatiques pour ce qui est de la répartition saisonnière des pluies et de la couverture végétale.

L'analyse du barrage de Keddara nous permet de tirer les conclusions suivantes :

La caractéristique ayant la plus grande influence sur le développement de la qualité de l'eau de la retenue, voir sur le processus d'eutrophisation, est le régime de stratification et de mélange de la masse d'eau, concernant le barrage de Keddara qui est un plan d'eau monomictique avec une stratification thermique qui s'étend en général entre février et décembre. Quand la thermocline forme au mois de février, une barrière qui empêche le transport de l'eau bien oxygénée de l'épilimnion vers l'hypolimnion, d'une part nous avons un déficit en oxygène de plus en plus accru au fur et à mesure que l'oxygène dissous dans l'eau de l'hypolimnion est consommé; d'autre part l'eau de l'épilimnion étant chaude et riche en éléments nutritifs constitue au début de l'été, un milieu très favorable au phytoplancton. La production d'algues microscopiques dans les couches superficielles est due à la pénétration de la lumière qui en présence de matières nutritives entraîne une sédimentation excessive de détritus. Cette sédimentation engendre la désoxygénation de l'hypolimnion où s'établissent des conditions d'anaérobiose notamment caractérisée par la présence de l'hydrogène sulfuré.

Grâce à la présence des nitrates en quantités suffisantes qui interviennent comme matière oxydante supplémentaire, les bactéries n'ont pas besoin d'utiliser les sulfates dans le processus de décomposition de la matière organique, par conséquent il n'y a pas de dégagement de l'hydrogène sulfuré, par contre il y a présence de fer, de manganèse, et d'ammonium, ces éléments libérés par les sédiments peuvent diffuser à travers la thermocline et atteindre les niveaux supérieurs de la masse d'eau ; ce qui a été confirmé en 1990, année sèche, au niveau de la station de traitement, des quantités élevées de manganèse ont été détectées, pendant cette période, les frais de traitement de l'eau ont très sensiblement augmenté.

A partir de l'ensemble des résultats sur la modélisation du cycle du phosphore de la retenue du barrage de Keddara, nous constatons que:

Sur le plan physico-chimique, l'eau du barrage de Keddara a une concentration élevée en phosphore total, une transparence très réduite, et un déficit important en oxygène au niveau de l'hypolimnion.

Sur le plan hydrobiologique, il faut bien contrôler la biomasse algale et surtout les cyanophytes qui indiquent une eau polluée.

Selon les valeurs des seuils du système fixe de classification de l'état trophique (OCDE 1982) Les paramètres du phosphore total, de la chlorophylle a, aussi bien moyenne que maximale, et de la transparence au disque de Secchi classe la retenue du barrage de Keddara dans un état eutrophe, avec tendance à l'hyper-eutrophie.

Les charges élevées en phosphore, prélevées au niveau du barrage de Keddara, proviennent en grande partie des eaux charriées de Béni-Amrane, par conséquent, il faut optimiser les périodes de pompage de l'eau de Béni-Amrane vers Keddara afin de diminuer ces charges élevées.

Nous pouvons estimer la valeur limite de la concentration moyenne de la retenue en phosphore total qu'il ne faudrait pas dépasser pour ramener le barrage vers un état oligo-mésotrophe (transparence, algue, etc.) et pour maintenir une concentration en oxygène dissous au fond du lac supérieur à 4 (mg/l) à une concentration en phosphore total limite variant entre 15 et 20 ($\mu\text{g/l}$), ce qui nous donne pour la charge externe à ne pas dépasser, pour que les eaux de Keddara puissent toujours servir comme eau de boisson et selon les différents modèles, à une charge externe ne dépassant pas 4 (tonnes/an).

La charge externe actuelle de la retenue est d'environ 20 (tonnes/an). Si aucune mesure n'est prise pour faire diminuer cette charge, les concentrations en phosphore total dans le lac se maintiendront aux environs de 175 à 120 ($\mu\text{g/l}$), pour autant qu'il n'y ait pas de longues périodes avec mauvais brassage des eaux et une anoxie prolongée des eaux du fond du lac. Ceci provoquerait un fort relargage du phosphore du sédiment (diminution de la constante de sédimentation) qui pourrait faire basculer le lac vers un état hyper-eutrophe.

Par contre, si des mesures sont prises pour diminuer cette charge externe, des améliorations relativement rapides pourront avoir lieu en ce qui concerne P.

Avec le scénario A (interdiction du phosphore dans les produits de lavage des textiles, 01.01.1995 + assainissement achevé), en l'espace de 3 ans les concentrations dans le barrage pourraient diminuer de 30-35 ($\mu\text{g/l}$) et en 7 ans de 35-40 ($\mu\text{g/l}$). Les concentrations dans la retenue seraient alors de 50 à 60 ($\mu\text{g/l}$).

Pour ramener le barrage de Keddara dans un état oligo-mésotrophe, condition nécessaire pour l'utilisation de la retenue pour l'eau de boisson, il faudrait appliquer le scénario D (interdiction du phosphore dans les produits de lavage des textiles, de rinçage et de nettoyage, produits pour machine à laver la vaisselle + assainissement achevé + floculation – filtration dans les STEP de plus 10'000 hab. + pratiques agricoles adaptés). Ce scénario permettrait, en 7 ans, de ramener les concentrations dans la retenue au niveau de 15 à 20 ($\mu\text{g/l}$).

10 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ANB. 1981. Etude générale de l'aménagement Isser – Keddara - Hamiz. Observations sur le rapport d'études établi par Hydrotechnic Corporation, A.N.B, Alger.
- BERNHARDT, H. 1981. Reducing nutrients inflows. In: Rast, W & J.J. Kerekes (compilers), Proceeding, International Workshop on the control of Eutrophication, International institute for Applied Systems Analysis (IIASA), A-2361 Laxenburg, Austria, P.43-51.
- GAECHTER, R., IMBODEN, D., & JOLLER, T. 1983. Lake restoration. Abst. of Workshop: "Chemical processus in lakes", Kastanienbaum-CH.
- OCDE. 1982. Eutrophisation des eaux : méthode de surveillance, d'évaluation et de lutte. Publ. OCDE, Paris, 164 p.
- OFPE. 1983. Phosphates dans les lessives. Les cahiers de l'environnement. N° 14, Off. Féd. Protec. Environ. , Berne, 39 p.

Influence of the macro-roughness of a bank protection by rip-rap on bed load transport and local scouring in river bends

Influence de la macro-rugosité d'un enrochement sur le charriage et l'érosion en courbe

Philippe Chèvre

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) / Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland

ABSTRACT: Fluvial hydraulic engineering was considered for a long time from a functional point of view exclusively, with regard to flood protection. Hydraulic-engineering measures must also integrate the environmental, social and economic aspects today. In this context, experiments on a physical model were carried out to determine the geometrical influence of a riprap in a curved flow. Two geometries were tested, the first with a bank with regular slope as reference situation, the second with an undulated bank, in optics to improve the hydro-morphological conditions of the river. The studied parameters are the flow discharge, the transport of the sediments, the scouring of the bed and the stability of the riprap. On the basis of experimental results and observations of the flow behavior, conclusions and recommendations are given in prospect for a practical application of the new type of bank geometry.

RESUME: L'aménagement des cours d'eau a longtemps été considéré d'un point de vue fonctionnel exclusivement, en regard de la protection contre les crues. Les mesures d'aménagement se doivent aujourd'hui d'intégrer également les aspects environnementaux, sociaux et économiques. Dans ce contexte, des essais sur modèle physique ont été réalisés pour déterminer l'influence géométrique d'un enrochement dans un écoulement en courbe. Deux géométries ont été testées, la première avec un talus à pente régulière comme situation de référence, la seconde avec un talus ondulé, dans l'optique d'améliorer les conditions hydro-morphologiques du cours d'eau. Les paramètres étudiés sont le débit d'écoulement, le charriage des sédiments, l'érosion du lit et la stabilité de l'enrochement. Sur la base des résultats expérimentaux et des observations de comportement de l'écoulement, des conclusions et recommandations sont faites dans la perspective d'une application pratique du nouveau type de géométrie de rive.

1 INTRODUCTION

This study is a part of the Swiss research program named "Rhône-Thur", in which the Laboratoire de Constructions Hydrauliques (EPFL-LCH) is involved. If it's possible, the results of this study will be put into practice within the project of the 3rd correction of the Rhone River, which concern the part of this river located upstream of the Lake Geneva (Canton du Valais).

The previous research of Hersberger (2002) showed that a vertical macro-roughness located on the outside wall of a curved river reduces the depth of the erosion.

The aim of the present study was to determine the influence of the macro-roughness of an undulated bank on the bed load transport and the scouring in bends. As some problems of stability of the rip-rap have been observed during the tests, this aspect was also approached.

This study is about roughness and flow conditions, bed load transport and scouring in bend. The principal studies on these subjects are shortly summarized (for more details and complete references, see Hersberger 2002).

- Roughness and flow conditions

The basis formula used for the flow velocity calculation, taking account of the roughness through a factor C, is given by Chézy (1768). The formula used in this study was proposed by Strickler (1923), which replaced the factor C by a combination of a roughness coefficient K_s and the hydraulic radius R_h .

- Bed load transport

Shields (1936) compared "the force of the flow on the grain" to the "resistance to the movement of the grain". A diagram resulted which helps to determine if the considered grain is moving or not.

Meyer-Peter & Müller (1948) carried out laboratory tests with slopes between 0.1 and 2.3% and proposed a formula for the calculation of the bed load transport. The formula contains a factor to take account of the shape of the bed, but Meyer-Peter & Müller did not give a formula to determine this shape factor.

Smart & Jaeggi (1983) supplemented the study of Meyer-Peter & Müller by varying the tested slopes between 3 and 20%. It resulted a formula without a shape factor, which facilitates its application.

- Scouring in bend

The bend scour formulas are based on equilibrium considerations of the forces acting on a grain. These formulas have the same structure:

$$h_s = h_m \cdot \left(\frac{R_i}{R_m} \right)^k \quad (1)$$

with

$$\sin\beta = k \cdot \frac{h_s}{R_i} \quad (2)$$

where h_s = scour depth measured from water surface, h_m = mean water depth, R_i = local bend radius, R_m = mean bend radius, $\sin\beta$ = local lateral bed slope and k = adimensional factor.

The researches on this subject were mainly related to the determination of the factor k . The first studies were carried out by Fargue (1868).

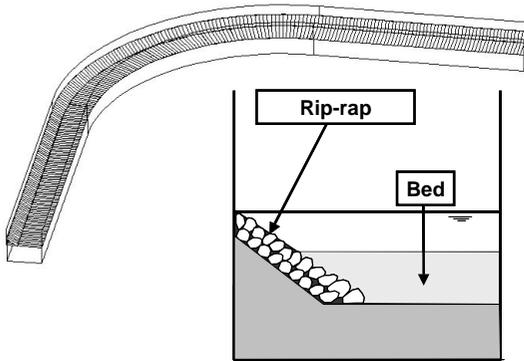
The formula used for the present study was proposed par Kikkawa et al. (1976).

Some other researches were carried out by Van Bendegom (1947), Engelund (1974), Bridge (1976), Zimmermann (1983), Falcon & Kennedy (1983), Odgaard (1986), Bazilevich (1982), Peter (1986) et Reindl (1984). There is no study known about erosion due the macroroughness of an undulated rip-rap.

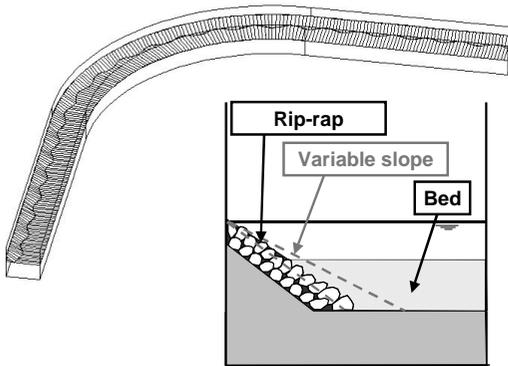
For the analysis of its tests with vertical macroroughness Hersberger proposed a modified version of the formula of Bridge (1976).

2 PHYSICAL MODELLING

The two geometries of rip-rap protection are presented on Figure 1. The first configuration, named regular bank, was the reference state. The angle of the bank was constant and with a conventional slope of $1/m = 2/3$.



Rip-rap protection with constant slope (2:3)



Rip-rap protection with variable slope (1:2 to 4:5)

Figure 1. Tested configurations.

The second configuration had bank protection by undulated rip-rap (see Figures 1 & 2). The slope was chosen between $1/m = 4/5$ (x° , limit of stability) and $1/m = 1/2$ (y° , limit of bed width reduction).

The wavelength was equal to the width of the channel ($\lambda = L = 1m$).

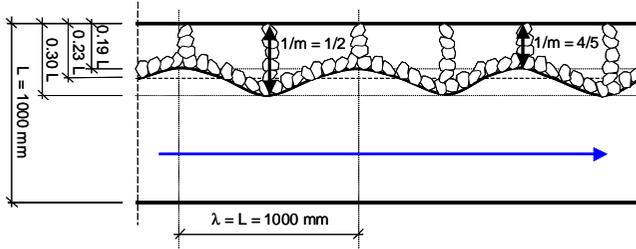


Figure 2. Undulated toe of the bank protection by rip-rap.

The tests on the physical model were performed in the Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) of the Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). The test channel was already used for the experiments of Hersberger (2002) on the macro-roughness of vertical ribs.

The channel has a width and a height of 1m. It is constituted by a 7.5m long upstream reach. The middle part is a bend with a radius of 6m and an opening of 90°. The downstream reach is 6m long. The whole channel has a length of 22.9m.

A pump with variable discharge guaranteed a water supply up to 250 l/s.

A measurement frame with 3 ultrasonic leveling probes was used to measure water level during the experiments and bed level before and after the experiments.

The sediments were manually introduced at the upstream point of the channel and a sediments sampling device was located at the downstream end.

The choice of the test conditions, as bed grain size distribution, water discharge, sediment supply, etc. was made according to the following approach:

1. choice of the grain size distribution for the bed (not uniform) and the rip-rap;
2. calculation of the roughness of the section, followed by the discharge and flow velocity, according to Manning-Strickler (see Graf & Altinakar, 1993);
3. estimation of the bed load transport, according to Smart & Jaeggi (1983); if this estimation is too small or too important, return to point 1;
4. check of the breaking of the armor layer, according to Günter (1971, see also Schleiss, 2001); if the breaking is not reached, return to point 1;
5. check if bank stability is guaranteed, according to Stevens et al. (see Schleiss, 2001); if it's not guaranteed, return to point 1.

For the calculations with an undulated bank, the smallest section ($1/m = 1/2$) was chosen. The depth of scour was estimated according to Kikkawa et al. (1976, see also Peter, 1986 and Schleiss, 2001).

The following parameters were constant during the experiments:

- the channel geometry;
- the longitudinal slope, $J = 0.5\%$;
- the bed sediments, $d_m = 4.6$ mm, $d_{30} = 3.3$ mm, $d_{50} = 3.8$ mm, $d_{90} = 7.2$ mm;
- the rip-rap blocks, $d = 32$ – 64 mm;
- the global roughness, $K = 50$ m^{1/3}/s.

The following parameters changed between the tests:

- the configuration of the bank, regular or undulated;
- the flow discharge, $Q = 70, 85$ and 100 l/s.

3 TEST RESULTS

3.1 Erosion and deposition zones with a regular bank

With a regular bank, two scour holes appeared, a first one in the center of the bend at the outside bank and a second one in the downstream reach (see Figure 3).

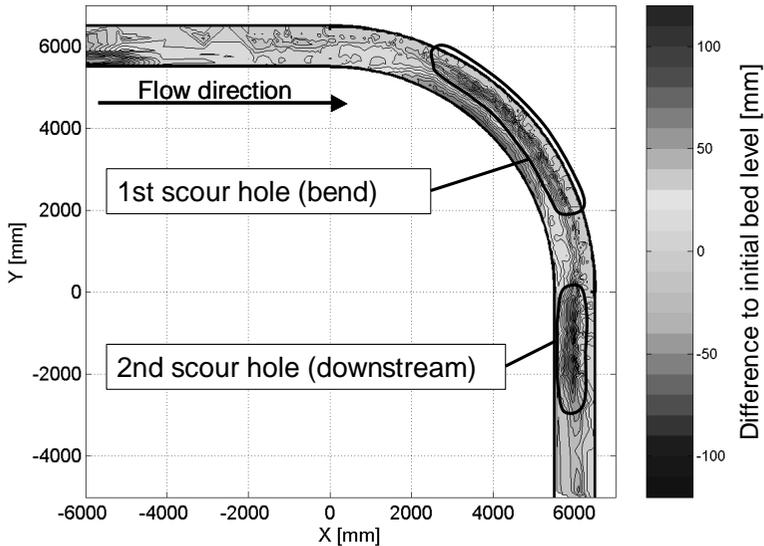


Figure 3. Erosion and deposition zones due to flow in a bend, with a regular bank.

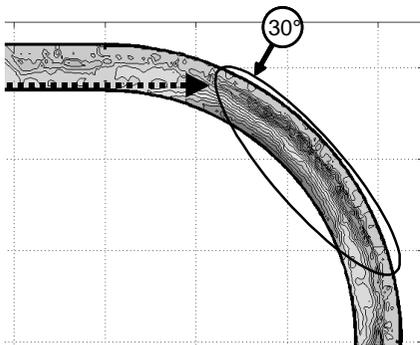


Figure 4. Position of the erosion zone, with a regular bank (scour due to bend effect).

The first scour hole was formed at the bottom of the rip-rap, beginning at an angle of 30° and situated on a line prolonging the upstream inside wall (see Figure 4).

The second scour hole was formed at the exit of the bend, where the roughness due to the curved flow disappear and let the flow accelerate. This scour hole was more distant from the bank, rather at the center of the channel (see Figure 3).

A deposition zone was formed on the inside part of the bend, just upstream of the first scour hole (see Figure 3).

The fine sediments were located at inner side of the channel (deposition zone) and the coarse sediments at the outer side (high sediment transport zone), at the toe of the rip-rap.

The blocks of the rip-rap didn't move during the tests.

3.2 Erosion and deposition zones with an undulated bank

With an undulated bank, multiple local scour holes appeared in the coves between undulations, principally in the bend (see Figure 5). The flow was accelerated on the undulations, creating a hydraulic jump and a plunging jet in the coves, which was the principal cause of the scour.

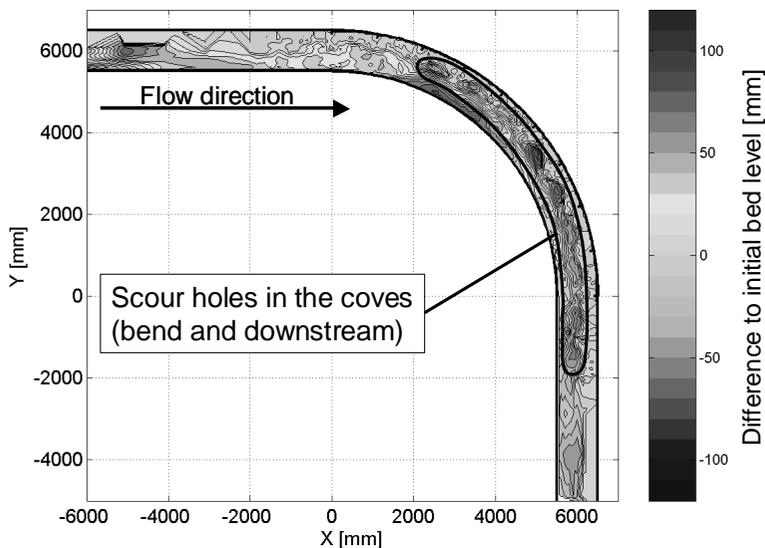


Figure 5. Erosion and deposition zones due to flow in a bend, with an undulated bank.

The first scour hole was formed at the toe of the rip-rap protection, in the cove situated in the bend at an angle of 25° and on a line prolonging the upstream inside wall (see Figure 6).

The depth of the scour hole was decreasing after $2/3$ of the bend and progressively in the downstream direction. Contrary to the case with a regular bank, the decrease continued after the downstream end of the bend.

A deposition zone was formed on the inside part of the bend, just upstream of the first scour hole (see Figure 5), a little bit more upstream than in the case of the regular bank.

The fine sediments were located on the inside of the channel (deposition zone) and the coarse sediments on the outside (high sediment transport zone), at the bottom of the rip-rap.

Blocks of the rip-rap with different sizes moved during the tests, where a flow acceleration and a hydraulic jump appeared. It means that the local shear stresses were underestimated and that the calculation method used was likely not adapted to the type of geometry tested.

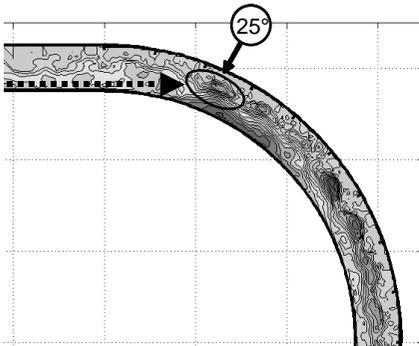


Figure 6. Position of the erosion zone, with an undulated bank (scour due to bend and macro-roughness effect).

The water surface (see Figures 7 & 14) was much more disturbed than with a regular bank. A hydraulic jump appeared on the downstream side of the undulations.

A very quiet zone appeared on the outside of the channel, in the coves (see Figure 7).

3.3 Observation of the flow behaviour

With an undulated bank, the flow was locally very variable.

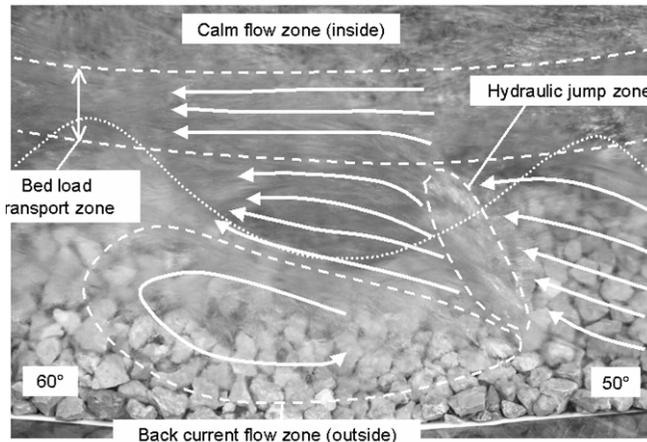


Figure 7. Plane view of the flow during test, at the outer side of the bend between 50° and 60° ($Q = 100$ l/s).

The following elements have been observed during and after the tests (see Figures 7 & 8):

- a back current zone at the inner side, like in the case of the regular bank, where the fine sediments were transported;
- a narrow zone (bed load zone, about 1/10 of channel width), where the coarse sediments were transported;

- a high disturbed zone at the toe of the undulation of the bank, where high increase of the velocity and of the water surface slope were observed on the downstream side of the undulation; a hydraulic jump appeared at this place and a kind of plunging jet caused an important local scour hole in the cove;
- a calm zone at the outside, with a slow circular flow, at the center of the cove.

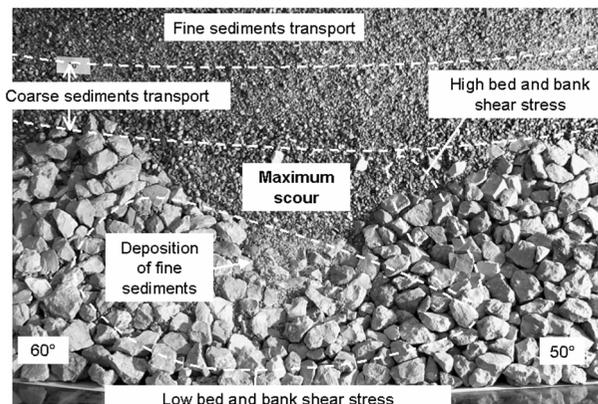


Figure 8. Plane view of the flow after test, at the outer side of the bend between 50° and 60° ($Q = 100$ l/s).

The comparison of the measured and calculated water levels is presented in Figure 9. There is a good correlation between those levels, for both of the configurations. It means that the calculation according to Manning-Strickler is appropriate and that the use of a reduced section (see paragraph 2) in the case of an undulated bank gives satisfactory results. It means also that there is no increase of the global roughness due to the geometry of the undulated bank.

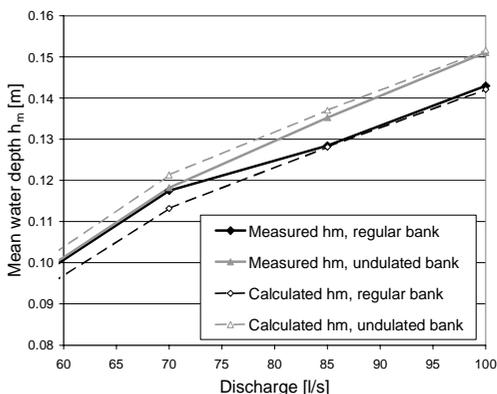


Figure 9. Upstream mean water level, comparison between measured and calculated values.

For all the tests, the principal hydraulic properties are summarized in the Table 1.

Table 1. Hydraulic properties of the experiments.

Type of rip-rap	J	Q	Measured h_m	Calculated h_m	S	P	R_h	V_m	Fr
	[-]	[l/s]	[m]	[m]	[m ²]	[m]	[m]	[m/s]	[-]
Regular	0.005	70	0.118	0.113	0.097	1.092	0.089	0.72	0.68
Regular	0.005	85	0.128	0.128	0.112	1.134	0.098	0.76	0.68
Regular	0.005	100	0.143	0.142	0.125	1.173	0.107	0.80	0.68
Undulated	0.005	70	0.118	0.121	0.100	1.093	0.091	0.70	0.64
Undulated	0.005	85	0.135	0.137	0.115	1.143	0.100	0.74	0.64
Undulated	0.005	100	0.151	0.152	0.129	1.191	0.109	0.77	0.63

4 ANALYSIS AND COMPARISON OF THE TEST RESULTS

4.1 Bed load transport

A comparison of measured calculated bed load transport is not judicious, because most of the transport formulas are defined for a linear reach with a constant section.

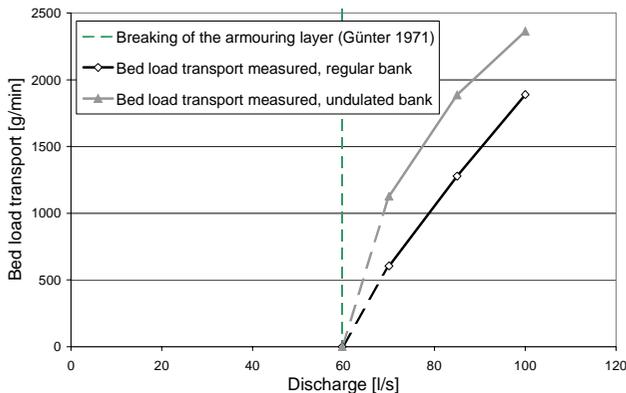


Figure 10. Relation between flow discharge and bed load transport.

The comparison was made between the two configurations (see Figure 10). The principal result was that the sediment transport was higher in the case of an undulated bank. For a discharge $Q = 100$ l/s, the difference is 25%. In this configuration, there is a reduction of bed width of 10% and accordingly an increase of mean water depth of 7%. With a standard transport formula as Smart & Jaeggi (1983), it is not sufficient to explain this increase of transport capacity. The principal reason is that the shear stress is increased due to the 3-D effects of a curved flow not included in this calculation. Measurements of velocities could help to better understand the bed load transport in a so complicated flow.

4.2 Scouring

The erosion was much different between the two types of bank geometry.

The first configuration, with a constant slope of the rip-rap is a classical case of scouring in a bend produced by a secondary flow cell.

The second configuration is more complicated (see Figures 11 & 13). There's still the global scouring in a bend, but with a local effect of the undulations, which means a local scouring in the coves. These two erosions are superposed and finally give a very varied scour.

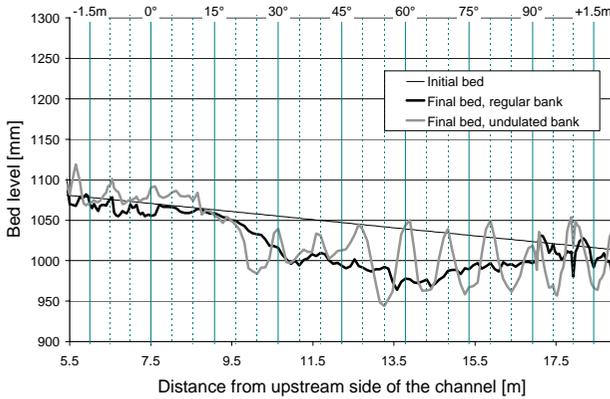


Figure 11. Longitudinal profile at the bottom of the bank, $R = 6100 \text{ mm}$ ($Q = 100 \text{ l/s}$).

With two so different types of erosion, it's very difficult to determine which configuration gives the deepest scour.

Comparing the longitudinal profiles (see Figure 11) does not give an answer to this question. For example, for the section at 50° , the deepest scour happened with the regular bank. But with a section located 5° downstream, at 55° , the situation is different. At this point, the deepest local scour happened with the undulated bank.

The principal difference between those two types of erosion is about stability. The uniform scour due to a regular bank endangers the stability of the rip-rap more than the local scour holes due to an undulated bank.

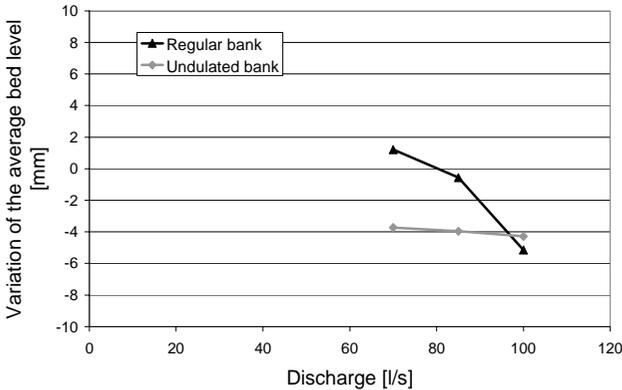


Figure 12. Variation of the average bed level in the erosion zone.

The comparison of the variation of the average level in the erosion zone (from 2m upstream to 2m downstream of the bend) is not more conclusive (see Figure 12). But this comparison gives another information: in both configurations, there is a trend to a lowering of the bed.

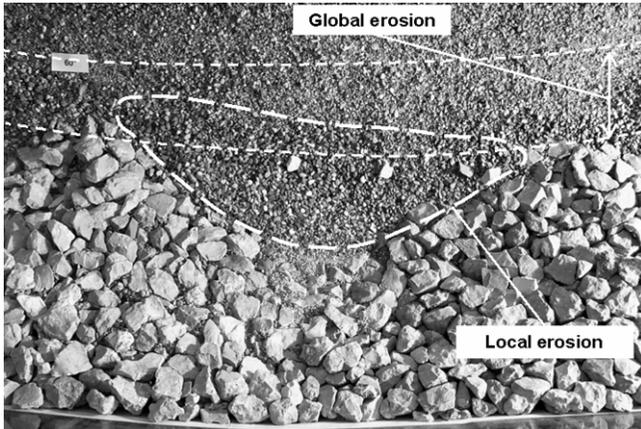


Figure 13. Global and local erosion zones.

The Figure 13 shows the superposition of the two types of erosion, in the case of an undulated rip-rap. With a modification of the bank geometry, the superposition of the two erosions could be avoided and the maximum scouring (in the cove) could be reduced. The reduction of the downstream slope of the undulation is another way to explore, with the aim to avoid the plunging jet which is the main cause of the local scouring.

These ideas will help to improve the geometry of the rip-rap (see paragraph 5).

4.3 *Stability of the rip-rap*

There was no problem of stability with the regular rip-rap. That confirmed that the design of the diameter of the blocks was appropriate.

On the other hand, some blocks of the undulated rip-rap moved during the tests. It means that the shear stresses were underestimated for this situation. The calculation of the diameter of the blocks was initially made with the supposition that the slope of the water surface was equal to the longitudinal slope of the bed ($J = 0.5\%$).

But the observations during the experimentations showed that the water surface was very disturbed (see Figure 7), with local acceleration zones. So another calculation was made to determine which slope was necessary to move those blocks. It resulted that the local slope had to be multiplied by a factor $\omega = 6.6$. The Figure 14 shows that this factor is plausible, because the local slope of the water surface was measured up to 20%, that means 40 times the bed slope.

Also this factor implicate an increase of the diameter of the blocs with a factor $\delta = 1.4$. For the volume or the weight of the blocs, it means a factor of $\delta^3 = 2.9$.

This increase of the size of the blocks is important. To avoid this, the reduction of the downstream slope of the undulation is recommended. This idea will help to improve the geometry of the rip-rap (see paragraph 5).

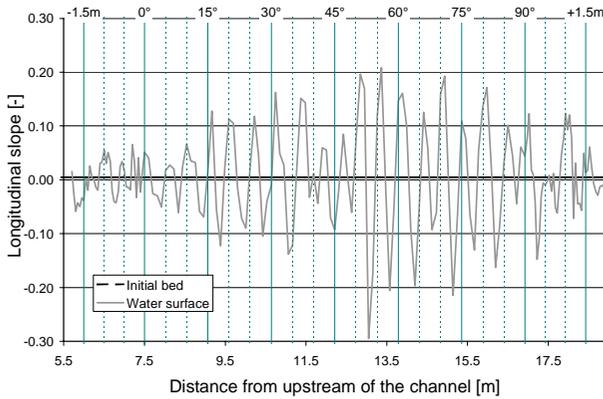


Figure 14. Longitudinal variation of the water surface slope, $R = 6100 \text{ mm}$ ($Q = 100 \text{ l/s}$).

5 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

5.1 Recommendations

The application of the tested undulated geometry is possible, but a modification of this geometry is proposed to improve the results concerning the erosion and the stability of the bank.

The new proposition for the rip-rap geometry is presented on the Figure 15. The main idea is to reduce the downstream slope of the undulation. This solution decreases the velocity of the flow on the undulation. It means that the scour hole in the cove should be reduced and that the local and the global erosion will be less superposed. Also the shear stresses on the undulation will be reduced and the blocks of the rip-rap should not be moved.

The application of this new geometry should be tested on a physical model to confirm these improvements. Positive results of the modeling would enable an application of this solution to a river.

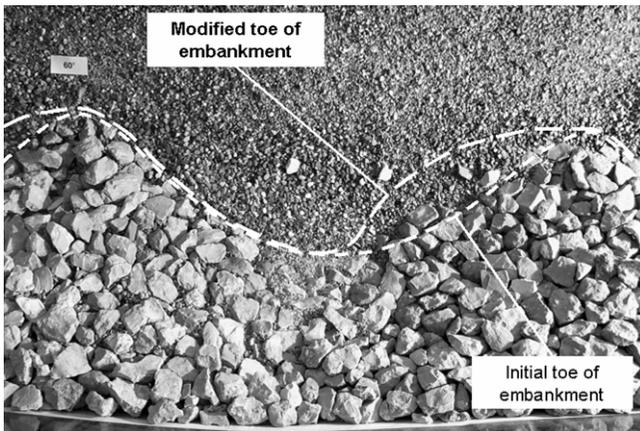


Figure 15. New bank geometry proposed.

5.2 Conclusions

The tests of this study concerned two types of rip-rap, regular or undulated. The principal results were that an undulated bank imply that:

- the bed load transport was increased;
- the scouring was globally unchanged;
- two types of erosion appeared, the first was global and similar to the one with a regular bank, the second was important local holes superposed at some places with the first one;
- the shear stresses on the blocks of rip-rap is highly increased on the undulations.

To apply this tested geometry to a real river, these results lead to the following recommendations:

- the increase of bed load transport should be taken in account;
- the important local scour is a factor that should be taken into account to determine the depth to which the rip-rap blocks need to be placed at the toe of the rip-rap;
- the higher shear stress on the blocks of rip-rap impose an increase of their diameter on the undulations.

The observations made during the experiments helped to propose a new geometry for the undulated bank (see Figure 15). Its principal improvement consists of the diminution of the downstream slope of the rip-rap, in order to:

- decrease the local scour;
- limit the superposition of the global and local erosions;
- reduce the shear stresses on the blocks of rip-rap.

A test on a physical model of this modified geometry is recommended to confirm those improvements.

REFERENCES

- Graf, W.H.; Altinakar, M.S.1993. *Hydraulique fluviale, Tome 1, Ecoulement permanent uniforme et non uniforme*; Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) Volume 16. Lausanne: EPFL.
- Günter, A. 1971. *Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung des Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen*; Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 3, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ). Zürich: ETHZ.
- Hersberger, D. 2002. *Wall Roughness Effects on Flow and Scouring in Curved Channels with Gravel Bed*; Thèse de doctorat de l'Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) N°2632. Lausanne: EPFL.
- Hersberger, D. 2003. *Wall roughness effects on flow and scouring in curved channels with gravel bed*; Communication du Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) N°14, Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Lausanne: EPFL.
- Kikkawa H., Ikeda S., Kitagawa A.1976. Flow and Bed Topography in Curved Open Channels. *Journal of the Hydraulics Division* Vol. 102 (9): 1327-1342.
- Peter W. 1986. *Kurvenkolk / Untersuchungen über die Sohlensausbildung in Flusskrümmungen*; Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 85, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ). Zürich: ETHZ.
- Schleiss, A. 2001. *Aménagement de cours d'eau*; Support de cours des 3e et 4e années de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Lausanne: EPFL.
- Smart, G.M.; Jaeggi, M.N.R. 1983. *Sedimenttransport in steilen Gerinnen / Sediment transport on Steep Slope*; Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 64, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ). Zürich:ETHZ.
- Stevens, M.A.; Simons, D.B.; Lewis, G.L. 1976. Safety factors for riprap protection. *Journal of the Hydraulics Division* Vol. 102 (5): 637-655.

Stratégie de diminution des impacts des eaux de ruissellement de la zone industrielle de Plan les Ouates sur la rivière Aire (Genève)

Limitation strategy of the impacts of the stormwater from the industrial area of Plan les Ouates on the river Aire (Geneva)

Frédéric Davoli,

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL-ENAC-ISTE-CECOTOX, Lausanne, Suisse.

ABSTRACT : storm water discharge from separate systems coming from industrial zones can be heavily polluted and create hydrologic impacts on the areas they run into. A one-year investigation about pluvial discharge from the industrial zone of Plan les Ouates on the Aire in Geneva has highlighted the quantitative and qualitative impacts on this water flow. Discharge polluted by dry weather due to accidental spillages or faulty branch-pipes has been identified. In wet weather, changes to the Aire's hydrologic regime have been highlighted. From a qualitative perspective, the concentration and load are quite significant, especially for the TSS, which causes a sealing of the riverbed, downstream from the discharge. High DOC and heavy metal levels in the water have frequently been measured. Moreover, ZIPLO discharge has a negative influence on the biological quality of the water. On this basis, it has been possible to establish specifications fixing general objectives for impact-reducing developments. An impact reduction strategy has been defined, with the help of a multi criteria method. The development proposed is a combination of an open air detention pond and a filter of planted reeds. Target values for the environmental indicators accepted and an appropriate qualitative modelling tool will have to be proposed, with the aim of making a more detailed analysis following this. Finally, thanks to this study, it has been possible to collect important information, which has allowed environmental problems faced not only by ZIPLO, but also by other industrial zones of a similar nature, to be addressed.

RESUME : les rejets d'eaux de ruissellement de réseaux séparatifs provenant de zones industrielles peuvent être fortement pollués, et créer des impacts hydrologiques sur les milieux récepteurs. Une campagne d'investigations d'une année, sur le rejet pluvial de la zone industrielle de Plan les Ouates (ZIPLO) et sur l'Aire à Genève, a permis de mettre en évidence les impacts quantitatifs et qualitatifs subis par ce cours d'eau. Des rejets pollués par temps sec, dus à des déversements accidentels et des faux branchements ont été identifiés. Par temps de pluie, des modifications du régime hydrologique de l'Aire ont été mises en évidence. D'un point de vue qualitatif, les concentrations et charges rejetées sont importantes, notamment pour les MES, ce qui provoque un colmatage du lit en aval du rejet. Des dépassements des exigences en COD et en métaux lourds dans le cours d'eau ont été très fréquemment mesurés. De plus, le rejet de la ZIPLO influence négativement la qualité biologique du cours d'eau. Sur la base de ce constat, un cahier des charges fixant des objectifs généraux des aménagements de réduction des impacts a pu être établi. Une stratégie de réduction des impacts a été définie, à l'aide d'une méthode multicritère. L'aménagement proposé est une combinaison d'un ouvrage de rétention à ciel ouvert et d'un filtre de roseaux plantés. Des valeurs cibles pour les indicateurs environnementaux retenus, et un outil de modélisation qualitatif adéquat devront être proposés, dans le but de mener une analyse plus détaillée par la suite. Finalement, grâce à cette étude, de précieuses informations ont pu être collectées, permettant de répondre aux problèmes environnementaux rencontrés non seulement sur la ZIPLO, mais aussi sur d'autres zones industrielles de caractéristiques similaires.

1 INTRODUCTION

Les eaux de ruissellement de la plupart des zones industrielles se déversent par le biais de réseaux séparatifs dans les milieux récepteurs naturels, sans mesure de protection particulière de rétention ou de traitement. Ce mode d'évacuation des eaux n'est pas sans risque pour l'environnement. En effet, les eaux de ruissellement peuvent, dans des zones fortement urbanisées comme les zones industrielles, être fortement polluées. De plus, ces déversements peuvent avoir des conséquences sur la morphologie et le régime hydrologique des milieux récepteurs. En fonction des activités et de l'occupation du sol, les zones industrielles présentent des risques accrus de pollution : surfaces importantes de toits métalliques, trafic automobile intense, aires d'entreposage et de transbordement de marchandises, déversements accidentels, problèmes de faux raccordements et pollutions provenant de chantiers.

Les problèmes de gestion des eaux pluviales dans les zones industrielles sont rendus également difficiles au vu du contexte légal suisse, qui ne prévoit pas de normes de rejet à respecter, pour les eaux provenant de réseaux séparatifs. De plus, la loi sur la protection des eaux (LEaux) et ses ordonnances d'application (OEaux) sont orientées sur les impacts que peuvent subir les milieux récepteurs. Pour être cohérent avec la loi, la démarche de planification des mesures de protection du milieu récepteur doit passer par une prévision des effets escomptés sur ce dernier, afin d'élaborer des solutions sur mesure, adaptées aux conditions locales (Krecji et al., in press). Or, la caractérisation de l'impact sur le milieu récepteur est une des difficultés majeures. En effet, constater le mauvais état d'un cours d'eau, et établir la présence de polluants dans un rejet, sont deux aspects relativement bien maîtrisés. Par contre, mettre en évidence un lien quantifiable entre un rejet ponctuel et une modification du cours d'eau en aval est une tâche plus complexe.

Face à ces différents problèmes, les autorités du canton de Genève ont décidé d'étudier spécifiquement les atteintes potentielles des zones industrielles sur les cours d'eau. Cette étude se focalise ainsi sur la zone industrielle de Plan les Ouates (ZIPL0). Cette zone industrielle (130 ha au total) est constituée de deux sous-bassins versants : l'un, d'une surface de 40 ha, qui se situe en aval de la ZIPL0, à faible coefficient de ruissellement et restitution lente des eaux pluviales, et le sous-bassin versant de la zone industrielle, très urbanisé, d'une surface de 90 ha. L'intégralité des eaux de ruissellement de ce bassin versant, assaini en séparatif, se rejette dans la rivière l'Aire. La qualité biologique de cette rivière est très mauvaise, malgré les efforts entrepris ces dernières années (suppression de rejet de STEP). Ce cours d'eau urbain sensible, qui draine les eaux d'un bassin versant de 95 km², fait donc l'objet d'une attention particulière : une renaturation est prévue sur la partie canalisée, en amont de la ZIPL0. De plus, le régime hydrologique est fortement perturbé en aval d'une galerie de décharge, qui dérive les eaux vers le Rhône, dans le but de prévenir les inondations dans la partie inférieure du cours d'eau.

Ce travail s'inscrit ainsi dans le cadre d'un projet plus vaste intitulé RUIZI : « impact pollutif global des eaux de ruissellement de certaines zones industrielles de Genève sur leur milieu récepteur, et conséquences sur les modes de dépollution » qui fait l'objet d'un accord de participation entre l'état de Genève et l'EPFL. Les objectifs de ce travail sont doubles : évaluer les impacts quantitatifs et qualitatifs du rejet d'eau pluviale de la ZIPL0 sur l'Aire, et proposer, en fonction du constat d'impact, une stratégie de réduction des perturbations identifiées.

2 METHODOLOGIE

Une campagne d'investigations d'une année, sur le rejet pluvial et sur le cours d'eau, en amont et en aval du rejet, s'est achevée en novembre 2002 (figure 1). Sur le rejet d'eaux de ruissellement, les débits sont mesurés en continu à l'aide d'une sonde hauteur-vitesse. Douze échantillons moyens ont permis d'analyser les macropolluants et micropolluants. Huit échantillons dynamiques par temps de pluie ont été analysés sur la conductivité, le carbone organique dissous (COD), le carbone organique total (COT), et les matières en suspension (MES). Cinq échantillons moyens de temps sec ont été analysés sur les macro et micropolluants.

Sur le cours d'eau, les débits ont également été mesurés en continu. Neuf événements de pluie ont été analysés en dynamique sur le COD, COT, l'ammonium (NH₄), le Calcium et deux échantillons de temps sec ont été analysés sur ces mêmes paramètres. Les prélèvements en cours d'eau sont asservis au niveau d'eau mesuré dans la canalisation, afin de pouvoir prélever au moment critique, lorsque le rejet de la ZIPLO parvient avant la crue de l'Aire, cette dernière étant décalée en raison de la réaction rapide du bassin versant de la ZIPLO. Une campagne de détermination de l'indice biologique global normalisé (IBGN) (Känzig, 2002) et quatre déterminations de l'indice de diatomées suisse (OFEFP, 2002a) en amont et en aval du rejet de la ZIPLO ont été effectuées. L'oxygène dissous, la température, le pH et la conductivité ont été mesurés en continu, par des sondes multi paramètres, en amont et en aval du rejet.

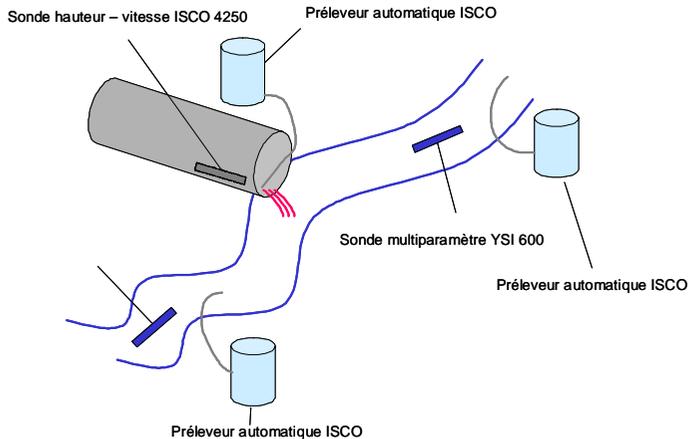


Figure 1: Schéma des sites de mesures et de prélèvements au niveau de l'exutoire et dans le cours d'eau.

L'ensemble des mesures en continu a été enregistré dans une base de données du logiciel Flowlink 4. Ce logiciel permet la récupération des données et leur exploitation. Certaines données, notamment les mesures de pluie et de débit nécessaires à l'analyse hydrologique, ont été contrôlées, traitées et validées avec le logiciel CODEAU (CODEAU, 1996).

Un modèle hydrologique, Routing System (Boillat et al, 2000), permet, à partir des séries modélisées des apports de la ZIPLO et des séries de débits de l'Aire, de calculer les indicateurs quantitatifs (Davoli et al., 2003).

Finalement, une analyse multicritère est proposée comme méthode de choix pour déterminer la stratégie à retenir. La méthode ELECTRE Is a ainsi été appliquée (Cywie, 2003).

3 RESULTATS : CONSTAT D'IMPACT

Lors de l'élaboration de la méthodologie générale de l'étude RUIZI (Davoli et al., 2002), l'Etat de Genève a souhaité que soient pris en compte les outils en cours de développement dans le cadre de l'établissement des schémas de protection, d'aménagement et de gestion des eaux (SPAGE). Les SPAGE constituent un outil de diagnostic général de l'état d'un cours d'eau, se plaçant en amont des plans régionaux et généraux d'évacuation des eaux (PREE et PGEE), établi sur la base d'indicateurs pertinents. Pour cette approche, un outil d'analyse est en cours de développement. Ce sont les indicateurs, qui, à l'aide d'outils de modélisation, peuvent être établis pour un état actuel, souhaité (valeurs cibles), ou encore différents scénarios. Les

indicateurs du régime hydrologique retenus sont les suivants : la variabilité saisonnière du régime des crues, le comportement statistique des débits fréquents et rares, la fréquence et durée de mises en mouvement des substrats, le débit dominant, la contrainte érosive dominante ainsi que le rapport des débits du rejet et du cours d'eau. Les indicateurs de qualité de l'eau retenus dans le contexte de la ZIPLO sont : le rapport conductivité / calcium, le COD et le COT, les MES et le NH_4 (Hydronat, 2001).

La caractérisation de l'impact du rejet de la ZIPLO sur l'Aire s'appuie également sur un faisceau d'indices et d'observations: en l'absence de normes de rejet pour les eaux pluviales strictes, les concentrations mesurées sont comparées, à titre indicatif, aux valeurs légales applicables aux rejets unitaires (annexe 3 OEaux) et aux valeurs mesurées dans d'autres études en Suisse (CIPEL, 1997, Rossi, 1998, Baumgartner, 2001). De plus, des constats d'impacts, en rapport avec les outils proposés par l'OFEFP et le VSA, sont effectués. (OFEFP 2002b et VSA 2002).

3.1 Impacts quantitatifs

La galerie de décharge modifie radicalement le régime hydrologique à l'aval, en laminant les crues. La crue annuelle de l'ordre de $20 \text{ m}^3/\text{s}$ n'intervient dès lors qu'une fois tous les 50 ans environ. Avec une telle réduction du débit dominant, le tronçon en aval de la galerie subit un large déficit morphologique, qui peut se traduire soit par une absence d'apports en matériaux charriés, soit par un colmatage chronique, puisque le régime hydrologique ainsi modifié n'est pas en mesure de bien charrier les sédiments avec une fréquence soutenue (Davoli et al., 2003).

L'examen des niveaux de concomitance entre les rejets et les débits non déviés de l'Aire, à travers le rapport entre les débits de pointe simulés à l'amont et à l'aval du rejet, montre que ce dernier réussit à perturber les débits non déviés de l'Aire jusqu'aux environs de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ avec des rapports Qaval/Qamont de l'ordre de 1.4 (figure 2). La tranche des débits dans l'Aire la plus perturbée, est celle comprise entre 0 et $5 \text{ m}^3/\text{s}$, avec des rapports Qaval/Qamont maximaux entre 1.8 et 2.8. Au-delà de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ dans l'Aire, l'importance des perturbations apportées par les rejets de la ZIPLO diminue considérablement pour atteindre des rapports Qaval/Qamont de l'ordre de 1.1. En hiver, les niveaux de perturbations des écoulements dans la rivière sont très faibles. C'est bien en période estivale que se produisent les perturbations majeures. Elles concernent essentiellement des débits dans l'Aire compris entre 0 et $6 \text{ m}^3/\text{s}$ (figure 2).

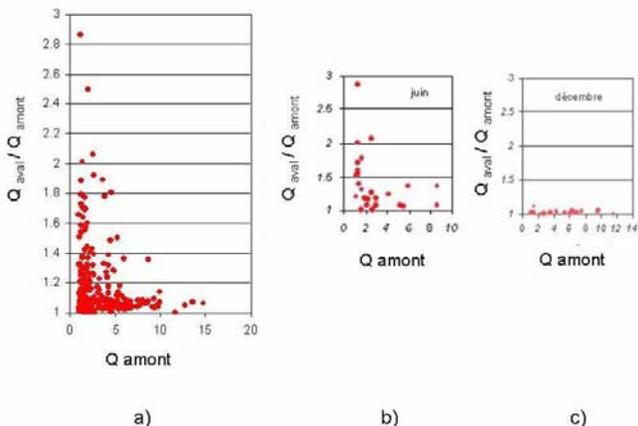


Figure 2: a) Evolution du rapport Qaval / Qamont. b) Exemple en été (juin) c) Exemple en hiver (décembre) (Davoli et al., 2003)

3.2 Impacts qualitatifs

Les investigations par temps sec ont montré les limites du système séparatif d'évacuation des eaux dans le cas d'une zone industrielle. De nombreux dysfonctionnements sont apparus, comme des pics de conductivité, la présence de mauvais branchements détectés par la présence d'ammonium, des rejets accidentels d'hydrocarbures, ainsi que des rejets anarchiques provenant de chantiers.

Les concentrations des eaux de ruissellement rejetées dans l'Aire indiquent une pollution comparable à celles d'autres bassins versants urbains (tableau 1). Les concentrations dynamiques en COD, COT et MES dépassent très largement les valeurs de l'annexe 3 utilisées à titre indicatif. Les charges annuelles rejetées en polluants et principalement en MES (120 t) sont considérables. Ces chiffres sont à mettre en relation avec la capacité d'accueil limitée d'un cours d'eau aussi sensible que l'Aire.

Tableau 1: Concentrations mesurées sur les échantillons moyens pour certains paramètres. *Exigence issue de l'annexe 3 OEaux, mentionnée à titre indicatif.

	Unité	Nbre.évén.	Moyenne	Médiane	Min	Max	Exigence*
MES	[mg /l]	14	243	195	41	829	20
COT	[mg/l]	14	29.4	22.8	10.6	125	
COD	[mg/l]	14	11.7	9.2	2.7	49.3	10

Le comportement dynamique pour les MES (figure 3) montre une grande dispersion, mais de manière générale, une accumulation de polluants en début d'événement est présente (courbe concave). On ne peut toutefois pas caractériser le comportement des MES par un phénomène de premier flot (30% de volume cumulé correspondant à 80 % de la charge cumulée).

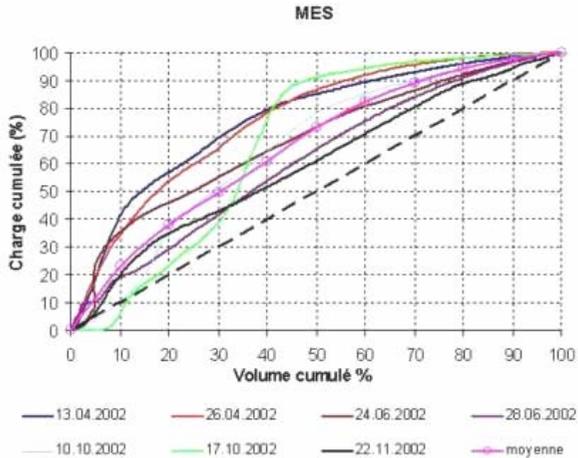


Figure 3: Pollutogrammes pour les MES mesurés sur le rejet de la ZIPLO en 2002. En retenant, en moyenne, 50 % du volume d'un événement de pluie, 75 % de la charge en MES pourrait être interceptée par un aménagement de rétention.

Sur la base de ces résultats, il n'est pas possible de définir un caractère spécifique lié à l'activité industrielle. Le profil pollutif du rejet de la ZIPLO ne permet pas de le distinguer d'un bassin versant fortement urbanisé sans activité industrielle.

Au niveau du cours d'eau, la différence entre deux points situés à l'amont et l'aval pour l'indice IBGN est trop petite pour mettre en évidence, de manière catégorique, une dégradation biologique par le rejet du bassin de la ZIPLO. Cela ne veut pas dire qu'il n'y a pas d'impact, mais plutôt que la mauvaise qualité de l'amont masque l'effet du rejet sur la macrofaune. D'un autre côté, pour la détermination de l'indice diatomée, les espèces sensibles diminuent de 50% en aval de l'exutoire dans trois campagnes sur quatre (figure 4). Lors d'événements d'orage, les diatomées sensibles régressent également dans la station amont, indiquant ainsi l'impact d'autres rejets d'eaux pluviales situés en amont de celui de la ZIPLO. Ces constatations mettent en évidence l'impact négatif de l'exutoire sur la microflore de la station aval.

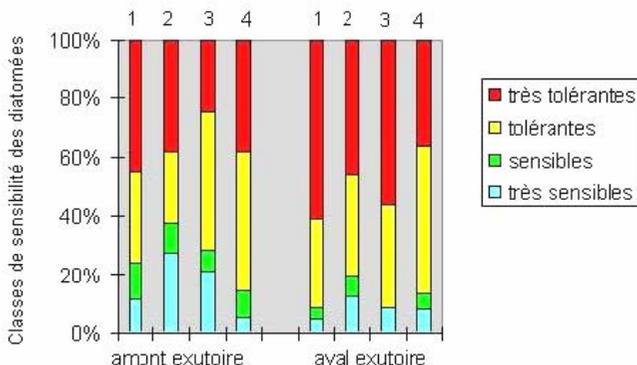


Figure 4: Pourcentages des classes de sensibilité des diatomées en amont et en aval du rejet de la ZIPLO, en janvier (1), avril (2), mai (3) et octobre 2002 (4) (Davoli et al., 2003)

Au niveau chimique, les exigences de l'annexe 2 de l'OEaux concernant les concentrations en COD dans le cours d'eau à l'aval du rejet sont systématiquement dépassées par temps de pluie. Il en est de même pour les concentrations en métaux lourds.

4 CHOIX D'UNE STRATEGIE DE REDUCTION DES IMPACTS

Les résultats des différentes investigations permettent d'affirmer que les eaux de ruissellement en provenance du bassin versant de la ZIPLO introduisent des modifications significatives de la qualité de l'eau, de la qualité biocénétique et du régime hydrologique de l'Aire. Il ressort donc que les impacts sont à la fois d'ordre quantitatif et qualitatif. Ce constat est déterminant pour la mise en place d'un aménagement qui devra avoir une double fonction : réduire les dégradations liées aux aspects quantitatifs et qualitatifs. De plus, l'application de la directive VSA (VSA, 2002) au cas de la ZIPLO montre que le rejet actuel entre dans la catégorie de pollution moyenne ou élevée et n'est admissible qu'après rétention et traitement.

Les faits précédents sont à mettre en relation avec le projet de renaturation de l'Aire, qui augmentera encore à l'avenir les exigences sur le cours d'eau. Au-delà de ces exigences issues des constats d'impacts quantitatifs et qualitatifs, la stratégie à mettre en œuvre devra tenir compte des caractéristiques du rejet (dynamique polluante, apports par temps sec, vitesses de

chute), des risques d'accidents sur la zone industrielle, ainsi que du développement de l'urbanisation de la zone (figure 5).

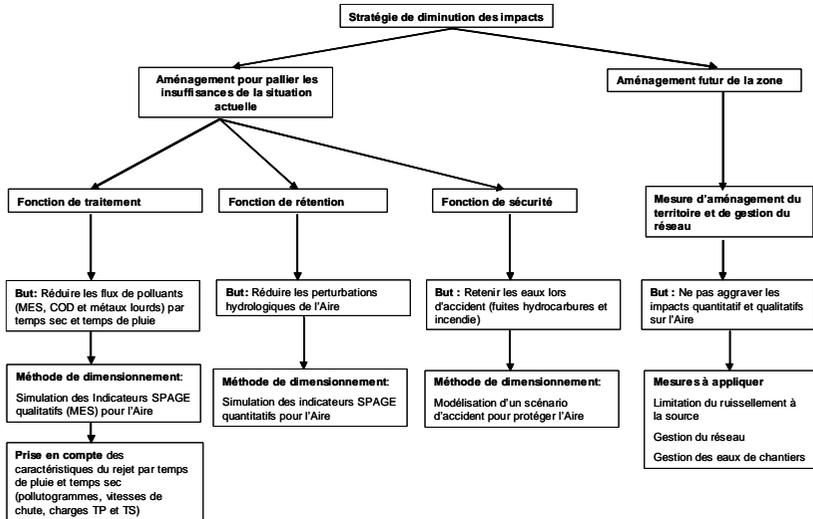


Figure 5: Schéma de la stratégie générale de diminution des impacts de la ZIPLO sur l'Aire

4.1 Approche multicritère pour le choix d'une stratégie de diminution des impacts

De nombreuses solutions pour limiter les impacts des rejets d'eaux de ruissellement existent, et toutes ne sont pas applicables partout : un examen préliminaire du bassin versant et du milieu récepteur a permis d'écartier certaines variantes, et en particulier, les techniques d'infiltration, en raison d'un contexte géologique défavorable. Trois grandes catégories d'actions ont été évaluées: amener les eaux de ruissellement à la galerie de décharge, mettre en place une installation de traitement quantitatif ou qualitatif (solution « end of pipe ») et le status quo (ne rien faire). Cette dernière action sert de référence pour la comparaison des variantes.

Sept solutions de traitement quantitatif et qualitatif ont été évaluées:

- Ouvrage de rétention souterrain.
- Ouvrage de rétention paysager.
- Décanteur classique
- Décanteur lamellaire
- Bassins de stockage-décantation circulaires
- Filtre planté de roseaux
- Traitement physico-chimique (type DENSADEG ou ACTIFLO)

Dix sept critères, regroupés dans quatre grandes classes, ont été retenus afin d'évaluer ces variantes. Ces critères sont d'ordre environnemental, financier, technique et de prévention contre les risques d'accident. Six personnes impliquées dans le projet ont participé à la pondération des critères.

Quelles que soient les agrégations effectuées, la catégorie de stratégies de limitation des impacts des eaux de ruissellement qui ressort de cette analyse est a priori un traitement qualitatif. On ne peut pas, à ce niveau d'analyse, distinguer une sous-catégorie d'actions (physique, physico-végétal ou physico-chimique). La présence d'actions de type traitement quantitatif parmi

les actions surclassantes, laisse penser que cette catégorie n'est pas à écarter. Une stratégie de limitation des impacts des eaux de ruissellement pouvant être recommandée, est en conséquence, une combinaison d'un traitement quantitatif et d'un traitement qualitatif. Cette proposition est en accord avec la nature des impacts constatés, qui sont à la fois d'ordre quantitatif et qualitatif, d'où la nécessité de proposer un aménagement à double vocation.

Les conditions n'étant pas requises en l'état actuel pour une analyse plus détaillée, nous ne pouvons que tenter de proposer une combinaison d'ouvrages, sur la base d'un examen des avantages et inconvénients des deux variantes de rétention et des trois variantes de traitement. Le décanteur classique est à éliminer en raison de la grande place exigée par cet aménagement. De plus, une combinaison de ce type d'ouvrage avec un bassin de rétention n'aurait que peu de sens. Les décanteurs lamellaires et circulaires sont des ouvrages coûteux en terme de génie civil et nécessitent un entretien important. La proposition d'aménagement sur la base de ces éléments est un ouvrage combinant un filtre planté de roseaux et un bassin de rétention à ciel ouvert (figure 6).

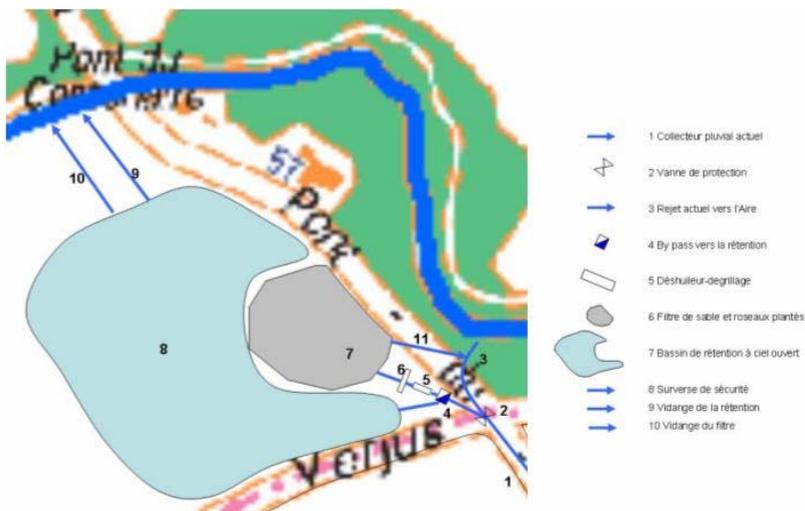


Figure 6: Schéma de l'aménagement proposé combinant un bassin de rétention à ciel ouvert avec un filtre de sable et roseaux plantés.

Un prétraitement de dégrillage et dessablage, ainsi qu'un déshuileur pour la prévention des risques d'accident, sont placés avant le filtre de sable planté de roseaux. Ce filtre ne demande que peu d'entretien et s'intègre parfaitement dans l'environnement. Au niveau de la place requise, suffisamment d'espace peut être dégagé en fin de réseau.

L'ouvrage de rétention fonctionne dès que le débit seuil de capacité du filtre est atteint. Les eaux du bassin de rétention sont ensuite restituées au milieu récepteur par un organe de contrôle limitant les débits. Une surverse de sécurité pour le bassin de rétention permet d'évacuer les eaux pluviales en cas d'événement critique.

5 RECOMMANDATIONS

Le cas de la ZIPLO constitue le cas de figure idéal (une grande zone urbanisée est drainée via un seul exutoire, qui se jette dans un petit cours d'eau) pour l'application d'une méthodologie d'investigation prenant en compte le rejet et le milieu récepteur. La prise en compte du cours d'eau s'est avérée primordiale pour répondre à la première question de cette étude, à savoir quel est l'impact qualitatif et quantitatif des eaux de ruissellement provenant de la ZIPLO sur l'Aire. L'évaluation des impacts, basée sur une approche immissions, est difficile et nécessite des investigations ciblées qui peuvent être lourdes et coûteuses à mettre en place.

Une des hypothèses de départ était que les eaux de ruissellement de la ZIPLO présentaient des risques accrus de pollution par rapport à une zone urbaine traditionnelle. Pour cette raison, les analyses sur le rejet ont porté sur une large gamme de polluants pendant toute la campagne, dans l'idée de définir un type de pollution particulière. Cette démarche s'est avérée infructueuse, car aucune spécificité industrielle du rejet n'a pu être mise en évidence. L'étude d'une large gamme de polluants pourrait être effectuée uniquement sur les premiers événements de pluie de la campagne et, par la suite, les analyses pourraient être ciblées sur un nombre plus restreint de polluants essentiels pour le constat d'impact.

Il est difficile d'élaborer un guide méthodologique permettant de transposer l'approche à d'autres zones industrielles. Chaque terrain d'étude est particulier et nécessite une adaptation en fonction des caractéristiques du bassin versant et du milieu récepteur. Cependant, dans la pratique, il n'est pas toujours possible de mener de telles investigations sur chaque rejet pluvial d'une zone industrielle. A ce titre, les données récoltées sur les bassins versants industriels étudiés dans le cadre de l'étude RUIZI seront précieuses pour caractériser la pollution dans d'autres zones industrielles.

Dès le début du projet, la méthodologie s'est appuyée sur les indicateurs SPAGE pour le constat d'impact, mais également pour définir des aménagements susceptibles de ramener ces indicateurs à des valeurs souhaitées. Les indicateurs montrent des dégradations entre l'amont et l'aval du rejet, qui peuvent être interprétées subjectivement, par un avis d'expert, mais qui ne peuvent pas être chiffrées comme cela était supposé dès le départ. Force est de constater que les seuls éléments d'impact, ayant une force légale et chiffrables, sont les dépassements des concentrations en COD et en métaux lourds identifiés dans le cours d'eau. Les constats sur les diatomées et le colmatage du lit de la rivière ont également une valeur légale (annexe 1 et 2 OEaux), mais il est extrêmement difficile de formuler une exigence chiffrée qui permette de définir un aménagement sur la base de ces deux derniers critères. Cette absence de valeurs cibles est extrêmement gênante, notamment pour les MES, qui sont le principal problème qualitatif du rejet pluvial de la ZIPLO. En l'absence d'objectifs chiffrés pour l'état souhaité du cours d'eau, le cahier des charges ne peut que fixer des objectifs généraux. De plus, nous ne disposons pas à l'heure actuelle d'outil de modélisation permettant de simuler les effets des variantes sur les indicateurs qualitatifs. Il est en effet extrêmement difficile, voire impossible, de modéliser l'effet d'un ouvrage sur les polluants. Le degré d'analyse n'a donc pu rester grossier, avec un degré de détail peu élaboré pour la définition des variantes et leurs évaluations. Ces deux constats sur les indicateurs et la modélisation nous ont incités à proposer une démarche multicritère pour le choix d'une stratégie de réduction des impacts.

Outre sa pertinence par rapport à un impact, un critère environnemental doit avoir une base légale tirée de l'OEaux, ou une valeur cible pour les indicateurs SPAGE, donc être contraignant. Il doit de plus, pouvoir être évalué au travers d'un aménagement, donc pouvoir être simulé. Finalement, aucun critère ne répond à ces contraintes : les critères qui ont une base légale ne sont pas modélisables et inversement. Cette situation est fort gênante au vu de l'importance accordée à ces critères environnementaux lors de la pondération. En l'état actuel, il n'est pas possible d'évaluer finement les critères qui revêtent le plus grand poids.

6 CONCLUSIONS

Les eaux de ruissellement industrielles peuvent occasionner un certain nombre d'impacts sur les milieux récepteur, en l'occurrence la rivière l'Aire. La démarche adoptée est originale, dans la mesure où le milieu récepteur est dès le départ pris en compte dans l'estimation des impacts. Les informations collectées, en terme de charges polluantes, de dynamique pollutive et d'expérience sur l'estimation d'impacts pluviaux sont précieuses pour la mise en place d'une stratégie de limitation des impacts.

Un des points révéle lors de cette étude est l'absence de spécificité industrielle, en terme de polluants, en comparaison avec des quartiers urbains assainis en mode séparatif. D'autre part, il a également été difficile de mettre en évidence un impact au niveau du cours d'eau, et ce pour plusieurs raisons. La première est liée au manque d'indicateurs clairement définis (SPAGE, législatifs...), qui puissent être formulés mathématiquement et utilisés dans un modèle de simulation bassin versant-milieu naturel. En deuxième lieu, le mauvais état biologique du cours d'eau en amont du rejet ne permet pas d'apprécier de manière optimale la dégradation supplémentaire apportée par le rejet des eaux de ruissellement.

L'analyse multicritère pour le choix d'une stratégie de diminution des impacts a un caractère prospectif dans cette étude. Les limites relevées concernant l'absence de valeurs cibles et l'absence d'outil pour la modélisation ne permet pas une analyse multicritère plus fine. Les évaluations restent donc grossières et cette analyse a pour but d'effectuer un screening par rapport à des grands groupes d'action. La stratégie de lutte contre les impacts par le biais d'une solution de traitement / rétention des rejets est proposée pour cette zone.

De futurs développements en terme de modélisation qualitative permettront de mieux prendre en compte les impacts d'une telle zone sur un milieu récepteur. Néanmoins, un modèle tel que REBEKA II (Krejci et al., in press, Krejci et al., 2003, Kreikenbaum, 2002) ne permet pas de simuler un réseau d'assainissement dans le détail, exigence qui est nécessaire au modèle développé pour les SPAGE. Des discussions sont donc en cours, afin d'évaluer la possibilité de pouvoir coupler le modèle hydrologique SPAGE avec l'approche probabiliste développée dans REBEKA II.

Une fois l'installation en place, il est important de suivre l'état du cours d'eau pour constater les effets d'un tel aménagement et de valider ainsi les concepts des SPAGE. Il serait bon de prévoir, dès la phase de conception de l'ouvrage, une réserve financière pour juger de l'efficacité de l'installation, surtout lorsque la rivière aura été renaturée.

Finalement, la décision d'intervenir pour atténuer les impacts de la ZIPLO sur l'Aire devra être prise dans le cadre d'une planification à l'échelle de l'ensemble du cours d'eau (SPAGE et PREE), afin de déterminer si une action sur le rejet de la ZIPLO est prioritaire pour l'Aire au regard des nombreuses autres perturbations que ce cours d'eau subit.

7 REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier Luca Rossi de l'EAWAG, le professeur Joseph Tarradellas, Gabriele Pasteris, Jürg Schweizer, Jean-Marc Froehlich du laboratoire de chimie environnementale et écotoxicologie de l'EPFL, le professeur Anton Schleiss, Giovanni de Cesare, Jean-Louis Boillat du laboratoire de constructions hydrauliques de l'EPFL, Jacques Pictet du bureau d'aide à la décision, David Consuegra du bureau B+C ingénieurs, Arielle Cordonnier du service du domaine de l'eau du canton de Genève, et les membres du comité de pilotage et de projet RUIZI, en particulier Guy Reyfer et Alain Wyss, ainsi que les nombreux étudiants et stagiaires qui ont contribué au projet RUIZI (Félix, Rachel, Laurent, Clotilde, Joseph, Patrick, Olivia, Sarah et Rosa Maria).

8 REFERENCES

Baumgartner J. (2001), *Assainissement du plateau de Frontenex- Etude du rendement du décanteur particulière*, EPFL-DGR-Ecotechnique et génie sanitaire.

Boillat J.-L., Dubois J. (2000), *Routing System : Modélisation du routage de crues sur des systèmes hydrauliques à surface libre*, Ed. prof. Dr. A. Schleiss, EPFL-LCH.

CIPEL (1997) : *Rapports sur les études entreprises dans le bassin lémanique, campagne 1996*. Commission internationale pour la protection des eaux du Léman.

CODEAU (1996), *Logiciel de traitement de données hydrologiques*. AIC Ingénieur-conseil, Lausanne, B+C ingénieurs Montreux, institut d'aménagement des terres et des eaux, EPFL Lausanne, Suisse.

Cywie R. (2003), *Choix de stratégies de limitation des impacts des eaux de ruissellement à l'aide d'une méthode multicritère*, Travail pratique de diplôme, EPFL-ENAC-CECOTOX.

Davoli F., Pasteris G., Schweizer J., Consuegra D., Cordonnier A. (2003), *Impact polluitif global des eaux de ruissellement de certaines zones industrielles de Genève sur leur milieu récepteur et conséquences sur les modes de dépollution, Rapport de campagne de la ZI de Plan les Ouates*, EPFL et DIAE Etat de Genève.

Davoli F., Froehlich J.-M., Schweizer J. (2002), *Impact polluitif global des eaux de ruissellement de certaines zones industrielles de Genève sur leur milieu récepteur et conséquences sur les modes de dépollution, Bilan des connaissances et méthodologie de l'étude*, EPFL et DIAE Etat de Genève.

Hydronat SA (2001), *Bases hydrologiques pour les SPAGE, PREE et PGEE, Indicateurs du régime hydrologique, Aspects quantitatifs*, Parties 1 et 2, DIAE, Etat de Genève.

Hydronat SA (2001), *Bases hydrologiques pour les SPAGE, PREE et PGEE, Indicateurs du régime hydrologique, Aspects qualitatifs*, Parties 1 et 2, DIAE, Etat de Genève.

Hydronat SA (2001), *Bases hydrologiques pour les SPAGE, PREE et PGEE, Indicateurs du régime hydrologique, Rapport de synthèse et poursuite de l'étude*, DIAE, Etat de Genève.

Känzig J. (2002) *Evaluation de l'impact sur le milieu récepteur des eaux de ruissellement en provenance d'une zone industrielle par l'utilisation de la macrofaune benthique et l'IBGN (Indice biologique global normalisé)*, séminaire interdisciplinaire SSIE-ENAC-EPFL.

Kreikenbaum S., Krejci V., Rauch W., Rossi L. (2002), Probabilistic modelling as a new approach to stormwater management, 9th International Conference on urban drainage Portland, Oregon, USA.

Krejci V., Fankhauser R., Frutiger A., Kreikenbaum S., Rossi L., Rauch W., (in press); *Konzeptuelle Grundlagen der Regenwasserbehandlung (projekt STORM)*, EAWAG und BUWAL.

Krejci V., Fankhauser R., Kreikenbaum S., Rossi L., (2003), Le projet STORM-Rejets d'eaux usées par temps de pluie, EAWAG News no.57, décembre 2003; EAWAG Zürich.

OFEPF Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (2002a), *Méthodes d'étude et d'appréciation de l'état de santé des cours d'eau : Diatomées – niveau R*

OFEPF Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (2002b), *Méthodes d'analyse et d'appréciation des cours d'eau en Suisse, Aspect Général*.

Rossi L. (1998), *Qualité des eaux de ruissellement urbaines, thèse n° 1789*, Département de génie rural, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

VSA (2002). *Evacuation des eaux pluviales, Directive sur l'infiltration, la rétention et les eaux pluviales dans les agglomérations*.

Modélisation du réseau d'adduction en eau potable de Lausanne

Diagnostic et optimisation

Hydraulic modeling of the adduction network of Lausanne drinking water Diagnosis and optimization

Lamine Doumbouya

eauservice, ville de Lausanne, section techniques de réseau, Suisse

ABSTRACT: This work falls under the problems of the diagnosis, the long-term planning and the energy optimization of the drinkable water supply networks. The supply security of drinking water with regard to dangers, or a not envisaged increase of the population requires analyzing various scenarios: rupture of a principal water pipeline, unavailability of a resource, going beyond of the storage capacities, optimal management of the equipment, etc. The work presented in this memory relates to the analysis of these various situations for the Lausanne water network. Its objectives are, on the one hand, to model the whole of the pipelines of adduction and to simulate the situations of crisis and long-term provisioning, and on the other hand, to analyze the electricity consumption due to the pumping of water.

To analyze the situations of crisis and increase in water consumption, we worked out and validated a model of the network with the Epanet model.

After identification of the probable crisis scenarios, we worked out a reference scenario and simulated the scenarios of crisis. Some measurements were advanced to reduce all risks of water lack in the network.

The possibilities of consumption increase are considered and simulated. Some measurements are proposed for a long-term planning. The energy analysis by the RAVEL method is exposed and applied to the Lausanne network. Possibilities of saving were proposed.

RESUME : Ce travail s'inscrit dans la problématique du diagnostic, de la planification à long terme et de l'optimisation énergétique des réseaux d'eau potable. La sécurité d'approvisionnement en eau potable face à des dangers ou à une augmentation non prévue de la population nécessite d'analyser différents scénarios : rupture d'une conduite principale, indisponibilité d'une ressource, dépassement des capacités de stockage, gestion optimale des équipements, etc. Le travail présenté dans ce mémoire concerne l'analyse de ces diverses situations pour le réseau d'eau lausannois. Ses objectifs sont d'une part de modéliser l'ensemble des conduites d'adduction et de simuler les situations de crise et d'approvisionnement à long terme et, d'autre part d'analyser la consommation d'électricité due au pompage de l'eau.

Pour analyser les situations de crise et d'augmentation de consommation d'eau, nous avons élaboré et validé un modèle du réseau d'adduction d'eau avec le modèle Epanet.

Après identification des scénarios de crise vraisemblable, nous avons élaboré un scénario de référence et simulé les scénarios de crise. Des mesures ont été avancées pour réduire tous risques de manque d'eau d'une zone de pression.

Les possibilités d'augmentation de la consommation sont estimées et simulées. Dans mesures sont proposées pour une planification à long terme.

L'analyse énergétique par la méthode RAVEL est exposée et appliquée au réseau lausannois. Des possibilités d'épargne ont été proposées.

1 INTRODUCTION

Lausanne, avec près de 125000 habitants est la cinquième plus grande ville de Suisse. C'est le pôle principal de sa région. L'unité territoriale de base est composée par la commune de Lausanne et un nombre important de communes environnantes.

A l'image de l'organisation et de l'évolution de ce système urbain, le service des eaux de la ville de Lausanne (actuellement appelé **eauservice** Lausanne) a développé au cours des dernières décennies un large réseau de distribution d'eau potable. Troisième réseau d'eau de Suisse derrière Genève et Zurich, eauservice Lausanne alimente :

- 17 communes au détail
- 13 communes qui sont fortement dépendantes de ses ressources
- 49 communes qui sont moyennement ou faiblement dépendantes de ses ressources
- et il peut échanger de l'eau avec 35 autres communes

Le réseau comprend 3 usines de filtration, 120 sources d'eau souterraines, 22 réservoirs-stations de pompage et 900 km de conduites dont 330 km conduites de transport.

Les réservoirs et le réseau d'adduction occupent une place importante dans le système d'approvisionnement en eau des populations. Leurs défaillances entraînent des perturbations considérables dans l'alimentation en eau des habitants.

Aujourd'hui, avec le vieillissement des conduites et les sabotages humains possibles, ces installations sont potentiellement en danger.

D'autre part selon le SCRIS (Service de statistiques du canton de Vaud), le canton de Vaud est en croissance démographique confirmée d'environ 1% par année. Ce qui nous fait penser à une augmentation du nombre d'habitants à long terme.

Pour pallier à ces problèmes, et conformément à la loi sur la distribution de l'eau et à l'ordonnance fédérale sur la garantie de l'alimentation en eau potable en temps de crise, eauservice a engagé depuis quelques temps la mise sur pied d'un plan directeur de la distribution de l'eau (PDDE), ainsi que la planification de l'approvisionnement en eau potable en temps de crise (AEC). Le premier chapitre est consacré à la modélisation du réseau d'adduction. Le réseau d'adduction et le modèle de calcul choisi y sont présentés. Le calage du modèle est illustré à l'aide d'un exemple. Le deuxième chapitre est consacré à la définition des scénarios de crise retenus et à la simulation de ces scénarios. Le fonctionnement automatique du réseau y est représenté pour avoir un scénario de référence qui ressemble au système automatique du Centre d'exploitation et de gestion d'eauservice Lausanne (Cegel). Le troisième chapitre traite de l'alimentation à long terme. Et le quatrième chapitre est consacré à l'analyse énergétique du réseau.

1 MODELISATION DU RESEAU

1.1 Description du réseau

Le réseau d'eauservice de la ville de Lausanne est réparti en 22 régimes de pression. Il alimente en eau potable 210.000 habitants et 69 communes en complément de leurs propres ressources.

1.1.1 Adduction, production et stockage

L'adduction et la production se font à partir de captages d'eau de sources, d'eau de nappe, d'eau de lac. Avec une production annuelle de 36.000 m³, eauservice alimente son réseau de la façon suivante :

- Captage d'environ 120 sources correspondant à environ 27% de la production totale ;
- Captage et traitement de l'eau du lac de Bret (production maximum 13.300 l/min), soit 15% de la production totale ;

- Pompage et traitement de l'eau du lac Léman par les stations de Lutry (capacité de production de 48.000 l/min) et de Saint-Sulpice (capacité de production de 60.000%) correspondant à 58% de la production totale.

Les sources constituent un apport indépendant d'énergie électrique et contribuent à la sécurité d'alimentation du réseau.

Les conduites de transport comprennent essentiellement des tuyaux de diamètre supérieurs ou égaux à 300 mm, et quelques conduites de diamètre 200 et 250mm. Ils font au total 330 km.

Le réseau comprend 22 réservoirs pour un volume de stockage de 150.000 m³.

1.1.2 La consommation d'eau

La consommation moyenne annuelle du réseau est égale à environ 34'000'000m³. La répartition par régime de pression est présentée à la figure 1.

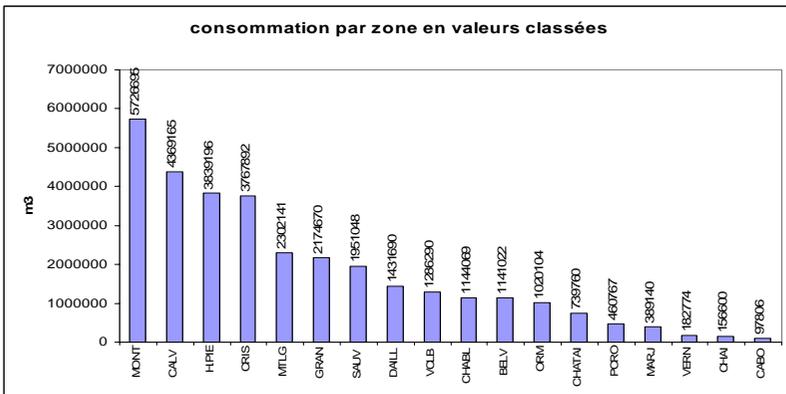


Figure 1: répartition des consommations par zone en valeurs classées

Les coefficients de pointe varient d'une zone à une autre et sont comprises entre 1.2 et 3. Ils sont pris en compte dans le modèle par les courbes de variations horaires.

1.2 Le modèle de réseau

1.2.1 Présentation de Epanet 2.0

EPANET 2.0 est un logiciel développé par l'agence pour la protection de l'environnement des Etats-Unis (U.S. Environmental Protection Agency, U.S.E.P.A.) pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau. C'est un logiciel gratuit disponible sur internet.

Le modèle hydraulique de simulation d'EPANET 2.0 calcule l'évolution des charges hydrauliques dans les nœuds et l'écoulement dans les arcs, en fonction des niveaux initiaux des réservoirs, des variations dans le temps des niveaux des bâches et des demandes en eau aux nœuds de demande. La détermination des charges et des débits à un instant donné implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charges dans chaque arc du réseau.

Le système d'équation est donné comme suit :

$$\sum_j Q_{ij} - C_i = 0 \quad \text{Avec } i = 1, \dots, N.$$

$$\Delta H_{ij} = H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2$$

Pour les pompes, la perte de charge est représentée par :

$$h_{ij} = -\omega^2 (h_0 - r(Q_{ij} / \omega)^n)$$

C_i = consommation au nœud i , Q_{ij} = débit entre les nœuds i et j , H = charge hydraulique, n = exposant du débit, r = coefficient de frottement, m = coefficient de perte singulière, w = vitesse de rotation de la pompe.

Ce procédé, appelé équilibre hydraulique du réseau, utilise une technique itérative pour résoudre les équations non linéaires en jeux, EPANET utilise l'« Algorithme du Gradient » à cette fin.

1.2.2 Courbe caractéristique des pompes

Plusieurs modèles de courbe sont présentés dans Epanet, mais nous avons choisi le modèle à point unique. Le modèle de courbe est basé sur deux hypothèses :

$$H = aQ^2 + b ; \quad \text{Avec } a \text{ et } b \text{ des constantes à déterminer.}$$

$$H(Q=0) = \frac{4}{3} H_p$$

H_p et Q_p sont respectivement la hauteur manométrique et le débit du point de fonctionnement. L'équation finale est donnée par :

$$H(Q) = \frac{4}{3} \left(1 - \frac{Q^2}{4Q_p^2} \right) H_p$$

1.2.3 Application du modèle Epanet 2.0 au réseau

Le modèle Epanet 2.0 du réseau d'eauservice est une représentation simplifier du schéma directeur des conduites de transport. Le schéma du modèle Epanet 2.0 est donné à la figure 2.

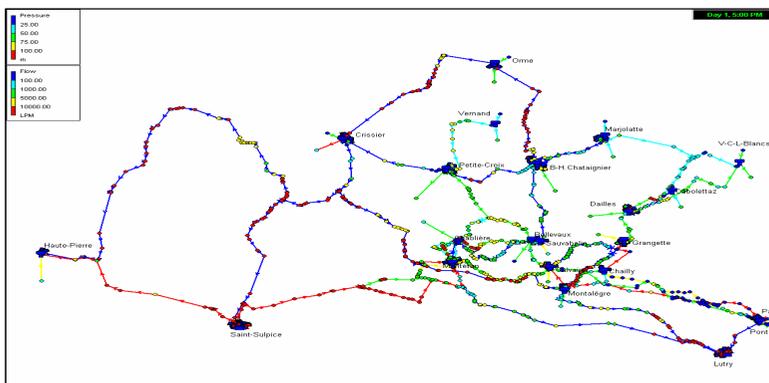


Figure 2: Schéma du réseau d'adduction du modèle Epanet 2.0

1.2.4 Calage du modèle

Le paramètre de calage choisi est les courbes caractéristiques des pompes. Le but du calage étant d'obtenir des débits de refoulement proches de la réalité, nous aurions également pu jouer sur le coefficient k , mais nous avons préféré garder celui trouvé dans la littérature, c'est à dire $k = 85$ pour les vieilles conduites de diamètre supérieur ou égal à 300 mm. Et nous avons obtenu les résultats escomptés comme nous pouvez le constater sur la figure 3 suivant qui est comparaison entre les résultats du modèle et les données du Cegel pour le régime de pression de Haute Pierre. Dans l'ensemble, le modèle simule bien la réalité. Epanet 2.0 donne un coefficient de corrélation moyen de 0,96 entre les niveaux d'eau dans les réservoirs observés et calculés.

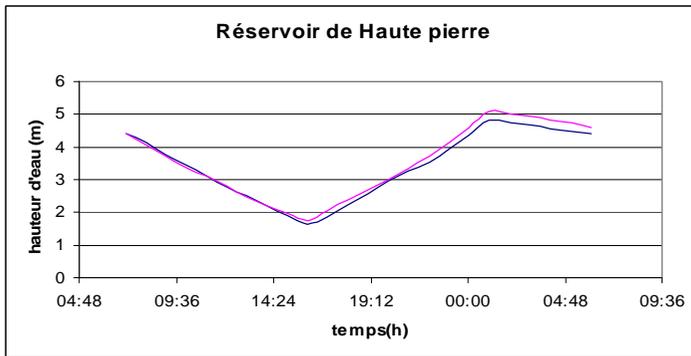


Figure 3: Comparaison entre les valeurs du modèle et celles enregistrées au CEGEL de Haute-Pierre.

Le modèle ainsi rendu cohérent dans sa représentation de la situation actuelle du réseau d'adduction, il est maintenant possible de l'utiliser pour simuler les cas d'accident ou l'indisponibilité d'une ressource principale ou d'une station de pompage. Le modèle va donc permettre d'analyser les perturbations des scénarios de crises identifier dans l'AEC sur l'état de l'approvisionnement en eau des communes desservies par euservice de Lausanne.

2 APPROVISIONNEMENT EN EAU EN CAS DE CRISE

Une situation de crise peut se produire aussi bien en temps de paix qu'en temps de guerre ; et peut entraîner toutes sortes de dégâts, pouvant aller du tarissement des ressources et de la pollution de l'eau jusqu'à la destruction totale des équipements et des ouvrages du réseau d'alimentation en passant par la perturbation de l'exploitation. Et la confédération a mis l'accent sur la prévention qui a fait l'objet de plusieurs lois, ordonnances et directives.

2.1 Bases légales

Pour sensibiliser les services eaux, la confédération a mis en disposition un certain nombre de lois et ordonnances :

- la loi du 24 janvier 1991 sur la protection des eaux
- l'ordonnance du 27 février 1991 sur les accidents majeurs
- l'ordonnance du 20 novembre 1991 sur la garantie de l'approvisionnement en eau potable en temps de crise (OAEC)

- la loi fédérale du 8 octobre 1982 sur l’approvisionnement économique du pays en son article 20
Tous ceci s’appuie sur la constitution fédérale, article 31 bis, 3^e alinéa, lettre e et l’article 24 bis

2.2 Mesures préventives : Tâches des communes et des services des eaux

Il est demandé aux distributeurs :

- d’établir des scénarios réalistes de situations de crise
- d’établir le plan des mesures nécessaires
- de réaliser une documentation pour les situations de crise
- d’organiser la mise à disposition du matériel et du personnel nécessaires
- d’acquérir le matériel de réserve et celui nécessaire pour les réparations
- de prendre toutes les mesures nécessaires, qu’elles touchent la construction, l’exploitation ou l’organisation.

2.3 Définition des scénarios de crise

1. Danger potentiel spécifique au réseau, soit un glissement de terrain majeur dans le Lavaux

Un glissement de terrain peut se produire dans le Lavaux, comme c’était le cas il y a une vingtaine d’année entre Lausanne et Belmont, et entraîner la rupture des trois conduites d’adduction (Pays d’Enhaut, Pont de Pierre et Bret).

2. Mise hors service de la ressource principale, c'est-à-dire lac Léman pollué
Compte tenu de la toxicité de certains produit, ce cas n’est pas à exclure. Ce scénario ressemble à celui du premier mais avec la différence qu’ici l’usine de Lutry peut fonctionner à cause des nouvelles installations qui possèdent une capacité considérable d’élimination de substances ou d’organisme indésirables.
3. Panne de courant de longue durée

Cette hypothèse prend en compte le cas d’une panne de courant d’une durée supérieure à deux jours, consécutive par exemple à l’effondrement du réseau européen, comme on vient de le voir tout récemment en Italie, aux USA, etc. Dans ce cas la production d’eau provenant du lac Léman sera stoppée. Les sources et l’usine de Bret resteraient en fonction.

2.4 Scénario de référence

Le scénario de référence correspond a un fonctionnement automatique et optimisé du réseau en temps normal. Les consommations de base sont modélisées par une consommation de base estimée égale à la valeur moyenne des consommations comprises entre le premier quartile et le troisième quartile. Le contrôle des équipements est assuré par un algorithme. Les pompes prioritaires sont choisies par une fonction optimale qui minimise l’énergie des chemins de pompage. La simulation s’étend sur 124 heures et débute à 06 heures du matin. Le modèle de référence tourne très bien. En moyenne les pompes sélectionnées fonctionnent 9 heures par jour. Elles fonctionnent en grande partie pendant les heures de bas tarif (en moyenne 5heures en bas tarif et 4 heures en plein tarif).

2.5 Scénarios 1 : La rupture des conduites du Pays d’Enhaut, du Pont de Pierre et de Brêt

Dans cette situation, les réservoirs de Chailly et de calvaire sont privés de leurs ressources principales. Après simulation, nous observons des perturbations dans **la partie Est du réseau** et ailleurs on est en distribution normale. De nouvelles consignes sont données dans le programme, et après simulation, on se retrouve en situation de **distribution normale** du réseau. Par contre ces perturbations ont entraîné des coûts de pompage supplémentaire. Les coûts journaliers de

pompage peuvent augmentés de 40 à 50 % par rapport à la situation de référence que nous avons établi et le taux d'utilisation de pompe a augmenté de 21%.

2.6 Scénarios 2 : indisponibilité partielle des ressources du Lac Léman

Cette situation correspond à l'arrêt de la production de l'usine de Saint Sulpice par exemple. On suppose que l'usine de Lutry avec ses unités d'ultrafiltration peut fonctionner avec cette pollution du lac Léman. Comme pour le cas précédent la simulation s'étend sur 124 heures.

La partie **Ouest du réseau** subit des perturbations alors qu'à l'Est on se trouve en état de distribution normal. Des consignes sont indiquées dans le programme d'Epanet pour réduire l'arrêt de l'usine de St-Sulpice. Ainsi avec les systèmes de vannes retour et de pompage, on arrive à maintenir le réseau en distribution normal sauf à Crissier, Sauvabelin et Haute-Pierre où on est en **distribution restreinte**. Ces trois zones de pression doivent diminuer leurs consommations de moitié. Ce scénario nous a permis de voir la dépendance du réseau Ouest (régimes de pression de Crissier, Haute-Pierre, et Sauvabelin) par rapport à la station de pompage de Saint-Sulpice.

2.7 Scénarios 3 : Panne de courant de longue durée

Aujourd'hui, avec ce qui s'est passé en Amérique, au Canada et en Italie voisin sur les réseaux électriques interconnectés, on ne peut plus dire que cette hypothèse est peu probable. Dans cette situation la production d'eau du Léman serait stoppée. Les sources et l'usine de Brêt fonctionnant avec un groupe électrogène resteraient en fonction. La station de pompage de Calvaire peut être alimentée en secours par la centrale de Pierre de Plan. On dispose aussi de trois groupes électrogènes de quelques dizaines de kw. Ces trois groupes peuvent alimenter les chambres de captage de St-hypolyte, Losiardes, et La Bressone. Les systèmes de vannes retours vont assurer l'essentiel du partage de la ressource disponible. Le régime de pression de Montalègre doit diminuer de 25% donc il est en distribution légèrement perturbée. Les zones de Dailles, Grangette, Haute Pierre, Marjolatte, Petite-Croix et Vers Chez Les Blancs doivent voir leurs consommations diminuer de moitié donc avec 250 l/jour/hab.en moyenne (si on suppose qu'en temps normal ils consomment 500 l/jour/hab), c'est-à-dire en distribution restreinte. Les zones de Chablière, Chataignier, Crissier, et Montétan aussi doivent diminuer leurs consommations de deux tiers c'est-à-dire à environ 170 l/jour/hab. Là aussi nous sommes en distribution restreinte.

Par contre à Sauvabelin on doit diminuer de quatre cinquième (100 l/jour/hab.), et on se retrouve en distribution très restreinte.

3 APPROVISIONNEMENT A LONG TERME

3.1 Démographie et besoins

Selon le SCRIS (Service de statistiques du canton de Vaud), le canton de Vaud est en croissance démographique confirmée d'environ 1% par année. Nous aurons ainsi une augmentation attendue de +10.5% d'ici 2010 en considérant un modèle de croissance géométrique c'est-à-dire

$$\frac{P_n}{P} = (1 + r)^n .$$

Avec P_n la population à la $n^{\text{ième}}$ année, P population de référence, r le taux de croissance, n le nombre d'année. Malgré une augmentation de la population de 6% entre 1990 et 2000, la production totale d'eau potable du service des eaux a passé de 45 millions de mètres cubes d'eau en 1991 à 37 millions en 2000. Cela est due à l'important changement du prix de l'eau en 1992 avec le passage du système forfaitaire au prix par m^3 enregistré au compteur et la conséquente augmentation du prix totale de l'eau, provoquant ainsi chez les consommateurs les plus sensibles,

notamment les industries, les maraîchers et les hôpitaux, d'importantes économies dans la consommation d'eau.

Cette tendance à la diminution s'est encore vérifiée en 2001 avec une production totale d'eau de 36 millions pour se stabiliser en 2002 avec aussi 36 millions de mètres cubes d'eau produits.

La reprise économique n'est pas encore vraiment visible, mais elle est cependant annoncée. Ceci permet de penser qu'il est fort probable que ces prochaines années la tendance à la diminution s'arrête (confirmé par les chiffres 2002) et petit à petit nous pourrions retrouver une augmentation de la production totale d'eau. Cette augmentation ne sera toutefois pas répartie de façon homogène sur l'ensemble du territoire. Les prévisions s'attendent plutôt à une croissance plus importante à l'Ouest du territoire ainsi qu'au Nord de Lausanne et à l'opposé à une stagnation de la population de la commune de Lausanne. Pour la simulation à long terme, on suppose que ça concerne essentiellement les réservoirs de Haute-Pierre, Crissier, Orme, Vernand, Marjolatte, Vers-Chez-Les-Blancs.

3.2 Simulation pour une augmentation de la consommation à long terme

On fait l'hypothèse d'une augmentation de la consommation de référence de 50% et 100%.

Avec la contrainte de la capacité de production maximale des usines, on observera le temps de stockage des réservoirs (c'est à dire un réservoir plein soumis à une consommation donnée peut faire combien de temps sans être soutenu par un pompage quelconque), l'évolution du niveau des réservoirs et le taux d'utilisation des pompes. La simulation nous a permis de voir les zones qui sont susceptibles d'avoir des problèmes dus à une augmentation de plus de 50% de la consommation annuelle à long terme. Donc vu les prévisions démographiques, d'ici 2030 il va falloir augmenter la capacité de stockage de ces réservoirs. Il s'agit des réservoirs de Haute-Pierre, de Crissier, et de Vers Chez Les Blancs.

4 ANALYSE ENERGETIQUE

4.1 Méthodologie d'analyse

Pour analyser la consommation d'énergie du réseau, nous utiliserons la méthodologie proposée par le programme RAVEL. La méthodologie proposée par le programme RAVEL utilise deux nouveaux indices :

- l'indice de structure montre dans quelle mesure la situation topographique, surtout la différence d'altitude entre les points de captage et les utilisateurs, conditionne la

consommation d'électricité. Il est défini par : $I_1 = \frac{E_{\min}}{Q_v}$

- l'indice de qualité indique si les installations (stations de pompage, conduites, réservoirs) du réseau d'adduction sont conçues et travaillent d'une façon performante. L'indice de qualité compare la consommation effective avec le minimum d'énergie nécessaire. Il est

défini par : $I_2 = \frac{E}{FE_{\min}}$

Où E = Energie consommée pendant un an ; FE_{\min} = Energie minimale pour le transport et la mise sous pression de l'eau ; E_{\min} l'énergie minimale théorique annuelle nécessaire à l'alimentation des utilisateurs en eau ; Q_v = Quantité d'eau effectivement utilisée (vendue) en m³

$$E = \frac{\rho g (h_d - h_s) BV \cdot Q_v (1 + pv/100)}{\eta}, \text{ en [joule]}$$

Où h_a = Altitude moyenne du plan d'eau au refoulement (dans le réservoir), h_s = Altitude moyenne du plan d'eau à l'aspiration (au captage), BV = Facteur de correction des pertes de charge, exprimé comme quotient entre la hauteur, ρ = Masse spécifique kg m^{-3} , g = Accélération de gravité m s^{-2} .

$$E_{\min} = E_{pv} - E_{pq} + E_{nd}$$

Où E_{pv} = Energie potentielle (par rapport au niveau de la mer) de l'eau consommée (ou vendue) pendant une année chez les abonnés en kWh (sans pression de travail). E_{pq} = Energie potentielle (par rapport au niveau de la mer) de la même eau au captage en kWh. E_{nd} = Energie minimale nécessaire à la création d'une pression de 6 bar en kWh.

$$E_{pv} = 2.73 \cdot 10^{-3} \sum_{i=1}^{i=aa} (Q_v)_i \cdot H_i$$

Si on suppose que la consommation est répartie de manière uniforme sur toute la zone de pression au niveau des neuds, alors :

$$E_{pv} = 2.73 \cdot 10^{-3} Q_v \cdot H_{moy} ;$$

Où H_{moy} la hauteur moyenne de la zone de pression.

$$E_{pq} = 2.73 \cdot 10^{-3} (1 + pv/100)^{-1} \sum_{k=1}^{k=ae} (Q_E)_k \cdot H_k$$

Où $(Q_E)_k$ = Quantité d'eau captée pendant une année au captage k en m^3 ; H_k = Altitude du captage k en m ; ae = Nombre de captages (points d'introduction d'eau) dans la zone de pression considérée; pv = Taux de pertes en pourcentage de l'eau effectivement consommée

$$E_{nd} = 2.73 \cdot 10^{-3} \sum_{i=1}^{i=aa} (Q_v)_i \cdot 60$$

Où $(Q_v)_i$ = Eau consommée pendant une année par l'utilisateur i en m^3 ; H_i = Altitude du consommateur i en m ; aa = Nombre de consommateurs (ou points de sortie) dans la zone de pression considérée

$$FE_{\min} = FE_{pv} - FE_{pq} + FE_{nd}$$

Soit Q_E l'alimentation annuelle de la zone de pression en eau, alors Q_E s'exprime comme la somme:

$$Q_E = Q_{EP} + Q_{EQ}$$

Où: Q_{EP} = Alimentation annuelle avec de l'eau pompée; Q_{EQ} = Alimentation annuelle avec de l'eau non pompée

Nous pouvons écrire:

$$FE_{pv} = E_{pv} \cdot Q_{EP}/Q_E$$

$$FE_{nd} = E_{nd} \cdot Q_{EP}/Q_E$$

FE_{pq} se calcule comme E_{pq} (voir ci-dessus), mais la somme est faite seulement sur les captages où l'eau est pompée.

4.2 Résultats de l'analyse

On obtient globalement pour le réseau les résultats suivants:

Tableau 1. Résumé du calcul des indices énergétiques.

Paramètres de calculs	valeurs
Q_v [m ³]	25'744'664
Q_E [m ³]	39'089'305
E [kwh]	17'472'527
E_{min} [kwh]	8'928'359.25
$E_{f_{min}}$ [kwh]	8'253'564.48
II [kwh/m ³]	0.34
I2	2. 27
Rendement des pompes	65%.

L'indice de structure devient particulièrement grand s'il y a une différence importante entre l'altitude du captage et celle de la consommation. Il devient petit ou négatif si une production d'électricité est théoriquement possible. Pour l'ensemble du réseau, l'indice de structure II est de 0.34, donc en dessous de la consommation d'électricité spécifique de 0.36 kWh/m³ (valeur indiquée par la SSIGE pour ses membres). Ceci est surtout dû à la diversité des ressources, en particulier les sources. D'après les valeurs de l'indice de qualité obtenues (< 2.5) l'état du réseau du point de vue énergétique est bien. Mais en faisant une analyse des facteurs déterminants (pertes de charge, rendement des pompes, pertes d'eau ...) on peut voir qu'il a des améliorations à faire.

5 Conclusion et recommandations

Le modèle de simulation mise en place avec Epanet est une simplification du schéma directeur des conduites de transport d'eauservice. La connaissance du fonctionnement du réseau a permis au modèle de se rapprocher du comportement réel du réseau.

L'analyse des risques pour l'approvisionnement en cas de crise et l'approvisionnement à long terme nécessite une évaluation des flux de transfert d'eau possible entre les différentes zones mais une connaissance approfondie de la capacité des différents éléments du système à supporter ces situations extrêmes. Des simulations avec le modèle mise en place, facilite cette évaluation, et permet de trouver des alternatives pour diminuer tous risques pour l'approvisionnement en eau. La méthode RAVEL nous a permis de faire une analyse du réseau du point de vue énergétique.

Nos recommandations vont dans le sens du renforcement ou de la réalisation de certains tronçons ou réservoirs:

- Le tronçon Chailly-Crissier doit-être renforcé
- Réaliser les liaisons entre Chailly- Sauvabelin, Chailly-Petite Croix Calvaire- Savabelin ou bien Calvaire- petite Croix.
- Réaliser des liaisons entre Montétan - Crissier, et Montétan – Haute Pierre
- Vers 2030 il va falloir augmenter la capacité de stockage des réservoirs de Haute-Pierre, de Crissier, et de Vers Chez Les Blancs.
- Renforcer les campagnes de recherche de fuites sur les conduites de transport,
- Augmenter le rendement des pompes et réduire les pertes de charge en renouvelant les vieilles conduites de transports ou bien les conduites sous dimensionnées.

Une étude plus approfondie pourrait permettre de décider de l'opportunité d'une production d'électricité.

D'ici la réalisation de ces projets, les consignes d'exploitation proposées peuvent servir de tableau de bord pour les situations de crise.

6 Bibliographie

- D. Brélaz : L'OAEC dans le cadre de la ville de Lausanne ; SI Lausanne 1993
Prof. L.Y. Maestre – Krayenbuhl : Approvisionnement en eau potable ; 2^e édition ; EPFL- 1994
Information concernant la protection des eaux N°17 : Commentaire relatifs à l'ordonnance sur l'approvisionnement en eau potable en temps de crise ; Berne : OFEFP ; 1995
H. Burnier : Organisation du service des eaux de Lausanne en cas de crise ou de guerre ; eauservice ; 1996
Amstein –Walthert AG : L'épargne énergétique dans les services d'approvisionnement en eau ; RAVEL N°724.394f ; Berne ; 1996
Informations relatives à la mise sur pied d'un plan directeur de la distribution de l'eau ainsi qu'à la planification de l'approvisionnement en eau en temps de crise ; Epalinges : Laboratoire cantonal ; 1998
Approvisionnement des population en cas de crise : Etude des besoins ; FARETUDES ; 1999
Lewis A. Rossman : Epanet 2 users manual; EPA/600/R-00/057, 2000
CEGEL : Système temps réel ; 21/12/2000
Eauservice : Plan directeur de distribution d'eau de la ville de Lausanne ; 2002
CEGEL : Rapport journalières ; 2002-2003
SI Lausanne : Rapport de gestion ; 2002

Assainissement des cours d'eau en Valais / Analyse de l'hydrosystème de la Tourtemagne

Water courses rehabilitation in Valais / Switzerland / Turtmänna river hydrosystem analysis

Jean-Christophe Dufour
ESM-Ruppen Ingénieurs SA, Monthey, Suisse

ABSTRACT : Water courses rehabilitation in canton of Valais, Switzerland, founds on a pluridisciplinary and participative project methodology, which goal is to include all water users, and in particular hydropower schemes, in a concept of sustainable management of watersheds. The hydrosystem's description is the central part of this approach. It has to bring in light the various influences of water catchments on water courses behaviour. This study deals with the influence of water catchments on hydrology and sediment transport in the Turtmänna River. On this base, and on the base of other existing studies, a preliminary diagnostic of the watershed has been given. Then, a rehabilitation concept has been proposed, in which synergy between different projects connected to the watershed management has been looked for.

RESUME : L'assainissement des cours d'eau valaisans est une démarche d'analyse pluridisciplinaire et participative visant à intégrer les utilisateurs d'eau, en particulier les aménagements hydroélectriques, dans un concept de gestion durable des bassins versants. La compréhension de l'hydrosystème constitue un élément central de cette démarche. Elle doit mettre en lumière les diverses influences des captages d'eau sur le fonctionnement du bassin versant. L'objet premier de cette étude est l'analyse de l'influence des captages sur les crues et les étiages, ainsi que sur la dynamique alluviale de la Tourtemagne. Dans ce contexte, ainsi que sur la base d'une compilation d'études existantes, un diagnostic préliminaire de l'état du bassin versant est établi. Un concept d'assainissement global est ensuite esquissé, dans lequel des synergies sont recherchées entre divers intervenants et projets liés à la gestion du bassin versant.

1 INTRODUCTION

La méthodologie d'assainissement des cours d'eau valaisans [1] a pour but premier de répondre à l'exigence fédérale d'assainissement des captages d'eau¹ (LEaux, art. 80). Cependant, elle en dépasse largement la portée. Par le fait qu'elle ne se limite pas à assainir un captage d'eau pour lui-même en garantissant un certain débit de dotation. Son objectif est d'intégrer tous les utilisateurs de l'eau d'un bassin versant dans un concept de gestion durable du cours d'eau. La problématique des purges et vidanges (LEaux art. 40) sera abordée conjointement à l'assainissement.

Les bases de la réflexion reposent sur l'analyse de l'hydrosystème : il s'agit d'inventorier les captages et d'évaluer leur influence sur l'hydrologie, le transport de sédiments, les milieux aquatiques et riverains, la qualité des eaux, le paysage. Il s'agit également de décrire le contexte socio-économique dans lequel le cours d'eau et les captages s'inscrivent.

Ces influences particulières étant connues, il est possible de tirer un diagnostic global de l'état du cours d'eau, en termes d'environnement, de protection contre les crues, et de socio-

¹ Si un prélèvement influence de manière sensible un cours d'eau, il y a lieu d'assainir, dans la mesure du possible, le tronçon à débit résiduel, indépendamment du but du prélèvement (hydroélectricité, irrigation, etc.), sans que les droits d'utilisation soient atteints d'une manière ou d'une autre qui justifieraient un dédommagement.

économie. Les divers déficits sont alors mis en évidence et permettent d'établir un concept d'assainissement du cours d'eau.

2 DESCRIPTION GENERALE DU BASIN VERSANT

2.1 *Le cours d'eau*

La Tourtemagne, affluent secondaire du Rhône, draine un bassin versant alpin de ~110 km² dont l'exutoire est à 620 m.s.m. et le sommet à 4150 m.s.m. Environ 80% du bassin versant sont à une altitude supérieure à 2000 m.s.m. C'est un cours d'eau de 18.3 km de long. Il prend sa source au pied du glacier de Tourtemagne à 2300 m.s.m., s'engage rapidement dans des gorges en pentes fortes (15-20%) et traverse une plaine alluviale de 7 km en pente modérée (2-3%). Il s'écoule ensuite sur un tronçon en pente très forte, entre deux versants abrupts, jusqu'à la chute de Turtmann (40m de haut). Le tronçon de la Tourtemagne dans la plaine du Rhône (1.8 km) est en pente faible (1-2 %), et fortement corseté par des murs en pierres (cf. fig.1). Le régime naturel du cours d'eau est glaciaire, sensiblement influencé par la fonte des neiges.

Figure 1: le lit de la Tourtemagne dans la plaine du Rhône, à l'amont de la restitution ITAG



2.2 *Les captages (cf. fig.2)*

2.2.1 *Barrage et prises d'eau des Forces Motrices de la Gougra (FMG)*

Au barrage de Tourtemagne (situé ~1 km à l'aval du glacier, volume utile de 780'000 m³), un volume d'eau annuel moyen de 48 millions de m³ est capté. Il provient de la Tourtemagne et de trois torrents latéraux à l'aval du barrage. Les eaux d'hiver sont directement turbinées dans la vallée voisine (val d'Anniviers), à Mottec, Vissoie et Chippis, où elles sont restituées au Rhône. Les eaux d'été sont pompées/siphonnées dans la retenue de Moiry (qui reçoit également les apports directs de la Gougra et les eaux pompées du bassin versant supérieur de la Navisence), puis turbinées en hiver dans les mêmes centrales.

Les déversements au barrage et aux prises d'eau ne se produisent que quelques jours par an, lors des crues d'été.

La production énergétique des FMG liée aux eaux du bassin versant de Tourtemagne s'élève à ~175 GWh/an en moyenne.

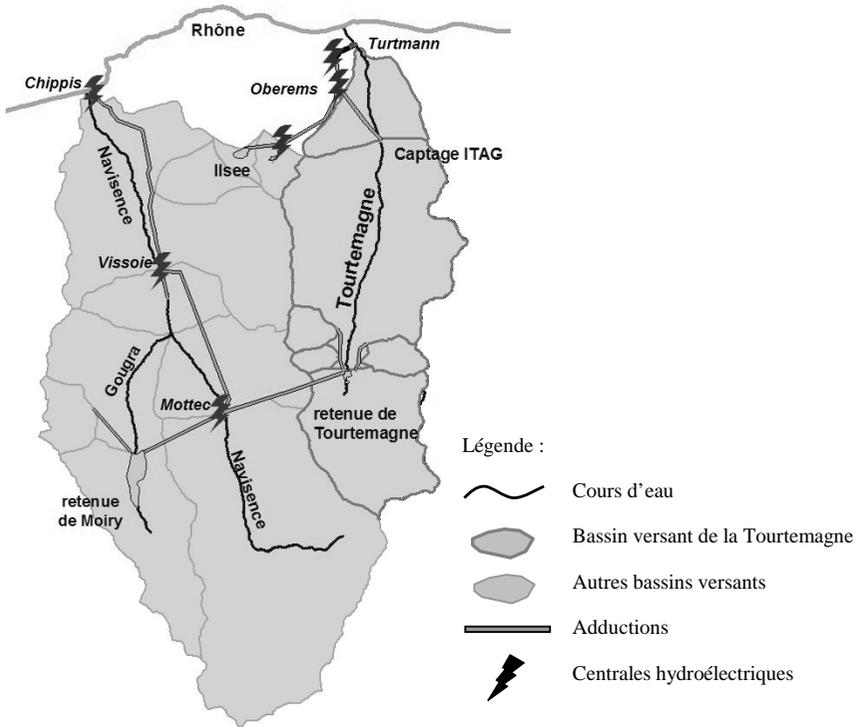
Les FMG sont au bénéfice d'une concession pour le captage des eaux, jusqu'en 2039.

2.2.2 Prises d'eau Ilsee-Turtmann AG (ITAG)

50.6 millions de m³ d'eau sont captés annuellement à la prise d'eau ITAG de Hübschweidli et dérivés à Oberems par une galerie en nappe libre. En été, une petite proportion du volume est pompée vers la retenue de l'Ilsee (volume utile 6.4 millions de m³), l'essentiel est turbiné au fil de l'eau à Turtmann. En hiver, un bassin de compensation permet une modulation du turbinage des eaux provenant d'Hübschweidli, simultanément au turbinage des eaux stockées dans l'Ilsee.

La concession pour le captage d'Hübschweidli échoit en 2004. Une étude d'impact pour le renouvellement de cette concession [2] a été déposée. Elle traite de manière détaillée de l'ensemble des points qui doivent être traités pour l'assainissement. L'analyse n'a donc pas été poursuivie pour ce captage, mais les résultats de cette étude d'impact sont intégrés dans les analyses et proposition de mesures.

Figure 2: Aménagements hydroélectriques liés au bassin versant de Tourtemagne (échelle ~1 :250'000)



2.2.3 Autres captages

Plusieurs captages secondaires existent, tous situés à l'aval du captage ITAG de Hübschweidli. Ils desservent essentiellement l'agriculture mais aussi la défense incendie du village de Turtmann. Leur influence sur les étiages, et leur implication dans un concept d'assainissement a également été prise en compte dans l'étude d'impact précitée [2].

3 ANALYSE HYDROLOGIQUE

L'analyse hydrologique a pour objectifs :

- De mettre en évidence l'influence du captage sur les étiages et les crues
- De fournir les hydrogrammes nécessaires pour la simulation du transport solide.

3.1 *Etiages*

Les étiages de la Tourtemagne, qui se produisent en hiver, sont fortement influencés par les captages, sur la quasi-totalité du linéaire de la rivière. Deux stations de mesure qui ont été en service durant quelques années avant et après la mise en eau du barrage FMG permettent une évaluation quantitative :

- A Inner Sänntum, environ 1 km à l'aval du barrage, le débit de référence Q_{347} (débit atteint ou dépassé 347 jours par année, soit 95 % du temps) passe de ~ 98 l/s en régime naturel à 15 l/s en régime influencé. Directement à l'aval du barrage, le lit du cours d'eau est asséché 353 jours/ans en moyenne.
- A Hübschweidli, directement au droit de la prise d'eau ITAG, Q_{347} passe de 620 l/s en régime naturel à 480 l/s avec l'influence du barrage FMG. A l'aval de la prise d'eau, le lit du cours d'eau est asséché 345 jours/ans en moyenne.

3.2 *Crues fréquentes*

Une analyse statistique, selon la loi de Gumbel, a permis d'évaluer les débits de pointe des crues fréquentes, en régime naturel et influencé :

Tableau 1 : Débits de pointe des crues en régimes naturel et influencé

	Inner Sänntum		Hübschweidli, amont de la prise d'eau	
	Régime naturel m ³ /s	Régime influencé m ³ /s	Régime naturel m ³ /s	Régime influencé m ³ /s
Q ₁	7	0.6	12	6
Q ₅	12	4.7	21	12
Q ₁₀	13	5.7	23	13
Q ₂₀	14	6.7	25	14

3.3 *Crues rares*

Les séries de débits mesurés étant trop courtes pour en faire une extrapolation vers les débits rares, différentes méthodes empiriques ont été utilisées pour évaluer les débits de pointe des crues rares, notamment la méthode du gradex et la méthode GIUB96 (Weingartner et al. 1996). Une comparaison avec les débits spécifiques des crues des bassins versants avoisinants (sur lesquels des longues séries de mesures en régime naturel existent) a été effectuée. Cette approche comparative est considérée comme plus fiable que les méthodes empiriques. Elle devrait néanmoins faire l'objet d'une comparaison historique pour validation. Cette évaluation conduit à la proposition des débits de crues suivants :

Tableau 2 : Débits de pointe des crues naturelles rares

	Inner Sänntum m ³ /s	Hübschweidli m ³ /s	Turtmann m ³ /s
Q ₅₀	17	34	39
Q ₁₀₀	19	38	42

Faute de mesures suffisamment consistantes, l'influence des captages sur ces crues rares n'a pas été analysée en détail. Néanmoins, les points suivants sont à relever :

- L'influence du barrage des FMG est forte, pour les raisons suivantes : le débit d'équipement de $8 \text{ m}^3/\text{s}$ est de l'ordre de grandeur de la moitié de Q_{50} , et la surface du lac de retenue au niveau du barrage est suffisante pour induire un effet de laminage significatif.
- L'influence de la prise d'eau ITAG est nettement moindre, car d'une part son débit d'équipement est plus faible ($4 \text{ m}^3/\text{s}$), et d'autre part, elle est fréquemment obstruée par le charriage et les bois flottant au moment du passage des pointes.

3.4 Hydrogrammes, phénomènes météorologiques et scénarios de crue pour simulation du transport solide

La reconstitution de quelques hydrogrammes à partir des limnigrammes, ainsi que l'analyse des conditions météorologiques dans lesquelles se produisent les crues permettent de décrire le comportement du bassin versant lors des crues :

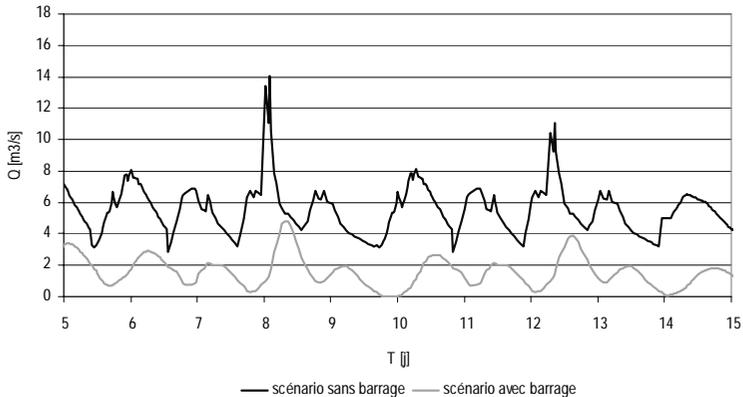
En raison de l'hypsométrie du bassin versant, les crues liées essentiellement au ruissellement ne peuvent se produire que lorsque l'isotherme 0°C est à une altitude très élevée. Vu la taille du bassin versant et son temps de concentration de l'ordre de 2 – 3 heures, ce genre de crue ne peut être généré que par des événements météorologiques de type frontal, dont les précipitations sont suffisantes en intensité et en durée. Dans la période où des mesures de débits naturels sont disponibles (1953 – 1958), ce genre d'événement ne s'est pas produit.

Les crues de fonte et les crues mixtes (fonte – ruissellement) sont donc plus fréquentes que les crues de ruissellement pur. C'est dans ce type de crue que se trouve la crue morphogène. La simulation du transport solide sera basée sur ce second type de crue.

L'objectif de la simulation du transport solide étant de montrer l'influence du barrage FMG sur la dynamique alluviale à long terme (50 ans), deux scénarios ont été construits :

- Le scénario « régime naturel », succession de 50 crues, élaboré à partir de trois crues mesurées dont les pointes sont ajustées de manière à respecter la distribution statistique des crues naturelles décrites au § 3.2 et 3.3.
- Le scénario « régime aménagé » construit par calcul de laminage et de sous-tirage dans la retenue FMG, avec le scénario précédent comme hydrogramme entrant.

Figure 3: Succession d'hydrogrammes, extrait des inputs hydrologiques des scénarios de simulation du charriage



4 ANALYSE DE LA DYNAMIQUE ALLUVIALE DU COURS D'EAU

Trois problématiques doivent être considérées dans le cadre de l'assainissement et nécessitent une analyse de la dynamique alluviale de la Tourtemagne :

- La gestion des sédiments qui remplissent la retenue à matériaux en amont du barrage et la retenue du barrage elle-même. Une étude de variante a été effectuée (Colenco, 2001, [3]).
- Les implications écologiques liées au renouvellement des substrats du cours d'eau.
- Le danger lié à l'alluvionnement du chenal lors de crues à Turtmann.

4.1 Fonctionnement général du cours d'eau

La Tourtemagne est une rivière typiquement alpine, de morphologie torrentielle. Les phénomènes de transport solide sont essentiellement du charriage de fond, mais peuvent également être du charriage hyperconcentré sur les tronçons à forte pente dans la partie supérieure du bassin versant. Des traces de laves torrentielles ont également été observées sur un tronçon en pente très forte à l'aval de Hübschweidli.

Outre deux tronçons de gorges sur quelques centaines de mètres à l'aval du barrage actuel et le tronçon en pente très forte à l'aval de Hübschweidli, le lit peut être considéré comme un lit mobile. Le principal apport de matériaux est situé à l'extrémité amont de la Tourtemagne, soit en amont du barrage FMG :

Figure 4: incision dans la moraine glaciaire en amont du barrage FMG, principal apport de matériaux du bassin versant



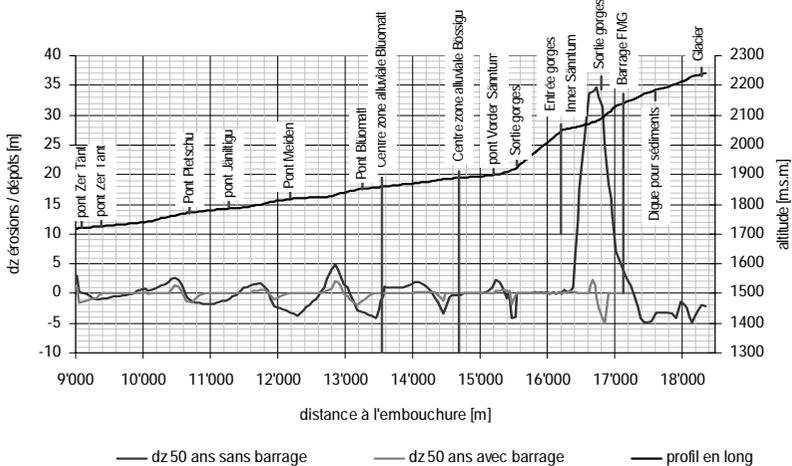
4.2 Simulation du transport solide à long terme sur le cours supérieur de la Tourtemagne

A l'aide du modèle numérique Depero [4], les deux scénarii décrits au § 3.4 ont été simulés sur la moitié amont du cours d'eau. Pour le scénario sans barrage, la condition amont sur le transport solide est un solidogramme dont l'apport moyen annuel est calé sur les volumes de matériaux qui se déposent annuellement dans les retenues FMG ($5 \cdot 300 \text{ m}^3/\text{an}$). Pour le scénario avec barrage, le solidogramme amont (au droit du barrage) est nul sur toute la durée de la simulation.

Le modèle de transport solide utilisé fonctionne avec la formule de Smart et Jaeggi ([5], VAW, 1983). Il est d'une excellente stabilité numérique. Cependant, diverses simplifications théoriques ont une influence importante sur les résultats : l'effet de pavage n'est pas considéré, le tressage dans les grandes largeurs (zones alluviales) n'est pas pris en compte, la définition de

la géométrie ne permet pas l'érosion des berges. Les résultats doivent donc être considérés avec prudence.

Figure 5: résultats des simulations de transport solide sans et avec barrage



Les simulations mettent en évidence les points suivants (cf. fig.5):

- La dynamique alluviale, importante en régime naturel, a pratiquement disparu suite au captage des eaux au barrage FMG, car les crues fréquentes n'y participent plus.
- Sur 2 – 3 km à l'aval du glacier, cette dynamique naturelle est très forte et dépend des apports de matériaux de la moraine glaciaire. L'élargissement d'Inner Sänntum, en régime naturel, est une zone de dépôt très marquée. Actuellement, il ressemble plus à une zone humide (marécageuse).
- Au droit de la rupture de pente de Vorder Sänntum (probablement jusqu'à la zone alluviale de Bössigu qui lui succède), le solde des apports de la moraine glaciaire se dépose. A l'aval, la dynamique usuelle (crues fréquentes) est déconnectée de ces apports et dépend des déséquilibres locaux de capacité de transport solide.

Il faut également remarquer que, en régime naturel (donc également avec des crues artificielles) quelques ponts et tronçons de route à proximité du cours d'eau pourraient être déstabilisés, lors de crues rares, par des érosions d'intensité moyenne.

4.3 Simulation de crues rares à Turtmann

Quatre scénarii de crues rares ont été simulés, également avec Depero, sur le tronçon de plaine de la Tourtemagne. Deux hydrogrammes de crue ont été constitués à l'aide de crues mesurées. Il s'agit d'une crue d'une journée, et d'une crue de six jours. La pointe est tirée vers le haut pour atteindre un ordre de grandeur de crue centennale. Un effet modéré du barrage FMG sur les crues a été pris en compte dans la construction des scénarii.

Les apports de matériaux du tronçon en pente forte à très forte, à l'amont de la chute de Turtmann constituent l'incertitude principale du modèle, car le potentiel de matériaux mobilisable n'a pas été relevé de manière détaillée. Dès lors, deux sous scénarii ont été considérés : un apport maximum de $\sim 35'000 \text{ m}^3$ de matériaux, et un apport minimum de $5'000 \text{ m}^3$, tout deux répartis en solidogrammes liés à l'hydrogramme entrant. Ainsi 4 scénarii avec 4 solidogrammes d'intensités différentes sont considérés.

Les résultats peuvent être résumés de la manière suivante : le risque de débordement de la Tourtemagne au droit du village de Turtmann est lié aux crues de longue durée avec un débit solide moyen. Si la crue est plus courte (une journée) et le débit solide plus soutenu, le même volume de matériaux se déposera, mais en amont du village, où le cours d'eau est confiné entre

deux versants. Les crues rares avec des apports solides faibles à très faibles peuvent induire des érosions du lit en amont du village. Toutefois, en raison de la non prise en compte du phénomène de pavage dans le modèle, cette ampleur ne peut être précisée.

5 PURGES

La purge du barrage FMG a lieu chaque année au début de l'automne. Elle sert à dégager la prise d'eau et la vanne de fond, de manière à garantir des conditions d'exploitation et de sécurités convenables. La retenue est d'abord complètement vidangée, par la prise d'eau pour la tranche supérieure, puis par la vanne de fond pour la tranche inférieure. De l'eau propre est ensuite amenée par la prise d'eau. Elle sert à éroder les alluvions et à diluer la charge en suspension.

L'analyse des effets de la purge a été faite sur les bases suivantes :

- suivi de la purge d'octobre 2003,
- protocoles des purges précédentes,
- informations recueillies dans l'étude d'impact pour le renouvellement de concession ITAG (Impact SA, 2001),
- relevés topographiques du lit avant et après la purge d'octobre 2003,
- analyses granulométriques du lit avant et après la purge d'octobre 2003.

Diverses conclusions peuvent en être tirées :

- La purge n'induit pas de transport solide par charriage, ne brise pas le pavage du lit. Aucun renouvellement du substrat n'est donc produit.
- Le colmatage du lit par les matériaux fins évacués du barrage (~770 m³/an) est significatif.
- Les manœuvres de vannes sont relativement progressives dans la phase d'ouverture, mais la fermeture est plus brusque et piège la faune piscicole sur les rives de la Tourtemagne.
- La sécurité lors de la purge est assurée, car le débit maximal correspond à la capacité hydraulique des ouvrages de franchissement les plus restrictifs à l'aval.

6 DIAGNOSTICS PRELIMINAIRES

6.1 *Diagnostic sécurité*

Les risques, lors de crues, sont essentiellement liés aux phénomènes d'alluvionnement et d'érosion du lit. Sur la partie supérieure du bassin versant, ils concernent uniquement quelques ponceaux et tronçons de route situés à proximité des tronçons du lit à tendance érosive. Dans la partie de plaine, un risque important lié à l'alluvionnement du chenal concerne le village de Turtmann. Ces risques seront précisés par une étude de cartographie des dangers en cours.

6.2 *Diagnostic environnement*

Les déficits environnementaux doivent encore être analysés en détail par des spécialistes. Néanmoins, en liaison avec la modification du régime hydrologique, les principales atteintes aux milieux aquatiques résultant de l'activité du captage FMG peuvent être inventoriées :

- L'assèchement complet d'un tronçon de quelques centaines de mètres à l'aval du barrage.
- La disparition de la dynamique alluviale liée aux crues fréquentes à moyennement rares, et par conséquent des milieux pionniers liés à cette dynamique.
- L'appauvrissement des substrats et des ressources nutritives (faune benthique et flore aquatique) propices à la faune piscicole.
- Le colmatage du lit lié aux purges.

Les impacts liés au captage ITAG sont semblables à ceux liés au barrage FMG, à l'exclusion du colmatage dû aux purges. Un autre effet doit cependant être considéré : le marnage produit par les modulations de turbinage sur le tronçon de plaine en hiver.

Un dernier impact, probablement le plus important, est celui engendré par l'artificialisation des berges de la Tourtemagne sur le tronçon de plaine. Ses berges sont constituées de murs en pierres taillées quasi verticaux. L'espace nécessaire à la diversification biologique des berges est actuellement insuffisant.

7 CATALOGUE DE MESURES D'ASSAINISSEMENT

7.1 *Contexte*

Les mesures d'assainissement liées à l'aménagement FMG doivent être coordonnées avec plusieurs projets qui touchent à la Tourtemagne :

- La gestion des matériaux qui alluvionnent les retenues FMG.
- Le retour de concession du captage ITAG.
- Le projet de route de contournement de Tourtemagne. Cette route devrait longer le cours d'eau sur ~400 m. Une bande de 15 m est prévue pour élargir le cours d'eau.
- L'élargissement de l'embouchure de la Tourtemagne, prévu dans le cadre des mesures de compensations relatives à la construction de l'autoroute A9.
- Le projet de la troisième correction Rhône.
- La carte des dangers et le concept de protection contre les crues et de renaturation de la Tourtemagne.

Ce dernier projet permettra d'obtenir une vue d'ensemble suffisamment détaillée et permettra de coordonner les différents intervenants.

Dans ce cadre, quelques mesures ont été proposées :

7.2 *Mesures*

7.2.1 *Débit de dotation*

Un débit de dotation de 65 l/s au droit du barrage FMG permet de remplir les exigences de la loi fédérale sur la protection des eaux. Ce débit devra être atteint lors du retour de concession de l'aménagement (2039). Cependant, il représente une perte énergétique importante équivalente à 4.3 % de la production annuelle moyenne liée au barrage de Tourtemagne. Il ne s'agit donc pas d'une mesure économiquement supportable au sens de l'article 80 de cette même loi. Elle ne peut donc pas faire partie d'un concept d'assainissement. Toutefois, une dotation saisonnière, sous forme de soutient d'étiage par exemple, reste envisageable.

7.2.2 *Crues artificielles*

Des crues artificielles permettraient de renouveler les substrats du lit de la Tourtemagne. Elles font également partie des variantes de gestion des alluvions qui comblent les retenues FMG. Une bonne coordination permettrait donc de conjuguer les intérêts hydroélectrique et environnementaux.

L'analyse des débits de pointe nécessaires au renouvellement des substrats du cours d'eau (débits de rupture du pavage) montre que les crues fréquentes permettent d'atteindre cet objectif sur certains tronçons. Cependant, ces crues ne devraient faire l'objet d'aucun sous-tirage ou laminage au barrage FMG. En terme de sécurité, elles nécessitent tout d'abord l'adaptation de quelques petits ouvrages de franchissement. Mais surtout, la dérivation des crues au barrage doit permettre le laminage des crues rares, car celles-ci comportent un risque d'inondation important au village de Turtmann.

En terme de pertes énergétiques, une crue annuelle naturelle représente moins de 1 % de la production annuelle des FMG, pour un gain environnemental probablement bien meilleur que

celui produit par un débit de dotation. Par contre, les investissements nécessaires pour dériver les crues au barrage, évalués par Colenco [3], sont très importants.

7.2.3 *Adaptation des purges*

Deux améliorations peuvent être apportées aux opérations de purge : une fermeture plus progressive des vannes à la fin de l'opération, et un temps de rinçage du lit plus long, afin de minimiser l'ensablement du cours d'eau.

7.2.4 *Renaturation*

La renaturation du cours d'eau relève premièrement de la commune (Maître d'œuvre), et des services cantonaux (SRCE) et fédéraux (OFEG) qui l'encadrent. Dans le cadre de l'assainissement, les FMG peuvent être impliquée dans la renaturation par une participation financière.

L'opportunité d'aménager un bassin de laminage pour atténuer les effets du marnage produit par l'aménagement ITAG a été évaluée. Un prédimensionnement du bassin montre que, pour une section renaturée avec des berges en pente faible (~20°), les surfaces exposées aux variations de niveau dans le bassin de laminage sont équivalentes aux surfaces restituées à la nature en réduisant le marnage dans le cours d'eau. Le tronçon du cours d'eau concerné (~700 m) est donc trop court pour que l'effet soit significatif.

8 CONCLUSION

L'assainissement des bassins versants est un projet moderne et ambitieux. Sa complexité réside non seulement dans les multiples aspects scientifiques ayant trait à l'eau et à son milieu, mais dans la coordination et la vision globale de tous ces aspects. Dans ce second point réside le paradoxe de ce travail : comment aborder la problématique dans sa globalité en ne traitant que certains aspects, même si ces aspects sont centraux. Seule une démarche pluridisciplinaire et participative permettra de conclure de manière complète et péremptoire.

Dans cette perspective, les aspects de détail concernant le fonctionnement des aménagements hydroélectriques, l'hydrologie et la dynamique alluviale du cours d'eau ont été abordés. Un diagnostic partiel a été établi, et plusieurs pistes de réflexion ont été ouvertes en vue d'un concept d'assainissement. Ces pistes manquent encore de justifications environnementales et socio-économiques, et bien entendu de l'avis des personnes directement touchées par le projet.

[1] Service des Forces Hydraulique, Directive pour les rapports d'assainissement des cours d'eau, canton du Valais, octobre 2002

[2] Impact SA, Granges, Septembre 2001, Wasserkraftwerk Ilsee-Turtmann, Konzession Erneuerung, Umweltrträglichkeitsprüfung

[3] Colenco Power, Baden, Mai 2001, Geschiebewirtschaftung Turmanntal, Variantenstudium, Kraftwerke Gougra

[4] Hydrocosmos SA, Bussigny, 1999, Depero, Logiciel de calcul des lignes d'eau et du transport sédimentaire, Rapport.

[5] Dr Martin Jäggi, VAW, EPFZ, mars 1995, Flussbau

Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete prisms - Design criteria based on a systematic physical model study

Protection contre l'érosion à l'aval de galeries de dérivation en utilisant des prismes en béton

Soleyman Emami

Laboratory of Hydraulic Constructions, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland

ABSTRACT: In order to establish appropriate design criteria for a new protection measure downstream of diversion tunnels ending in mobile riverbed, systematic physical tests have been performed using a hydraulic model. This protection measure consists of concrete prisms obtained by dividing cubes diagonally. Their placement is designed in a way such that in case of undermining, the whole system is able to deform and to reduce erosion by still covering most of the bed in the protected area. This study consists of two series of experiments. The first series have been devoted to the prediction of localized scour at diversion tunnel outlets in mobile riverbeds. In the second series of experiments, the performance of concrete prisms placed downstream of the outlets for riverbed protection has been studied. Based on the tests results, general applicable design charts and formulas for defining the local scour hole, required size of the prisms and the total area need to be protected have been developed.

RESUME: Afin d'établir les critères de dimensionnement d'un nouveau type de protection en aval des galeries de dérivation débouchant dans une rivière à fond mobile, des essais systématiques ont été réalisés sur modèle physique. Le type de protection consiste en un pavage de prismes en béton, obtenus par division de cubes selon leur diagonale. L'appareillage est conçu de manière à ce que le système entier puisse se déformer d'affouillement et ainsi réduire l'érosion verticale dans la zone de protection tout en conservant une couverture maximale du lit par les demi-cubes. Deux séries d'essais ont été réalisées. La première a été consacrée à la prédiction de l'érosion du lit alluvial à la sortie des galeries de dérivation. La deuxième série a été consacrée à l'influence des prismes en béton sur la protection du lit. Sur la base des résultats, des schémas de conception ainsi que des formules générales pour la définition de l'érosion locale ont été développées tenant compte de la taille des prismes et du périmètre à protéger.

1 INTRODUCTION

Development of the scour hole is an important engineering problem for many types of hydraulic structures including spillways, bottom outlets, culverts and diversion tunnels.

Water released into a river should not result in scouring of the riverbed, which may cause the instability or failure of any hydraulic structures near to the scour zone. Outlet structures are therefore required to reduce the velocity of the water and to ensure dissipation of the energy.

Common structures used at diversion tunnel outlets are stilling basins, cut-off walls and concrete slabs. The construction of these structures is mainly carried out on rock foundation and the capital expenditures are usually high due to the need of formwork and reinforcement.

The existence of deep alluvium at the diversion tunnel outlets of Seymareh dam (one of the dams under construction in Iran) revealed execution problems and high costs in the case of traditional outlet structure construction. This was the major reason for considering the placement of large unreinforced concrete prisms for the downstream of the protection outlet.

The existence of similar conditions in a number of projects around the world justifies more investigations for optimisation of this erosion protection measure.

In order to establish appropriate design criteria for this new protection method, systematic physical tests have been performed using a hydraulic model.

2 LITERATURE REVIEW

Several researchers have investigated the scour caused by a horizontal jet over an erodible bed which occur downstream of culverts (Table 1). Using the developed scour formulas for low velocities (1 to 2 m/s) give a large values of scour hole. A survey of relevant literature indicates that for a protection measure, the most experimental investigations have concentrated on riprap design procedure (Table 2). This protection measure can be used when the maximum flow velocity is about 5 m/s. In case of diversion systems the velocity at outlets could be increased until 10 to 15 m/s. Large concrete blocks are therefore required to protect the downstream of diversion outlets area (Fig. 1).

Table 1: Summary of previous key research on local scour hole downstream of culverts ending in mobile riverbeds

Researchers	Vertical dimension of the jet (mm)*	Densimetric Froude number F_0	Submerged ratio h_{TW}/D	Maximum scour depth formulas
Oliveto & Hager (2002)	200	2.20 – 3.15	>1.0	$\frac{d_{sc}}{H} = \left(\frac{7}{5}\right) \cdot (F_0 - 2)^{1/4}$
Day, Liriano & White (2001)	13 - 311	3.18 – 8.48	0.50 – 2.00	$\frac{d_{sc}}{D} = \alpha \cdot \ln(F_0) + \beta$ $\alpha = 0.88 \cdot (h_{TW}/D)^{-0.37}$ $\beta = 0.21 \cdot \ln(h_{TW}/D) - 0.26$
Chiew & Lim (1996)		4.8 - 85	>10	$\frac{d_{sc}}{D} = 0.21 \cdot F_0$
Lim (1995)	15, 26	1.91 – 24.6	0.47	$\frac{d_{sc}}{D} = \left(\frac{3.68}{\sigma_g^{0.4}}\right) \cdot F_0^{0.57} \cdot \left(\frac{d_{50}}{D}\right)^{0.4}$
Abida & Townsend (1991)	76	0.44 – 11.4	0.05 – 1.55	$\frac{d_{sc}}{H} = \left(e^{\frac{Fr-2}{2.03}} - 0.373\right) \cdot \left(\frac{d_m}{H}\right)^{-0.275}$
Abt et al. (1987)	102	7.2 – 21.81	0.45	$\frac{d_{sc}}{R_H} = 7.84 \cdot \left(\frac{Q}{A \cdot g^{0.5} \cdot R_H^{0.5}}\right)^{0.28}$
Abt, Kloberdanz & Mendoza (1984)	102, 254	2.0 – 24.4	0.45	$\frac{d_{sc}}{D} = 1.77 \cdot \left(\frac{Q}{g^{0.5} \cdot D^{2.5}}\right)^{0.63}$
Abt, Ruff & Mendoza (1983)	102		0.45	$\frac{d_{sc}}{D} = 2.08 \cdot \left(\frac{Q}{g^{0.5} \cdot D^{2.5}}\right)^{0.37}$
Ruff et al. (1982)	100 - 446	7.3 – 33.7	0, 0.25, 0.45	$\frac{d_{sc}}{D} = 2.07 \cdot \left(\frac{Q}{g^{0.5} \cdot D^{2.5}}\right)^{0.45}$
Abt & Ruff (1982)	273 - 457		0.45	$\frac{d_{sc}}{D} = 0.86 \cdot \left(\frac{\rho \cdot u_0^2}{\tau_c}\right)^{0.18}$
Rajaratnum & Berry (1977)	6.4 - 25.5	2.72 – 13.3	24	$\frac{d_{sc}}{D} = 0.40 \cdot (F_0 - 2)$

* All experiments were performed using circular culverts except the experiments conducted by Oliveto & Hager (2002) and Abida & Townsend (1991) with square culvert and Abt et al. (1987) with square, circular, rectangular and arch culverts.

Table 2: General formula for calculation of riprap size

Researchers	d_{85} / d_{15}	Riprap thickness	Form of formula*
Straub (1953) Grace (1973) Maynard (1978) Reese (1984) Maynard (1988)	1.8 – 4.6	$1 \cdot d_{100}$	$\frac{d}{h_{TW}} = C \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \frac{u_0}{\sqrt{g \cdot h_{TW}}} \right)^n$

* Maynard (1988) proposed $C = SF \cdot 0.03$ and $n = 2.5$, using a safety factor $SF = 1.2$



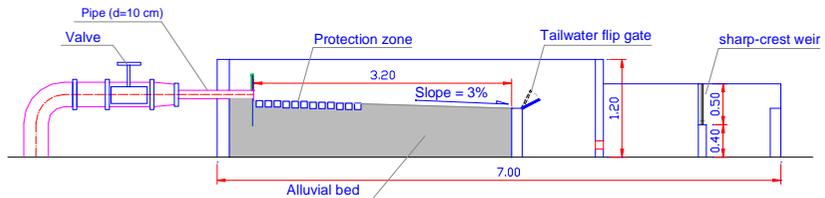
Figure 1: Alluvial bed (left), riprap protection (middle), concrete prisms (right)

3 EXPERIMENTAL WORK

3.1 Experimental facility

The experiments were performed using a hydraulic model built at the Laboratory of Hydraulic Constructions of the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne (EPFL – LCH). The model consists of the following parts (Fig. 2):

- A horizontal pipe with 10 cm diameter and 1.0 m length, which was connected to the pump. Water flow was controlled upstream of the pipe using a hand operated valve.
- Alluvial bed with 3.2 m length, 2.2 m width and 3% slope. The depth of the sediment bed was 0.7 m at the pipe outlet.
- Concrete prisms of 8x8x8 cm and 5x5x5 cm (obtained by dividing cubes diagonally), using for erosion protection downstream of the pipe.
- Hand operated tailwater flip gate situated at 3.2 m from the pipe outlet to control the downstream water level.
- Basin with dimension of 1.2 m length and 1.5 m width at the end of the model which was equipped with a rectangular sharp-crest weir to measure the discharge.



- Outlet channel.

Figure 2: Schematic diagram of the hydraulic model

3.2 Scope of tests

Tests consist of two series of experiments. Series A was conducted to evaluate the natural mobile bed erosion without any protection measure. Series B was conducted to study the scour hole characteristics using different size of concrete prisms.

In the preliminary tests, the principal parameters were found the discharge, tailwater depth, diameter of the pipe, size of concrete prisms and the bed material properties.

The systematic tests investigated the effect of these principal parameters on the scour hole characteristics. Tests conditions of the experimental study are summarized in Table 3.

Table 3: Experimental conditions

Tests series	A (Natural mobile riverbed)	B (Protected by concrete prism)
Discharge (l/s)	$5 < Q < 12.5$	$5 < Q < 21.5$
Tailwater range	$0.1 < h_{TW}/D < 0.2$ (low T.W.) $1.0 < h_{TW}/D < 1.1$ (high T.W.)	$0.1 < h_{TW}/V^{1/3} < 0.8$ (low T.W.) $1.6 < h_{TW}/V^{1/3} < 2.9$ (high T.W.)
Discharge intensity Q_i	$0.9 < Q_i < 1.3$	$0.9 < Q_i < 2.2$
Densimetric Froude number F_0	$7.5 < F_0 < 14.5$	-
Prism number F_b	-	$1.2 < F_b < 3.7$
Standard deviation of grain size distribution $\sigma_g = \sqrt{(d_{84} / d_{16})}$	3.16	3.16
d_{50}/D ($D = 10$ cm)	0.008	0.008

$Q_i = Q/(g^{0.5} \cdot D^{2.5})$, $F_0 = u_0/\sqrt{(\rho_s/\rho - 1) \cdot g \cdot d_{50}}$ and $F_b = u_0/\sqrt{(\rho_b/\rho - 1) \cdot g \cdot V^{1/3}}$, where D and u_0 are the pipe diameter and the velocity at pipe outlet, $V^{1/3}$ is the equivalent cube size of the prism and h_{TW} is the difference between pipe invert elevation and tailwater level.

3.3 Experimental procedure

At the beginning of each test, flow was introduced slowly to avoid initial local scouring of the bed. When the tailwater depth reached the desired level, the flow rate was increased to the required discharge and then remained constant throughout the test period (Fig. 3).

The water surface was read with a point gage situated upstream of the tailwater flip gate and discharge was measured using a rectangular sharp-crest weir in the downstream basin of the hydraulic model. Each test was performed during 2.5 hours in order to achieve almost equilibrium conditions.



Figure 3: $Q = 21.5$ l/s; high tailwater, prism size 5 cm and $h_{TW} = 11.6$ cm (left), low tailwater, prism size 8 cm and $h_{TW} = 3$ cm (right)

4 ANALYSIS OF THE RESULTS

The experimental results with or without using protection prisms were analyzed in order to compare the downstream local scour development under different conditions.

4.1 Local scour on mobile riverbed for non-protected surface

4.1.1 Graphical representation of the experimental data

Logarithmic regression lines were compiled correlating the scour hole depth for two different tailwater depths to the densimetric Froude number (Fig. 4). Similar plots were compiled for the scour length, the distance of maximum scour depth from the pipe outlet and the scour width.

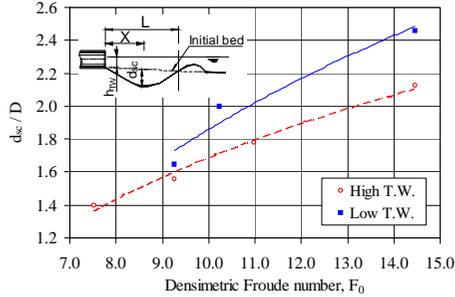


Figure 4: Variation of the maximum scour depth with the densimetric Froude number F_0

It was observed that tailwater significantly influences scour hole geometry. Figure 5 illustrates different formation of the scour hole due to low and high tailwater levels.



Figure 5: Scour hole for $D = 10$ cm and $Q = 12.5$ l/s; high tailwater $h_{TW} = 10.9$ cm (left), low tailwater $h_{TW} = 1.9$ cm (right)

4.1.2 Formula for evaluation of the scour hole

Different regression lines were fitted through the data in order to find the best correlation coefficient r^2 . The best result was obtained by a logarithmic regression as an equation with the form of:

$$y = a \cdot \ln(F_0) + b \quad \text{where} \quad F_0 = u_0 / \sqrt{(\rho_s / \rho - 1) \cdot g \cdot d_{50}} \quad (1)$$

The coefficients of the equation (1) for the maximum scour depth and scour length are summarized in Table 4. Similar coefficients were identified for other characteristics of the scour hole.

Table 4: Summary of equation coefficients for low and high tailwater depths

Scour hole characteristics	y	a	b	h_{TW}/D	Correlation coefficient, r^2
Maximum scour depth	d_{sc}/D	1.14	-0.93	1.05	0.99
		1.69	-2.04	0.15	0.95
Maximum scour length	L/D	12.81	-15.55	1.05	0.98
		13.15	-21.02	0.15	0.98

The values of coefficients “a” and “b” were plotted versus h_{TW}/D for dimensionless parameters d_{sc}/D , L/D . Interpolation lines obtained by these values using the two tailwater depths. Similar representations were performed for the remaining parameters. The equations with the form of “ $a = f(h_{TW}/D)$ ” and “ $b = f(h_{TW}/D)$ ” were found and presented in Table 5. Scour hole dimension could be estimated using these values in the equation (1).

Table 5: Summary of equation coefficients as a function of tailwater depths (application range $7.5 < F_0 < 14.5$)

Scour hole characteristics	y	a	b
Maximum scour depth	d_{sc} / D	$- 0.60 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) + 1.80$	$1.23 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) - 2.25$
Maximum scour length	L / D	$- 0.38 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) + 13.20$	$6.08 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) - 21.95$
Distance of d_{sc} from pipe outlet	X / D	$0.86 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) + 4.49$	$1.00 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) - 7.97$
Maximum scour width	W / D	$- 0.42 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) + 3.53$	$- 3.33 \cdot (\frac{h_{TW}}{D}) + 0.78$

4.1.3 Comparison of the results with previous studies

On the eleven equations listed in Table 1, the results of Oliveto & Hager (2002), Day, Liriano & White (2001) and Abida & Townsend (1991) were not used for the comparison since the densimetric Froude number was outside of the present study range. Chiew & Lim (1996) and Rajaratnam & Berry (1977) were not used because their tests were highly submerged. The remaining six formulas which have all with submergence ratio of $h_{TW}/D = 0.45$ were compared with the present study results (Fig. 6).

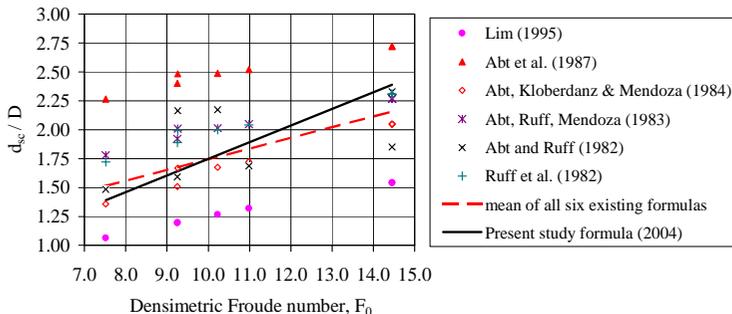


Figure 6: Comparison results of the maximum scour depth with the present study and other authors ($h_{TW}/D = 0.45$)

The experimental study for non-cohesive bed material led to the following conclusions:

- For low and high tailwater depths, the maximum erosion depth was located about 30% and 40% of the maximum scour length from the pipe outlet respectively.
- Scour depth immediately at the pipe outlet was 25% and 75% of the maximum scour depth for high and low tailwater depths respectively.
- For similar values of the densimetric Froude number, the maximum depth of scour hole was approximately 10 - 25% deeper in case of low tailwater depth.
- The scour hole length increased and the scour hole width decreased while increasing the tailwater level.

- The mean values of all investigated existing formulas were found to be close to the present study. The closer results were identified by the formulas of Abt, Kloberdanz & Mendoza (1984) and Abt & Ruff (1982), which had almost similar test conditions as the present study.
- Results of Lim (1995) and Abt et al. (1987) were found below and above the other experimental results. Lim (1995) used rather small culvert diameters and Abt et al. (1987) used different culvert shapes.

4.2 Scour formation in the case of concrete protection prisms

4.2.1 Graphical representation of the experimental data

A linear regression was compiled correlating the experimental data of the scour hole characteristics to the prism number F_b defined as $u_0/\sqrt{(\rho_b/\rho-1)\cdot g\cdot V^{1/3}}$. The best dimensionless relationships for the maximum scour depth, scour depth at pipe outlet and maximum scour width were found d_{sc}/D , d_{toe}/D , W/D and for the scour hole location at the protected area was found X_1/L_p , X_2/L_p , X_3/L_p (Fig. 7 and Fig. 8).

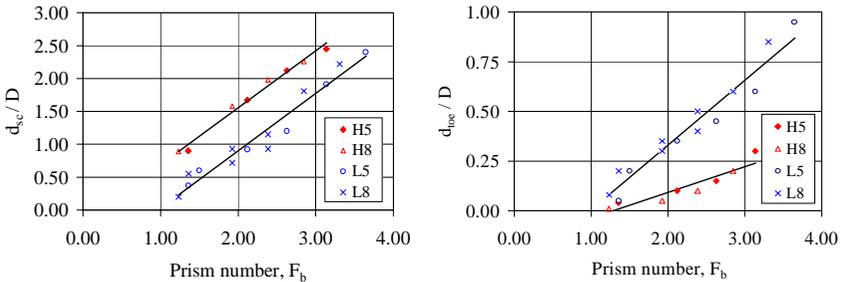


Figure 7: Relationship between scour hole depths and prism number; maximum scour depth (left), scour depth at pipe outlet (right) – “H” and “L” describe high and low tailwater depths and the numbers “5” and “8” represent the dimension of prisms.

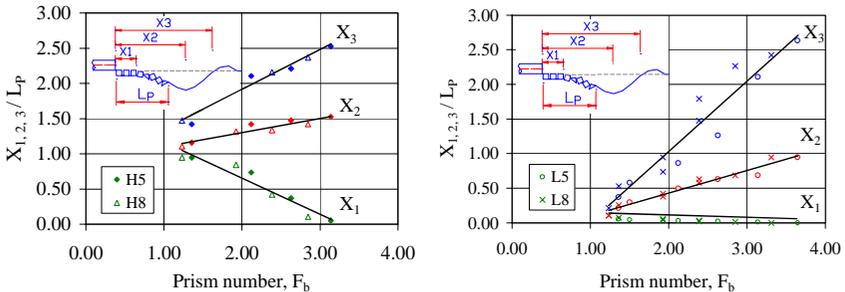


Figure 8: Relationship between scour hole location and prism number; high tailwater (left), low tailwater (right)

According to the tests results the following could be concluded:

- In the case of low tailwater depths, the scour hole was close to the pipe outlet. The location of the scour hole moved downstream while increasing the tailwater level (Fig. 9).
- For similar values of the prism number F_b , the scour depth at pipe outlet was found approximately 3 times higher for low tailwater depths.



Figure 9: Location of scour hole as a function of tailwater level for $Q = 12.5$ l/s; high tailwater $h_{TW} = 10.9$ cm (left), low tailwater $h_{TW} = 1.9$ cm (right)

4.2.2 Failure of the protected area

As the factors affecting prisms failure were identified velocity at pipe outlet u_0 , mass density of the prisms and water, prism size $V^{1/3}$, tailwater depth h_{TW} and length of protected area L_p .

Based on the observations made during the tests, failure of the protected area was defined when one or some of the following criteria occurred (Fig. 10, right):

- Scour depth at the tunnel outlet is larger than 50% of the tunnel diameter
- Maximum scour depth is larger than 2 times of the tunnel diameter
- Maximum scour width is larger than the width of the protection

In order to define a failure diagram for the protection prisms, the relationship between prism number and non-dimensional parameter h_{TW}/L_p for different tests was presented in Figure 10 (left). Two lines were fitted through the tests points in the failure diagram, which divided it into three parts of “No movement”, “Acceptable movement” and “Failure”.

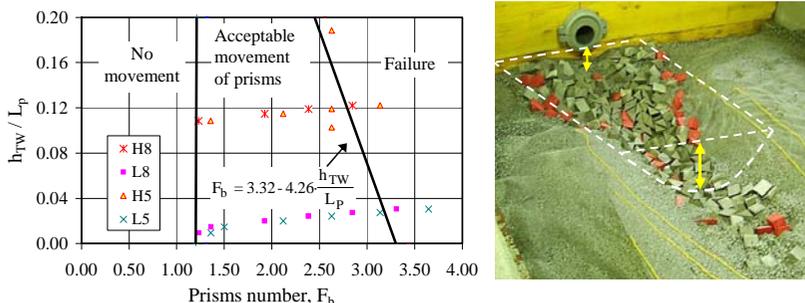


Figure 10: Diagram of the prism failure as a function of h_{TW}/L_p and prism number (left), an example for the failure of the protected area (right)

4.2.3 Formulas for calculating the scour hole geometry in the protected area

A linear regression, which had the highest correlation coefficient, was fitted through the data as an equation with the form of:

$$y = aF_b + b \quad \text{where} \quad F_b = u_0 / \sqrt{(\rho_b/\rho - 1) \cdot g \cdot V^{1/3}} \quad (2)$$

The coefficients of “a” and “b” were plotted versus $h_{TW}/V^{1/3}$ for each dimensionless parameters d_{sc}/D , d_{toe}/D , X_n/L_P and L_{REQ}/D . L_{REQ} was defined as a needed protection length downstream of the pipe to avoid any failure in the protected area. The values of “a” and “b” for the scour hole width were found independent of the tailwater depth. The results were presented in Table 6.

Table 6: Summary of equation coefficients for scour hole characteristics

Scour hole characteristics	y	a	b
Maximum scour depth	d_{sc}/D	$-0.01 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) + 0.87$	$0.38 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) - 1.00$
Scour depth at pipe outlet	d_{toe}/D	$-0.11 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) + 0.38$	$0.09 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) - 0.37$
Maximum scour width	W/D	2.00	1.50
Beginning of the scour hole	X_1/L_P	$-0.27 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) + 0.09$	$0.88 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) - 0.29$
Distance of d_{sc} from pipe outlet	X_2/L_P	$-0.07 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) + 0.36$	$0.62 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) - 0.50$
Maximum scour length	X_3/L_P	$-0.25 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) + 1.13$	$1.00 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) - 1.45$
Required length of the protected area	L_{REQ}/D	$-0.37 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) + 3.63$	$0.39 \cdot (\frac{h_{TW}}{V^{1/3}}) + 0.38$

5 CONCLUSIONS

The experimental data for scour hole in mobile riverbed with and without using the protection prisms were correlated to non-dimensional parameters as the densimetric Froude number F_0 and prism number F_b , which define the characteristics of the sediments of the riverbed and the prisms respectively.

In order to compare the results of scouring for unprotected and protected bed with prisms, the maximum scour depth (d_{sc}/D) was plotted against the discharge intensity Q_i (Fig. 11).

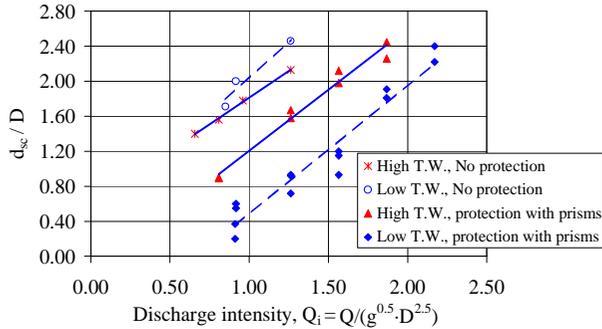


Figure 11: Comparison of the maximum scour depth with and without using the protection prisms as a function of discharge intensity

Comparison of the scour hole with/without using protection prisms led to the following results:

- For low tailwater depths, the location of the maximum scour depth from the pipe outlet with/without using the prisms was found the same but the maximum scour depth was 2.5 to 5 times less in case of using the protection prisms.
- For high tailwater depths, the distance of the scour hole from the pipe outlet increased when using the protection prisms. The location of the scour hole from the pipe outlet was found approximately 1.5 to 2.5 times farther in comparison to the scour hole location in natural mobile bed. Furthermore, the protection prisms reduce the maximum scour depth by 35 to 70% in comparison to the scour depth in natural mobile bed.

Based on the present experimental results, the protection prisms placed on mobile riverbeds reduce the erosion and protect the downstream area next to the diversion tunnels. This protection method could be an economic solution with facility of construction.

6 DESIGN RECOMMENDATIONS

The selection of the design discharge for controlling the stability of the prisms should be performed based on the classification of the downstream losses for each project. According to the mentioned concept, the required size of prisms could be calculated with appropriate design discharge considering a safety factor and should be checked with design discharge of diversion system. The safety factor is recommended $\beta = 1.3$ while using the failure diagram (Fig. 10) as $\beta \cdot F_b$.

Considering the range of application for the developed scour formulas in the protected area ($0.10 < h_{TW}/V^{1/3} < 2.90$), minimum required size of prisms was identified 45% of tailwater depth ($0.45 \cdot h_{TW}$). The exact dimension of the prisms can be calculated by trial and error using the proposed failure diagram. The maximum spacing between prisms was found 40% of the prism size ($0.40 \cdot a_b$). A minimum prism spacing 0.50 m is recommended from the point of view of construction procedure (excavation and formwork).

Two construction methods are recommended for building the prisms. First, cast in place in excavation hole and using formwork separating two prisms (Fig. 12 – left). Second, concrete precast formwork put in place and filled with mass concrete (Fig. 12 – right).



Figure 12: Prisms construction methods, without using sides' formwork and reinforcement (left), precast formwork filled with mass concrete (right)

7 DESIGN EXAMPLE

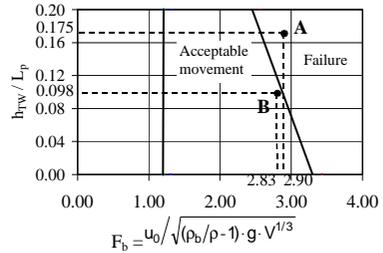
A downstream protection area using concrete prisms is considered for a diversion tunnel with diameter of 10 m, a velocity of 13 m/s at the outlet and water depth of 7.0 m. The size of the prisms of 3.0 m is suggested with a protection length of 40.0 m. The objective is to control the selected characteristics for the protected area using the failure diagram. In case of prisms failure, the prisms size and other characteristics of this area need to be recalculated.

Basic data:

- Velocity, $u_0 = 13 \text{ m/s}$
- Cube size, $a_b = 3.0 \text{ m}$
- Equivalent size of the prisms $V^{1/3} = \sqrt[3]{(a_b^3/2)} = 2.4 \text{ m}$
- Mass density of the concrete prisms, $\rho_b = 2.45 \text{ t/m}^3$

Calculating:

- Prism number considering safety factor $\beta = 1.3$, $F_b = \beta \cdot u_0 / \sqrt{(\rho_b/\rho - 1) \cdot g \cdot V^{1/3}} = 2.90$
- $h_{TW}/L_P = 7/40 = 0.175$



According to the above calculation for the prism number F_b , point “A” (2.90, 0.175) in the design diagram is obtained which is situated in the failure part of the diagram. Thus the size of the prisms has to be increased. The following design procedure has been done for calculating the prisms dimension and the protected surface downstream of the diversion tunnel.

- Prism size, $a_b = 0.45 \cdot h_{TW} = 0.45 \cdot 7.0 = 3.15 \text{ m}$
- Prism spacing, $s = 0.40 \cdot a_b = 0.40 \cdot 3.15 = 1.25 \text{ m}$
- Equivalent size of the prism, $V^{1/3} = \sqrt[3]{(a_b^3/2)} = 2.5 \text{ m}$
- $h_{TW}/V^{1/3} = 7.0/2.5 = 2.80$
- Prism number, $F_b = \beta \cdot u_0 / \sqrt{(\rho_b/\rho - 1) \cdot g \cdot V^{1/3}} = 1.3 \cdot 2.18 = 2.83$ (considering safety factor)
- $L_{REQ} = 71 \text{ m} = L_P$ (Table 6, $F_b = 2.18$)
- $h_{TW}/L_P = 7.0/71 = 0.098$

Point “B”(2.83, 0.098) in the design diagram is obtained in the acceptable movement part. Thus, the prisms size $a_b = 3.15 \text{ m}$ and the length of the protected area $L_{REQ} = 71 \text{ m}$ are acceptable.

- Calculating scour hole dimension (according Table 6):

d_{sc} (m)	d_{toe} (m)	W (m)	X_1 (m)	X_2 (m)	X_3 (m)
19.0	0.4	59	51	113	163

8 NOTATIONS

The following symbols are used in this article:

a, b, n	constants
a_b	length, width and height of prism
D	diameter of the pipe
d	particle size of riprap
d_n	median particle size at which (n%) of particles are retained
d_{sc}	maximum depth of scour
d_{oe}	scour depth at pipe outlet
F_0	densimetric Froude number defined as $u_0 / \sqrt{(\rho_s / \rho - 1) \cdot g \cdot d_{50}}$
F_b	prism number defined as $u_0 / \sqrt{(\rho_b / \rho - 1) \cdot g \cdot V^{1/3}}$
h_{TW}	the difference in pipe invert elevation and elevation of tailwater level
H	height of culvert
L	scour hole length in natural mobile bed
L_P	length of the protected area
L_{REQ}	required length of the protected area to avoid any failure
Q	discharge at pipe outlet
Q_i	discharge intensity defined as $Q / (g^{0.5} \cdot D^{2.5})$
R_H	hydraulic radius
S_n	shear number defined as $(\rho \cdot u_0^2 / \tau_c)$
s	distance between prisms
u_0	velocity at pipe outlet
$V^{1/3}$	equivalent of cube dimension defined as $\sqrt[3]{(a_b^3 / 2)}$
W	maximum scour hole width
w	width of culvert
X	distance of the maximum erosion depth from the pipe outlet (in natural mobile bed)
X_1	distance of the beginning erosion from the pipe outlet (in case of using prisms)
X_2	distance of the maximum erosion depth from the pipe outlet (in case of using prisms)
X_3	scour hole length (in case of using prisms)
β	safety factor
ρ	mass density of the fluid
ρ_s	mass density of the bed material
ρ_b	mass density of the concrete prisms
γ_w	specific weight of water
γ_s	specific weight of stone

9 ACKNOWLEDGEMENTS

This diploma thesis is the result of my 2-year postgraduate studies at the Laboratory of Hydraulic Constructions of the Swiss Federal Institute of Technology in Lausanne (LCH - EPFL). Its director Prof. Dr. A. J. Schleiss is gratefully acknowledged for suggesting and supporting this research project.

10 REFERENCES

- Abida, H. & Townsend, R.D. (1991). Local scour downstream of box-culverts. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 117, No. 1, pp. 425 – 440.
- Abt, S.R. & Ruff, F. (1982). Estimating culvert scour in cohesive material. *Journal of Hydraulic Division*, Proceeding of the American Society of Civil Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 1, pp. 25 – 34.
- Abt, S.R., Kloberdanz, R.L. & Mendoza, C. (1984). Unified culvert scour determination. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110, No. 10, pp. 475 – 479.
- Abt, S.R., Ruff, J.F., Doehring, F.K. & Donnell, C.A. (1987). Influence of culvert shape on outlet scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 113, pp. 475 – 479.
- Bohan, J.P. (1970). Erosion and riprap requirements at culvert and storm-drain outlets. US Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Report No. H-70-2.
- Breusers, H.N.C. & Raudkivi, A.J. (1991). Scouring. IAHR, Hydraulic Structures Design Manual, No. 2.
- Chiew, Y. & Lim, S.Y. (1996). Local scour by a deeply submerged horizontal circular jet. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 122, No. 9, pp. 529 – 532.
- Day, R.A., Liriano, S.L. & White, W.R. (2001). Effect of tailwater depth and model scale on scour at culvert outlet. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering*, Water & Maritime Engineering 148.
- Hoffmans, G.J.C.M. & Verheij, H.J. (1997). Scour Manual. Balkema: Rotterdam.
- Mendoza, C. (1980). Headwall influence on scour at culvert outlets. Thesis presented to Colorado State University, at Fort Collin, Colo., in partial fulfillment for the degree of Master of Science.
- Mendoza, C., Abt, S.R. & Ruff, F. (1983). Headwall influence on scour at culvert outlets. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 7, pp. 1056 – 1060.
- Maynard, S.T. (1978). Practical riprap design. Miscellaneous paper H-78-7, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- Maynard, S.T. (1988). Stable riprap size for open channel flows. Technical Report HL-88-4, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.; dissertation presented to Colorado State University, Fort Collins, Colorado, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Maynard, S.T., Ruff, J.F. and Abt, S.R. (1989). Riprap design. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 115, No 7, pp. 937 – 949.
- Oliveto, G. & Hager, W.H. (2002). Temporal evolution of clear-water pier and abutment scour. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128, No. 9, pp. 811 – 820.
- Opie, T.R. (1967). Scour at culvert outlets. MSc Thesis, Colorado State University, Fort Collin, Colorado.
- Rajaratnam, N. & Berry, B. (1977). Erosion by circular turbulent wall jets. *Journal of Hydraulic Research. IAHR*, No. 3, pp. 277 – 289.
- Rajaratnam, N. & Diebel, M. (1981). Erosion Below Culvert-like Structures, Sixth Canadian Hydrotechnical Conference, pp. 469 – 484.
- Rajaratnam, N. (1998). Generalized study of erosion by circular horizontal turbulent jets. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 36, No.4, pp. 613 – 635.
- Reese, A. (1984). Riprap sizing – Four methods. Proceeding of the American Society of Civil Engineers Hydraulics Specialty Conference, Coeur d'Alene, pp. 397 – 401.
- Stevens, M. A., and Simons, D. B. (1971). Stability analysis for coarse granular material on slopes. *River Mechanics*, H. W. Shen, Ed., Fort Collins, Colorado, 1, 17 - 1 – 17 - 27.
- Straub, L.G. Dredge fill closure of Missouri River at Fort Randall. *Proceeding of Minnesota International Hydraulics Convention, Minneapolis, Minnesota*, pp 61 – 75.
- Valentin, F. (1967). Consideration concerning scour in the case of flow under gates. Proceeding, Twelfth Congress, IAHR, Vol. 3, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Whittaker, J.G. & Schleiss, A. (1984). Scour related to energy dissipaters for high head structures. ETHZ - VAW Report No. 73, Zürich.

Appréciation de l'évolution morphologique du delta de la Versoix après renaturation de l'embouchure

Morphological Evolution of the Versoix Delta after the Renaturation of its Mouth

Sylvain Ferretti

Etat de Genève, DomEau, Genève, Suisse

Tributary of the Lemman lake, the Versoix is the object of a renaturation project of its mouth. This one envisages to give back some space to the delta demolishing the harbour dike standing on the right side of the river. The objective of this study is to appreciate the evolution of the delta after the work of renaturation and to verify that the initial goals are achieved respecting the fixed constraints. Finally, the study concludes that the impact on the Versoix hydrodynamical conditions are insignificant and that the maintenance of an emerging gravel bank in the delta is not possible. Therefore it will be necessary to foresee some installations encouraging the creation of beaches and gravel banks along the side of the lake.

Affluent du lac Léman, la Versoix fait l'objet d'un projet de renaturation de son embouchure. Celui-ci envisage de redonner de l'espace au delta en démantelant la digue du port qui se trouve en rive droite du cours d'eau. L'objectif de cette étude est d'apprécier l'évolution du delta après les travaux de renaturation et de vérifier que les objectifs initiaux sont atteints en respectant les contraintes fixées. Finalement, l'étude conclut que l'impact sur les conditions hydrodynamiques de la Versoix est négligeable et que le maintien d'un banc de gravier émergé dans le delta n'est pas possible. Il faudra donc prévoir des aménagements favorisant la création de plages et de bancs de gravier le long de la rive du lac.

1 INTRODUCTION

La Versoix est un cours d'eau important du bassin genevois. Elle prend sa source dans les contreforts du Jura français, longe la frontière cantonale entre Vaud et Genève avant de traverser le village de Versoix et de se jeter dans le lac Léman.

Ces dernières années, la Versoix a fait l'objet d'attentions particulières visant à reconstituer des conditions permettant au cours d'eau de s'écouler dans un lit naturel et de retrouver des biotopes proches de l'état naturel, tout en préservant la sécurité des personnes et des biens et en améliorant l'intégration paysagère du cours d'eau en milieu urbain.

C'est dans ce contexte qu'un mandat a été donné par les autorités cantonales pour une étude de faisabilité [1] visant à réaménager les berges et le lit de la Versoix entre le pont CFF et l'embouchure. Parmi les solutions proposées, la restauration d'un delta naturel à l'embouchure de la Versoix est considérée comme une intervention prioritaire pour la valeur écologique des rives du Léman.

L'avant-projet prévoit la suppression complète du port Forel et la création d'une zone de divagation dans le triangle compris entre l'ancien mur de quai en rive droite, le port de Versoix en rive gauche et le lac. Cette situation permettrait de redonner une dynamique alluviale à l'embouchure de la Versoix et rendrait possible la formation d'un petit delta naturel avec la création de bancs de gravier entre les bras du cours d'eau.

L'acceptation du projet par les autorités locales et par la population passe par l'étude de l'évolution du delta en vue de préciser les avantages de cette solution et de garantir que cette configuration ne créera pas de désordres, notamment en cas de crue.



Figure 1 Situation et vue aérienne du port Forel (1), du port Sans-Soucis (2) et de l'embouchure de la Versoix (3)

2 OBJECTIFS

A l'heure actuelle, les sédiments transportés par la Versoix se déposent à l'embouchure et sont remis en mouvement, lors de fortes bises, par les courants côtiers et les vagues. Les sédiments se déplacent le long du rivage avant de se déposer en partie devant l'entrée du port Forel nécessitant un dragage régulier pour en permettre l'accès.

Il s'agit donc d'une part, de bien comprendre le fonctionnement de la Versoix aux plans de l'hydrologie, de l'hydraulique et du transport solide et d'autre part, d'appréhender l'influence des courants côtiers sur la Versoix et sur les matériaux déposés à son embouchure.

Finalement, l'objectif du travail est de cerner les phénomènes entrant en jeu dans l'évolution morphologique de l'embouchure de la Versoix après l'ouverture du delta en rive droite par la suppression du port Forel et de répondre aux questions suivantes :

- La création d'un delta par l'élargissement des profils de l'embouchure de la Versoix, ne risque-t-elle pas à terme, par la déposition des matériaux transportés, de constituer un seuil pouvant conduire à la surélévation du niveau des lignes d'eau en amont, ce qui pourrait augmenter les risques liés aux crues ?
- La suppression du port « Forel » résout localement les problèmes d'engravement par le changement de l'utilisation des rives du lac, mais ces problèmes ne risquent-ils pas d'être reportés sur les ports situés en aval ?

3 METHODOLOGIE

3.1 *Hydraulique côtière*

L'utilisation d'un modèle numérique pour calculer les plans de vague et les courants côtiers nécessite au préalable la détermination des conditions de vents et de vagues devant Versoix.

Il s'agit donc à partir des caractéristiques météorologiques connues de déterminer théoriquement les paramètres des vagues générées par ces conditions de bise (vent soufflant du Nord-Est). Ces paramètres de vagues seront introduits dans le modèle numérique comme conditions initiales.

Les vagues sont calculées « à la main » pour être introduites comme conditions initiales dans un « Grand Modèle » de 1'200 m sur 3'000 m et dont la maille de 10 m x 10 m permet de déterminer les champs des vagues réfractées par la modification de la profondeur de la beine à l'approche de la rive.

Les résultats de ce calcul sont alors introduits dans un « Petit Modèle » de 350 m par 800 m pour une maille de 1 m de côté qui doit permettre de déterminer les courants côtiers générés par les vagues et les débits solides qui leur sont associés.

L'architecture modulaire du modèle numérique MIKE 21 permet de bien prendre en compte la méthodologie par étapes successives qui a été choisie en vue de déterminer :

- les conditions de vent et de vague,
- les conditions hydrodynamiques,
- le transport solide.

3.2 *Hydraulique fluviale*

Les objectifs de la partie hydraulique fluviale de l'étude sont de déterminer les conditions hydrodynamiques de la Versoix proche de son embouchure et le transport solide associé pour les conditions actuelles et futures.

La détermination des conditions hydrodynamiques passe par l'utilisation du modèle numérique HEC-RAS. Les données de base sont notamment la topographie et l'hydrologie fournies par le Canton de Genève et le rapport de synthèse de la carte des dangers de la Versoix [2].

A partir de la modélisation de l'état actuel de la Versoix, un deuxième modèle prend en compte les modifications du delta envisagées dans le projet de renaturation [1].

La comparaison des résultats hydrodynamiques des deux simulations doit permettre de caractériser les modifications induites par la renaturation ainsi que d'évaluer leurs conséquences éventuelles, principalement en termes de protection contre les crues.

Parallèlement aux aspects hydrodynamiques, le transport solide doit être évalué sur le tronçon de la Versoix considéré. Les données granulométriques proviennent des prélèvements effectués sur les matériaux du delta et de l'étude théorique des matériaux constituant l'assiette du cours d'eau.

4 MODELISATION DES PHENOMENES

La modélisation des conditions d'hydrodynamiques côtière nécessite la détermination préalable des conditions de vent et de vagues qui sont définis par trois facteurs principaux, à savoir la bathymétrie, les conditions anémométriques et le fetch.

La bathymétrie modifie les vagues incidentes en raison de la diminution progressive de la profondeur à l'approche du rivage (phénomène de réfraction et de déferlement) et du découpage de la côte par les digues et protections (phénomène de diffraction). Le modèle bathymétrique est construit par l'assemblage des données topographiques et bathymétriques de provenances diverses. (levés de terrain, bathymétries, digitalisation,...)

Les conditions anémométriques sont définies par l'intensité du vent, sa direction et la durée des événements de vent. Les données de vent proviennent du centre météorologique de Cointrin et sont corrigées en fonction des spécificités du site de Versoix.

Le fetch est la distance sur laquelle le vent peut souffler librement à la surface du plan d'eau sans rencontrer d'obstacles. Il est souvent le paramètre limitant le développement de la houle.

La méthode paramétrique de JONSWAP décrite dans Bonnefille (1992) [4] permet de déterminer la hauteur et la période des vagues à partir du fetch, de l'intensité et de la durée de l'évènement de vent et de la profondeur du plan d'eau à l'endroit où sont générées les vagues.

5 ANALYSE DES SEDIMENTS

Il est important de définir correctement les caractéristiques des matériaux transportés par le cours d'eau. En effet, la granulométrie des sédiments détermine directement le transport solide : en présence d'un pavage et/ou d'une granulométrie trop grossière, la mise en mouvement des matériaux sera impossible ; au contraire, si les matériaux sont fins, les débits solides pourront être importants.

Une campagne de terrain a permis de prélever trois échantillons (échantillons 1 à 3) sur les bancs de gravier de la Versoix. Les résultats de l'analyse granulométrique de ces matériaux sont présentés sur la Figure 2 où ils sont comparés à d'autres données granulométriques [5].

Cette analyse a fourni les paramètres granulométriques du Tableau 1 qui ont été introduits dans la modélisation du transport sédimentaire.

Tableau 1. paramètres granulométriques de la Versoix.

La densité relative des sédiments	2.6
La porosité	30 %
Le diamètre D_{50}	5.5 mm
la gradation du sédiment (rapport de D_{60} sur D_{10})	8.3 %
Le diamètre D_{90}	12.7 mm
Le diamètre D_{pavage}	140 mm

Ces résultats sont à prendre en compte sans perdre de vue l'origine des échantillons et l'objectif de l'étude. En effet, les trois échantillons issus du delta de la Versoix ont été prélevés au-dessus du niveau du lac. Cela signifie que ces matériaux ont été d'abord charriés par la Versoix avant de se déposer dans le delta pour être ensuite repris et déplacés par les vagues et les courants côtiers.

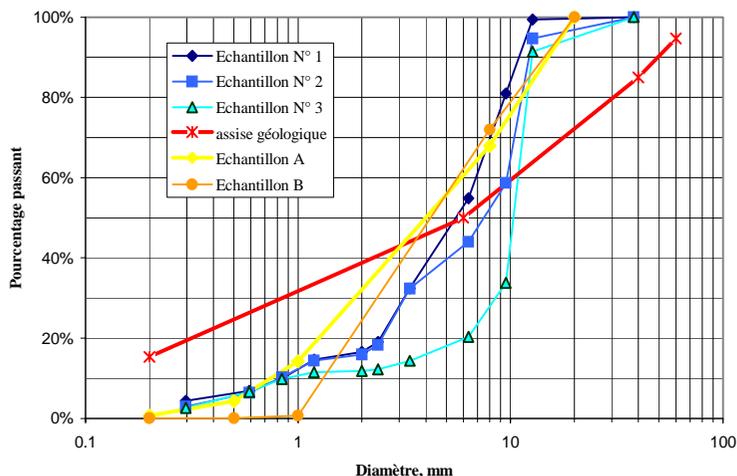


Figure 2 Analyse granulométrique des sédiments de la Versoix

Les échantillons sont donc le résultat du tri granulométrique effectué par plusieurs mécanismes différents. La compacité des courbes en est la preuve : les fines ont été lavées, déjà lors du transport par la Versoix, alors que les sédiments grossiers n'ont pu être mobilisés par les

vagues pour se retrouver au sommet des bancs de gravier : ils se trouvent sur le fond du lac, juste au-delà du cône de déjection de la Versoix.

Le diamètre de la couche de pavage ne ressort pas des analyses granulométriques puisque, comme déjà discuté, les matériaux prélevés sont issus d'un granulo-classement éliminant les éléments grossiers qui justement constituent la couche de pavage. Ce sont les observations des matériaux constituant la couche de pavage, tant sur le fond du lac que sur le fond de la Versoix, qui ont permis de déterminer un diamètre de l'ordre de 10 à 15 cm.

6 RESULTATS D'HYDRODYNAMIQUE CÔTIÈRE

6.1 *Vérification des conditions de vagues*

Avant de passer à la modélisation des conditions de vent et de vagues à l'aide de MIKE 21, il s'est agit de contrôler que la théorie de génération des vagues en fonction du vent incident donnée par Jonswap (Bonnefille 1992) pouvait être confirmée par les observations effectuées par temps de bise devant l'embouchure de la Versoix.

Il est apparu de l'examen des photographies aériennes prises par temps de bise et de la mesure des directions du vent, que la direction incidente du vent mesurée au centre météorologique de Cointrin est très différente de celle mesurée ou observée à Versoix. On assiste à une sorte d'effet de couloir provoqué par la topographie des rives du lac Léman qui « force » la bise orientée 50°NE sur le grand lac à se diriger selon l'axe du petit lac soit selon une direction 30°NE.

Cette constatation a deux conséquences : d'une part cela signifie qu'il faut transposer avec prudence les données météorologiques fournies par des stations de mesure terrestres éloignées de la rive du lac et que la correction de la vitesse du vent n'est pas suffisante pour obtenir les caractéristiques « réelles » du vent sur le site de l'étude ; D'autre part, la définition du fetch se trouve remise en question, celui-ci ne devant pas être systématiquement calculé en ligne droite puisque la réfraction du champ de houle entre le grand et le petit lac et la modification de l'orientation du vent donnent à penser que la longueur du fetch pourrait être beaucoup plus grande.

6.2 *Discussion des résultats d'hydrodynamique*

L'analyse des résultats du module hydrodynamique de MIKE 21 a mis en évidence des anomalies, sous forme de tourbillons, se développant à partir des frontières du modèle. Ces anomalies proviennent de la définition par défaut des frontières ouvertes (open boundaries). Pour contrer ce phénomène, il faut définir la frontière à partir des résultats du module MIKE 21 NSW en lui fournissant le niveau du plan d'eau pour chaque cellule le long de la limite et pour chaque pas de temps du calcul hydrodynamique.

Sans être totalement satisfaisante, cette méthodologie permet néanmoins de limiter très fortement l'intensité des tourbillons et cantonne ces anomalies dans l'extrémité supérieure du modèle, en dehors de la zone d'intérêt du projet.

L'analyse des courants côtiers mis en évidence sur les résultats graphiques permet de faire les remarques suivantes :

- La houle et le vent génèrent un courant le long de la rive en direction de Genève de l'ordre de 0.75 m/s qui se renforce à l'extrémité des digues pouvant localement dépasser 1.5 m/s. Une zone tourbillonnaire de recirculation se développe derrière les digues.
- Les secteurs de rive du lac situés entre deux digues sont soumis à un fort courant longitudinal, qui se développe d'autant mieux que la distance entre les digues est grande.
- Le mur situé à l'extrémité de la digue du port Forel est exactement perpendiculaire à la direction des vagues incidentes et sépare deux écoulements, l'un coté large qui continue tout droit et qui tourne derrière la digue et l'autre qui longe le coté « bise » de cette même digue en direction de l'embouchure de la Versoix.
- Les vitesses par lac haut ou bas sont du même ordre de grandeur. Par contre, la probabilité d'occurrence d'un événement de bise par lac bas est plus élevée, ce qui peut laisser croire que les conditions hydrodynamiques à lac bas sont plus propices au transport solide.

- Le secteur situé directement à l'embouchure de la Versoix est le siège d'une circulation complexe, la Versoix à tendance à générer un courant vers le large, les vagues incidentes arrivant contre la digue produisent un courant en direction de la rive, soit en sens contraire à la Versoix, et celles arrivant juste en amont de l'embouchure subissent l'influence des courants générés par la digue du port de Versoix. Finalement, on note la séparation de deux flux, l'un rejoignant l'extrémité de la digue côté large et l'autre entrant dans un système de recirculation en direction de l'amont pour ensuite rejoindre le flux allant vers l'extrémité de la digue.

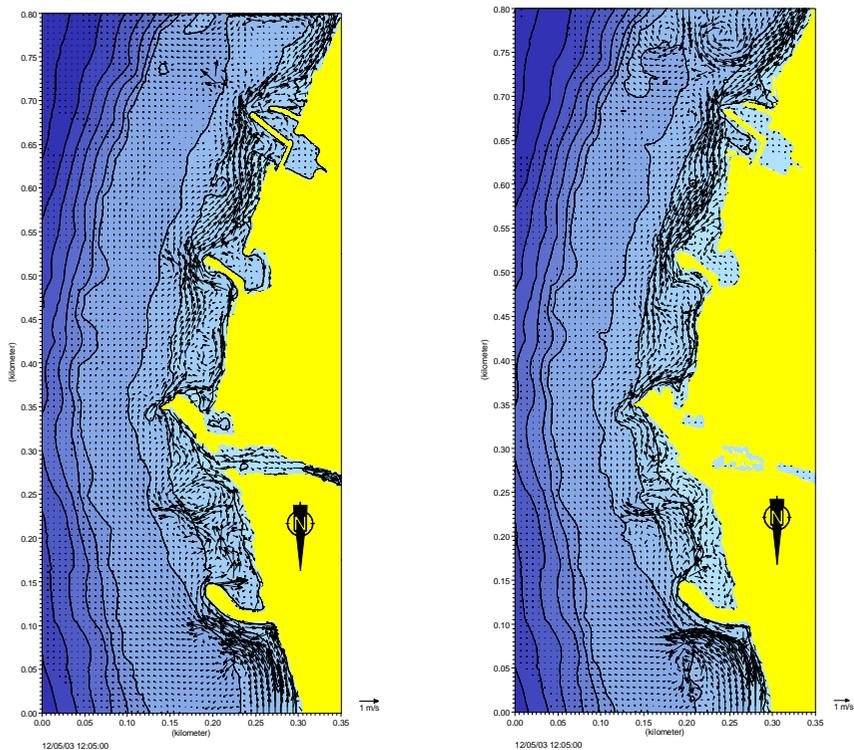


Figure 3 Représentation des vecteurs vitesse issus de la modélisation hydrodynamique d'une bise de 20 m/s pour un lac à la cote de 372.30 msm à gauche et de 371.70 msm à droite

6.3 Estimation de l'évolution de la morphologie des fonds

Les résultats de la modélisation hydrodynamique permettent d'estimer l'évolution probable de la bathymétrie du site suite au projet d'aménagement du delta de la Versoix.

La première étape prévue dans le projet est la suppression de la digue du port Forel en laissant en place les bancs de gravier situés de part et d'autre de la digue. Sans la protection du mur de la digue du port Forel, le banc de gravier va, d'une part diminuer de taille en raison de l'érosion de l'extrémité au large, les graviers étant entraînés en direction de l'aval (port Sans-Soucis) et, d'autre part, tout le banc de gravier va se déplacer petit à petit en direction de la rive en raison

de l'érosion des graviers sur le coté face aux vagues et la redéposition de ceux-ci sur l'arrière du banc de gravier. Cette nouvelle géométrie donne lieu à une nouvelle répartition des courants côtiers qui vont se développer aux extrémités du banc de gravier et le long de la rive du lac.

L'étape ultime représentant un état maximal d'érosion par les vagues, est atteint avec l'entraînement de tous les graviers en direction de l'aval et la disparition des bancs de graviers du delta. Dans cette configuration, les courants sont principalement parallèles à la rive et d'intensité élevée. Une autre direction préférentielle observée montre que les courants auraient tendance à s'engouffrer dans le nouveau delta de la Versoix.

Les résultats attendus de la combinaison de ces courants est la création d'un bourrelet devant l'embouchure de la Versoix, le développement d'un banc de gravier en rive gauche de l'embouchure, situation déjà observée aujourd'hui et, une érosion importante le long de la rive en aval de l'embouchure en direction du port Sans-Soucis. L'obstacle à l'écoulement que représente la digue de ce port ne suffira certainement pas à favoriser le dépôt des matériaux transportés et la constitution d'une nouvelle plage de gravier.

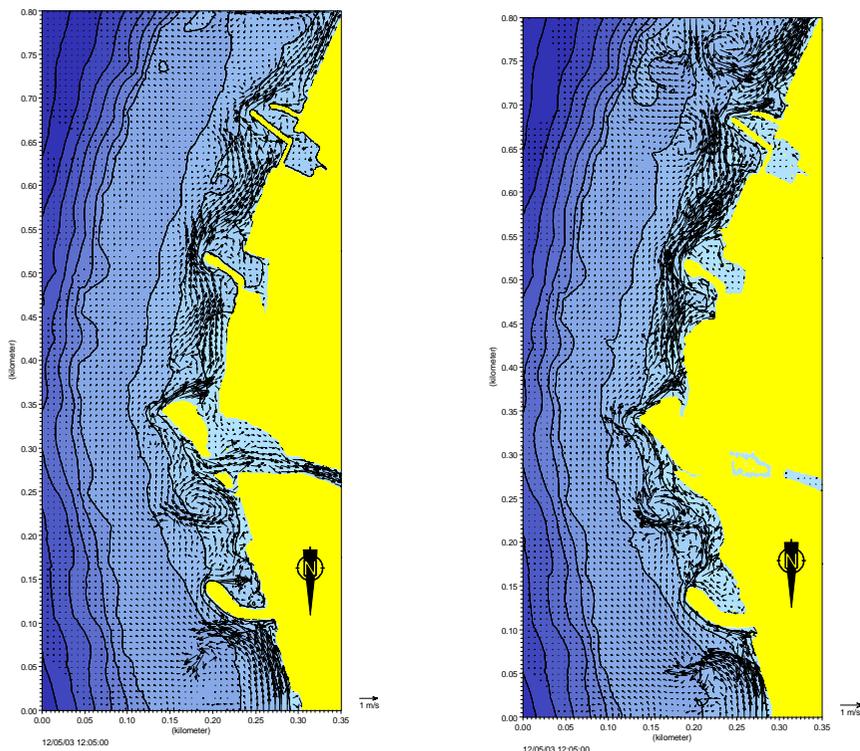


Figure 4 Représentation des vecteurs vitesse issus de la modélisation hydrodynamique d'une bise de 20 m/s pour un lac à la cote de 372.30 msm à gauche et de 371.70 msm à droite après renaturation de l'embouchure et suppression de la digue du port Forel

Par rapport à la question du déplacement des problèmes d'engrèvement qui pourraient être reportés sur le port Sans-Soucis en cas de démantèlement du port Forel, les modélisations hydrodynamiques de l'état actuel et des différentes évolutions envisagées de l'état futur montrent que le champ des courants devrait rester relativement semblable à celui de l'état actuel,

à savoir sans zone tourbillonnaire importante derrière la digue. Ceci est vraisemblablement dû à l'orientation de cette digue par rapport à la direction des vagues et des courants incidents, angle qui est d'environ 90° pour la digue du port Sans-Soucis et d'environ 70° pour celle du port Forel. Il reste encore à vérifier que la suppression à terme du piège à gravier que représentait la digue du port Forel n'ait pas d'influence notable sur l'augmentation de volume potentiel de gravier « transportable » et donc sur la quantité de gravier qui pourrait effectivement atteindre le port Sans-Soucis.

6.4 Transport sédimentaire

Les résultats du module de transport solide de MIKE 21 montrent que les flux de sédiments les plus importants se situent logiquement à l'extrémité au large des digues, ce qui avait été déjà identifié lors de l'approche hydrodynamique. Les zones exposées au vent et aux vagues et situées à l'angle entre la rive et la digue concentrent un flux longeant la rive dans la direction du vent et un autre longeant la digue en direction de la rive. On peut donc s'attendre à des dépôts de matériaux à ces endroits, ce qui est confirmé par les observations de terrain.

La représentation graphique des flux de sédiments met en évidence l'effet de barrière des digues. D'une part elles diminuent l'effet des courants en les éloignant de la côte et d'autre part elles provoquent des zones de recirculation qui font que les matériaux se déposent. Sans la digue du port Forel, les matériaux apportés par la Versoix seraient certainement repris et déplacés vers l'aval beaucoup plus rapidement.

6.5 Limites du modèle

Il est important de noter que la modélisation du transport solide possède plusieurs limites dont il faut tenir compte dans l'interprétation des résultats :

- La condition de distribution spatiale uniforme des sédiments ne prend pas en compte le granulo-classement des matériaux.
- La conservation de la morphologie des fonds ne prend pas en compte l'érosion, la bathymétrie étant considérée comme stable malgré le transport solide, l'évolution du delta devant être déduite des vecteurs de vitesse et de l'intensité du transport solide en passant par la « fabrication artificielle » de la bathymétrie résultante.
- L'influence du déferlement sur les matériaux se trouvant en dehors de l'eau n'est pas bien prise en compte par MIKE 21 qui ne considère le déferlement que du point de vue des modifications qu'il induit sur l'hydrodynamique.

7 RESULTATS D'HYDRAULIQUE FLUVIALE

La Figure 5 montre les lignes d'eau calculées pour les différents débits de projet (25, 48, 60, 75 et 85 m³/s) pour un lac à 372.30 msm en trait-point pour l'état actuel et en trait continu après l'aménagement de l'embouchure. On constate que l'élargissement des profils en aval du pk 0.180 n'affecte pas les lignes d'eau en amont du pont de la route suisse (pk 0.150) dans le quartier des habitations à protéger contre les dangers de crue, cette modification ayant même tendance à abaisser les lignes d'eau à l'embouchure. Des résultats similaires sont obtenus pour des niveaux du lac bas, de 371.50 msm et très haut, 372.70 msm.

L'étude du nombre de Froude confirme que les lignes d'eau en amont du pont de la route suisse ne seront pas modifiées par le projet d'aménagement puisqu'une section de contrôle est présente au pk 0.135 avec passage à la hauteur critique pour tous les débits. Le bief amont est donc indépendant des lignes d'eau du tronçon situé en aval de la route suisse.

On note également que les travaux d'aménagement de l'embouchure créent une autre section de contrôle située autour du pk 0.050 selon les débits. Cette section de contrôle vient remplacer le passage à la hauteur critique qui est nécessaire dans la configuration actuelle pour satisfaire la condition aval fixée par le niveau du lac pour la plupart des débits.

On peut donc conclure que les travaux d'aménagement de l'embouchure de la Versoix n'auront pas d'impact négatif sur les lignes d'eau et donc sur les dangers liés aux crues pour

autant que la géométrie du lit reste stable. Il faut donc vérifier que les capacités de transport solide sont conservées dans l'état futur.

L'observation de la tension de frottement (shear stress) pour l'état actuel et futur montre que la capacité de transport solide est conservée du pont CFF jusqu'à la route suisse, conclusion attendue puisque les conditions d'écoulement ne sont pas modifiées. En aval du pont de la route suisse et jusqu'au profil 1038, la tension de frottement est du même ordre de grandeur avant et après travaux, la capacité de transport solide n'est pas modifiée. Par contre, à partir du profil 1038 et sur une quarantaine de mètres, le passage en écoulement torrentiel dans la section de contrôle provoquée par les travaux augmente d'un facteur trois la tension de frottement, induisant une capacité de transport plus élevée qu'à l'heure actuelle.

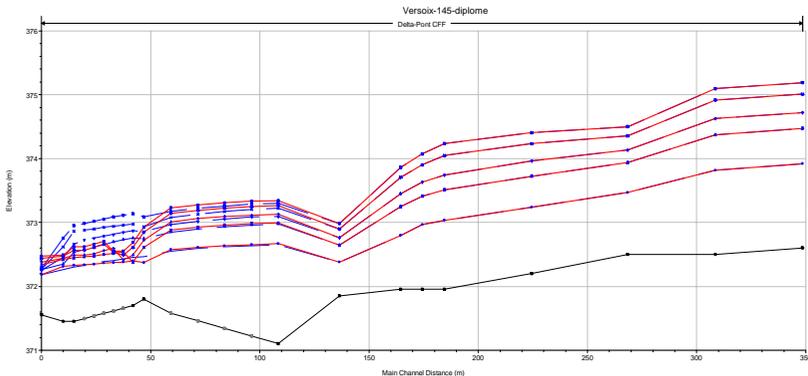


Figure 5 Représentation des lignes d'eau de l'état actuel (trait tillé) et l'état futur (trait plein) pour un niveau du lac de 372.30 msm (Débits de 25, 48, 60, 75 et 85 m³/s)

Sur les derniers mètres jusqu'à l'embouchure, la tension de frottement est plus faible pour l'état futur mais conserve des valeurs légèrement supérieures au tronçon situé entre les pk 0.050 et 0.100. Ce secteur ne devrait pas donc pas pénaliser la capacité de transport solide de l'ensemble du tronçon considéré.

Le transport solide par charriage débute à partir d'un certain débit capable de mettre en mouvement les matériaux du lit. En cas de pavage du lit, le débit nécessaire pour détruire cette couche est plus grand. Sur le tronçon entre le pont CFF et l'embouchure, les observations ont montré qu'il existe une couche de pavage dont le diamètre moyen est estimé à 14 cm. Selon la formule de Günter (1971) [6], la rupture de la couche de pavage peut être déterminée en fonction de la profondeur d'eau selon. Pour la Versoix et en fonction des paramètres locaux, on obtient une profondeur limite de 1.90 m.

En comparant cette valeur limite avec les hauteurs d'eau calculées, on remarque que cette hauteur n'est atteinte que lors de crues exceptionnelles de temps de retour de l'ordre de 100 ans et plus. Cela signifie que le lit de la Versoix peut être considéré dans la majeure partie des cas comme un lit fixe. Cette caractéristique devrait être encore renforcée dans le projet de renaturation qui prévoit des seuils en enrochement affleurant le fond pour éviter tout approfondissement du lit dans cette partie urbaine de la Versoix.

8 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

8.1 *Remarques sur la méthodologie de l'étude*

La modélisation de la problématique complexe du transport sédimentaire côtier ne s'improvise pas. Il faut d'une part avoir à disposition des données fiables, pertinentes et suffisantes pour renseigner valablement les formulations des différentes théories. D'autre part, il convient de se familiariser avec les théories les plus communément utilisées qui décrivent les différents phénomènes entrant en jeu et plus spécifiquement celles qui sont utilisées dans les modèles mathématiques. La connaissance et la maîtrise des outils informatiques de modélisation sont indispensables en raison de la complexité et de la difficulté à les paramétrer notamment en vue d'éviter les erreurs induites par les modes de simulation ou de calcul. Par ailleurs, le choix du modèle doit être en parfaite adéquation avec les objectifs de l'étude. Il s'agit également de ne pas sous-estimer le temps nécessaire à la réalisation d'une telle étude qui peut facilement se compter en mois, notamment en raison de la récolte des données qui peut être une étape extrêmement longue puisque les phénomènes entrant en jeu sont souvent abordés par le biais de la statistique, ce qui implique d'avoir à disposition des années de mesure.

8.2 *Conclusions*

Les objectifs de départ visaient d'une part, à déterminer l'impact sur le comportement hydrodynamique de la Versoix suite à la modification de l'embouchure et d'autre part, à estimer l'évolution morphologique du delta suite à l'enlèvement de la digue du port Forel.

Par rapport au premier de ces objectifs, la présente étude montre que les changements induits par la modification de la géométrie de l'embouchure ne devraient avoir d'influence sur les conditions hydrodynamiques de la Versoix que sur les 100 premiers mètres du cours d'eau. Ceci est en grande partie dû à une section de contrôle qui se développe juste en aval du pont sur la route suisse et qui rend l'amont indépendant des modifications ou perturbations qui pourraient intervenir en aval.

Le transport solide, quant à lui, est assuré sur tout le tronçon étudié, la zone de sédimentation dans le delta pouvant éventuellement se déplacer légèrement vers l'amont entre deux crues. Le lit peut être considéré comme fixe en raison de la taille importante des matériaux qui le constituent et des mesures d'aménagement envisagées.

En conclusion, le projet de renaturation de l'embouchure de la Versoix aura vraisemblablement un impact négligeable sur les conditions hydrodynamiques de la Versoix et donc sur la sécurité des personnes et des biens.

Se prononcer sur l'évolution du delta de la Versoix après le démantèlement de la digue du port Forel est relativement difficile. L'étude des conditions hydrodynamiques côtières amène un certain nombre de résultats qui sont essentiellement qualitatifs à défaut d'être quantitatifs.

On peut effectivement estimer que le banc de gravier situé devant le port Forel va peu à peu se faire éroder par les courants côtiers et finir par disparaître, les graviers étant entraînés en aval. On peut également prévoir que le bras latéral le long du mur « historique » prévu dans le projet de renaturation, s'il amène une diversification du delta, va voir son débouché dans le lac comblé par les matériaux déplacés par les courants côtiers. Sans écoulement permanent, il deviendra un bras mort, pouvant à moyen terme être partiellement comblé par les crues de la Versoix, celles-ci n'ayant pas l'énergie suffisante pour effectuer le curage de ce bief.

Finalement, la conclusion que l'on peut apporter à cette étude est qu'il n'est pas vraisemblable de considérer le maintien d'un banc de gravier émergé dans le delta de la Versoix. Il faut envisager que ce banc de gravier s'érode peu à peu et finisse à terme par disparaître.

En regard des courants côtiers, le maintien de bancs de gravier à l'embouchure de la Versoix et la création de plages le long de la rive nécessite la mise en place d'aménagements destinés à retenir les graviers et à empêcher le transport solide le long du rivage. Cette vision de l'aménagement de la rive entre l'embouchure de la Versoix et le port Sans-Soucis permettrait de favoriser la création d'un delta sous-marin naturel et étendu ainsi que des plages de gravier, ce qui aurait un effet favorable sur l'engrèvement potentiel du port Sans-Soucis.

8.3 *Recommandations et développements futurs*

Tel qu'il est présenté aujourd'hui, le projet de renaturation de l'embouchure de la Versoix ne peut pas répondre à l'objectif de maintien de bancs de gravier émergés. Il est donc recommandé de favoriser, dans la suite des études, les solutions permettant de recréer de tels bancs de gravier tout en gardant à l'esprit que si les résultats sont prévisibles, une certaine incertitude demeure sur le temps nécessaire pour y parvenir.

Les pistes de développement de la présente étude se rejoignent toutes autour de l'amélioration de la détermination de l'hydrodynamique côtière et de la quantification des volumes de sédiments transportés.

On peut imaginer que des levés topographiques et bathymétrique précis effectués après chaque crue de la Versoix ou chaque événement de bise permettraient d'une part, de mettre en évidence les modifications de la morphologie des fonds mais également, par différence entre les modèles numériques de terrain de pouvoir estimer des volumes.

La mesure des vents et des vagues sur le site de Versoix apporterait également de précieuses informations pour le calage d'un éventuel modèle hydrodynamique ainsi qu'une vérification des différences d'intensité et de direction entre les mesures du site et celles effectuées au centre météorologique de Cointrin.

La caractérisation du granuloclasement spatial des matériaux transportés par la Versoix et les courants côtiers serait également d'une grande aide pour apprécier les mouvements des sédiments et pouvoir les quantifier.

Finalement, il serait intéressant de poursuivre la présente étude au moyen des modules d'hydrodynamique côtière et de transport sédimentaire de MIKE 21 prenant en compte l'influence du transport solide sur l'évolution de la bathymétrie.

9 REFERENCES

- [1] Groupement CERA-GREN-URBAPLAN « Etude de faisabilité pour le réaménagement des berges et du lit de la Versoix entre le pont CFF et l'embouchure » –pour le Département de l'Intérieur, de l'Agriculture et de l'Environnement/Service du lac et des cours d'eau (janvier 2002).
- [2] CERA Ingénieurs « Carte des dangers de la Versoix », pour le Département de l'Intérieur, de l'Agriculture et de l'Environnement/Service du lac et des cours d'eau.(2000).
- [3] J. Bruschin & H. Falvey « Vagues et vent sur un plan d'eau confiné, considérations générales et application au Léman (petit lac) », Bulletin technique de la suisse romande N°14 (1975)
- [4] R. Bonnefille « Cours d'hydraulique maritime » 3ème édition, MASSON (1992)
- [5] Géotechnique appliquée Dériaz SA « Etude statistique des sols de la cuvette genevoise, rapport de synthèse » - pour le compte du Département de l'Intérieur, de l'Agriculture et de l'Environnement/Service cantonal de géologie (décembre 1997).
- [6] Günter A, « Die Kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlen-Schubspannung », Mitteilung N° 3 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, (1971)

General layout of Pa-Alam dam and power plant in Iran

Dispositions générales du barrage et de la centrale hydroélectrique de Pa-Alam en Iran

Nahideh Javaher Kalam

Stucky Consulting Engineers, Renens, Switzerland, and Mahab Ghoods, Tehran, Iran

ABSTRACT: In this preliminary study, the general layout of Pa-Alam dam and power plant is defined based on the available information. For each system of project as diversion, power plant, flood discharging systems, and dam body itself, comparative studies are performed to determine the better variant in point of techno-economic view. This study shows the conventional vibrated concrete (CVC) arch dam could be more feasible option and roller compacted concrete (RCC) arch gravity dam could be taken under consideration. Because of high discharge of Karkheh River, two tunnels are necessary for diverting flow during construction period, and a part of huge flood discharging system will be placed over the existing saddle in downstream of the dam site. This study proved two power tunnels is the more economic solution for power plant system.

RESUME: Dans cette étude, les dispositions générales concernant le barrage et la centrale hydroélectrique de Pa-Alam ont été définies sur la base des informations disponibles. Pour tous les éléments de l'aménagement: dérivation, centrale hydroélectrique, évacuateur de crues et barrage, des études comparatives ont été effectuées pour déterminer la meilleure variante du point de vue technico-économique. Cette étude montre que la variante barrage voûte en béton vibré conventionnel est la plus faisable. Le barrage en béton compacté au rouleau (BCR) peut également être considéré. A cause du haut débit de la rivière Karkheh, deux galeries sont nécessaires pour dériver l'écoulement pendant la période de construction. Une partie de l'important système d'évacuation des crues sera placé sur le col existant à l'aval. L'étude montre que la construction de deux galeries en charge est la solution la plus économique.

1 INTRODUCTION

Energy consumption in Iran increases as a consequence of economic development, population growth and the improvement of living standards. In addition Iran is faced with environment problems due to growth consumption, low quality fuels, inefficient methods of energy production and use.

In order to support the future economic development in Iran, one of the most important objectives is the development of energy strategies. Apart from this objective, should be ensured that development takes place with minimum damage to the environment.

Hydropower is the only renewable form of energy, which is presently commercially viable on a large scale. It has four major advantages: it is renewable, it produces negligible amounts of greenhouse gases, it is the least costly way of storing large amounts of electricity, and it can easily adjust the amount of electricity produced to the amount demanded by consumers.

In Iran the hydropower in operation is only 7% of the economically feasible potential (50,000 GWh/year).

2 DESCRIPTION OF PROJECT

The Pa-Alam project dam site is located 70 km North-West of Andimeshk on the Karkheh River, 50 km downstream of the confluence of Seymareh and Kashkan rivers. Karkheh is the third largest river in Iran, after Karun and Dez. The watershed of Karkheh is 43000 km². The average annual inflow of river at Pa-Alam dam site is 158.4m³/s.

The main objectives of Pa-Alam Project are to control the upstream overflow water, to generate hydropower energy annually 900GWh, and to supply water to agricultural lands. The secondary purposes of the project are to develop agricultural land in the downstream of Karkheh Dam, and to decrease entrance of sediment to the Karkheh Dam reservoir, etc.

3 DAM SITE SELECTION

During a field visit, two different sites, dam sites B & C, have been chosen for Pa-Alam dam with regard to topographical and geological conditions. Then, two dam sites have been qualitatively compared based on topographical and geological conditions, situation of appurtenant structures, and access to the dam sites.

A narrow valley will be favourable to any kind of dam and a symmetrical or nearly symmetrical valley will be suitable to an arch dam, which could lead to low amount of necessary construction materials.

Dam site C, at the uppermost section, seems to be inappropriate due to the probable shear caused by the fault at its center. Dam site B, which lacks fractures or important faults in its observed bedrock is geologically the most appropriate dam site. One deeply eroded gully is situated in the upstream of the right bank of dam site B (Sakoo 2003). Depth of crushed zone or the thickness of dam abutment in the right bank, and the effect of existing gully on the geo-mechanical parameters of rock should be verified by geological investigation.

Condition suitable for the implementation of a spillway is the existence of a saddle along the rim of the reservoir in the downstream of dam-sites; hence, the selected dam-sites, which will better accommodate spillway structure, will reduce the overall cost.

Condition favorable for the adoption of diversion and power plant systems are the existing bend in the immediate downstream of dam sites which leads to short length of tunnels and decrease the overall cost of project, and these systems will be shorter in dam site B.

Both dam sites are about 2 km from main road which is on the left bank of the river. Because of the form of reservoir, the branch of access road from main road will be near the existing saddle. This place is closer to the dam site B, and so the length of main access road for dam site B could be shorter than other, and thus this could decrease the total and contractor's construction cost.

Table 1. Qualitative comparison of proposed dam sites.

Dam Site	Topography	Geology	Access road	Appurtenant structures		
				Spillway	Diversion system	Power plant system
B	+++	+++	+++	+++	+++	+++
C	++	++	++	+++	+	++

As a result, at this stage of studies according to available data, the dam axis B was found to be more feasible and the general layout of Pa-Alam project was prepared for selected dam site.

4 DAM BODY

According to the topography and geology of dam site, four kind of dams could be technically considered as: 1) CVC double curvature arch dam, 2) RCC arch dam, 3) RCC arch gravity dam, and 4) RCC gravity dam.

The RCC double curvature arch dam could lead to the higher complicated formwork cost and higher necessary conventional vibrated concrete volume (in point of construction), and the RCC single curvature arch dam could direct to the higher necessary concrete volume with comparing to CVC arch dam. Of course, these may be totally compensated by the low unit price of RCC due

to low amount of necessary cement, low amount of necessary formwork in the contraction joints, and short construction period of RCC construction method.

Because of lack of experience for RCC arch dam with ~180 m height in the world and especially in Iran, building of this kind of dam could increase unit price of RCC due to increasing construction period of dam which is the main objective of RCC construction method.

The unit price of RCC for a gravity dam in Iran is ~40% less than CVC for an arch dam, but with having regard to the low length-height ratio of valley (1.75), high height of dam body (~180m), and the high seismicity of region, the concrete necessary volume for a gravity dam could more than 2.25 times of concrete necessary volume for an arch dam, and in addition, 25% of necessary concrete in RCC option will be CVC. Moreover, the thickness of dam body in the foundation of a gravity dam necessitates high volume of excavation work in the rock foundation. Furthermore, it is not possible to place the entire flood discharging system over the dam crest without any high costly downstream protection measures.

In the case of an RCC arch gravity dam, the concrete necessary volume and amount of excavation are less than an RCC gravity dam. In addition, because of dam shape in plan, the most part of flood discharging system could be placed over the dam crest. With having regard to existing experience in Iran in gravity type of dams constructed by RCC method, an RCC arch gravity dam could be taken under consideration.

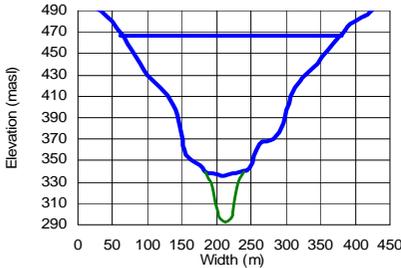


Figure 1. The form of valley at the dam site (cross section through the dam axis)

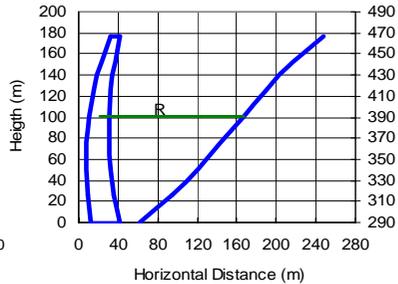


Figure 2. Crown cantilever and radius of arches of dam body.

In this study the dam body has been designed using Trial-Load Method which is developed for a uniform-thickness single circular arch dam (Schleiss 2002). Considering the crest level (467masl), the thickness of weathered rock (3m), riverbed alluvium (40m), and dam body keyed depth (3m), the height of dam body, the difference in elevation the top of the dam and the lowest point in the excavated foundation area (290masl), is 177m. Dam body crest level is 467masl for optimized variant, which will be explained later.

The specific compressive and tensile strength, elastic modulus, and unit weight of concrete used for dam body have been assumed to be 24MPa, 1.5MPa, 24000MPa and $2.4t/m^3$; correspondingly. The allowable compressive strength and deformation modulus of rock foundation have been considered to be 5~7MPa and 4Mpa; respectively.

The over-turning condition will be satisfied provided the resultant force along the dam-rock interface remains within the middle 0.55 of width of section. Therefore, the upstream compressive stress should be four times of absolute value of downstream tensile stress. The safety factors in tensile and compressive stresses were assumed to be 3 for a usual load combination.

Two load combinations have been considered: 1-the self-weight of the dam and 2-the sum of self-weight with hydrostatic pressure for maximum reservoir level as usual load combinations. In both load combinations, all the maximum compressive and tensile stresses values meet the above-mentioned design criteria, except maximum horizontal compressive and tensile stresses in downstream and upstream faces in the abutment for load combination No 2 which are equal to 9.5MPa and -1.20MPa; correspondingly, and should be limited to allowable compressive

strength of rock. Therefore, the thickness of dam body in the abutment has been increased to be 37.5% more than crown cantilever thickness.

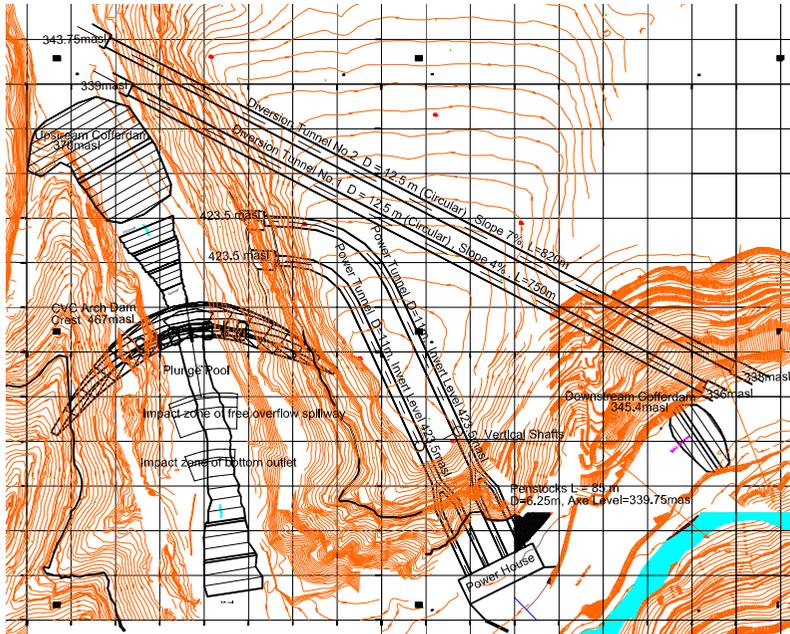


Figure 3. Layout of CVC arch dam.

The radius and central angle of dam body at crest level have been considered to be 210m and 100° , and thickness of dam in the crest and foundation level are 8 and 28 meters; respectively. Calculated Lombardi Number 9.90 is satisfactory and places the dam in the zone of reliable existing arch dams in the height-slenderness graph (Schleiss 2002).

For RCC arch gravity dam, the specific compressive and tensile strength, elastic modulus, and unit weight of RCC used for dam body have been assumed to be 12MPa, 0.8MPa, 16000MPa and $2.4t/m^3$; correspondingly.

The radius and central angle at crest level have been considered to be 210m and 100° the same as CVC arch dam. The downstream slope has been defined to be 0.55H: 1V, which facilitates to place flood discharging system over the dam crest. The height of RCC part of dam is from 335masl up to 465masl which is equal to 130m. The CVC is used in various parts of dam body to plug lower part of valley to modify the dam foundation shape from 290 to 335masl, to cover upstream and downstream faces of 2m thickness to increase water-tightness and durability of dam body, to construct upper part of dam, because of the nature of the RCC construction process-which requires a minimum amount of space to operate the placing and compaction equipment, as well as for the forming / facing process, and to build galleries to prevent from weakening of dam body in these places.

5 HYDRAULIC STRUCTURES

5.1 Diversion system

To control the diversion system, a flood with 25-year return period was selected, which means accepting a 33% risk of flooding once with a flood having a 25-year return period during the ten-year construction period.

Considering the type of the dam, 40 meters existing alluvium in the riverbed, and duration of the construction period, this choice appears quite reasonable.

Cofferdams have been considered to be built as Earthfill dams with clay cores without removing the riverbed alluvium. Due to large flood discharge ($Q_{\text{peak}25}=3700\text{m}^3/\text{s}$) a system with two tunnels will be necessary. The river can sometimes be diverted as soon as the first tunnel is ready: the other tunnel which is only needed for higher flows can be set at a slightly higher level to make its construction easier without the need for costly head gates involving long lead times. Moreover, the selecting twin tunnels instead of single tunnel with large diameter facilitates tunnel excavation and decrease the necessary amount of excavated materials transportation during one dry season. Furthermore, the second tunnel, which will be at a higher elevation, can be used as an access way during the construction period (ICOLD 1987).

The diversion tunnels of the Pa-Alam dam are situated on the left abutment. Overall costs can be lowered by locating power tunnels and diversion tunnels on one side which concentrates construction works and shortens the length of necessary access road for diversion and power plant systems. Building the powerhouse necessitates a suitable dry area, so it is advantageous to lengthen the tunnel to provide additional workspace in the streambed.

The distance between diversion tunnels have been chosen 3 times of tunnels diameters. The locations of inlets and outlets structures have been selected according to minimizing the volume of excavation and having enough side cover and overburden in the portals of diversion tunnels.

The inlet and outlet invert levels of tunnel No 1 are chosen according to river water level during minimum mean monthly discharge to evacuate water from upstream of the cofferdam as far as possible. Consequently the inlet level has been chosen 1m higher and the slope of tunnel will be 0.4%.

The inlet and outlet invert levels of tunnel No 2 are chosen according to river water level during 10-month maximum mean monthly discharge, taking into consideration the upstream cofferdam effect, in order to have dry tunnel in 10 months of year, as far as possible. Thus, the inlet and outlet levels have been chosen 4.75 and 2 m higher than tunnel No 1, and the slope of tunnel No 2 will be 0.7%. The tunnel No 2 could be used as an access way during 10 months of a year.

In order to determine the main dimensions of tunnels and levels of the upstream cofferdam crest, computations have been carried out assuming that 1) tunnels may be designed for pressure or free-surface flow, 2) tunnels may also be designed for supercritical flow, but the water depth must be nowhere near critical depth to prevent waves from hitting the crown and setting up pressure surges, 3) the hydraulic jump must also be located well downstream of the portal, 4) tunnels must not run more than 80 percent full if the flood is of very short duration, 5) the designer must also ensure that there is a smooth transition from free-surface to pressure flow (ICOLD 1987), and 6) the allowable velocity in the diversion tunnel is limited to $\sim 15\text{m/s}$.

An economic study of cofferdam height versus tunnel size may be involved to establish the most economical relationship (USBR 1977). The higher upstream cofferdam would be optimized solution in this project, because of the low volume of upstream cofferdam, low unit price of earthfill works in Iran (cofferdam construction), and allowable water velocity limitation in diversion tunnels.

Table 2. Some of diversion tunnels specifications.

Tunn el	Inlet elevation	Outlet elevation	Slope	Diameter	Cross section	Velocity	Length	Constructi on cost
	masl	masl	%	m	-	m/s	m	\$
No1	339	336	0.4	12.5	Circular	15.4	750	5 032 000
No2	343.75	338	0.7	12.5	Circular	14.7	820	5 475 000

The crest levels of upstream and downstream cofferdams have been determined according to water level in the upstream side of cofferdams during 25-year return period flood by considering 1 m freeboard.

Table 3. Some of cofferdams specifications.

Cofferdams	Crest level	Bottom level	Crest width	Upstream slope	Down stream slope	Construction cost
	masl	masl	M	-	-	\$
Upstream	370.00	336.75	5	1V: 2.25	1V:2H	641 000
Downstream	345.50	334.50	5	1V: 2.25	1V:2H	81 000

5.2 Power tunnels system

Since the proposed dam site is in a narrow valley, a powerhouse system with the pressure tunnel as a waterway would be certainly the best solution, and according to predefined number of units (powerhouse with 4 units), two alternatives could be considered:

Alternatives No 1) Four power tunnels with 7.75 m diameter, which without bifurcation structure, will be connected to four penstocks, and No 2) two power tunnels with 11 m diameter, which with two bifurcation structures, will be related to four penstocks. Their diameters have been calculated according to allowable velocity in power tunnels and penstocks 4 and 6 m/s; respectively, and their discharges (186 m³/s for one unit).

In order to decrease the length of steel lining and to avoid hydro-fracture phenomena, power tunnels should be passed from ground with higher side cover and overburden, as far as possible.

The power intakes should be placed at an elevation sufficiently below the low reservoir level and above the anticipated silt level to allow an uninterrupted flow of water under all conditions (USBR 1977). In order to ensure the correct functioning of the power intake system, free surface vortices at the intake must be avoided. Knauss formula has been chosen for calculating minimum submergence of the power intakes, and then invert level of power tunnels for optimized power plant system variant is 423.5masl.

The distance between the closest power intakes to the dam body has been selected according to necessary space for excavation of dam foundation and approach channel for power intake, and stability of the rock which is situated between dam body and power intake.

The open-air powerhouse will be situated in the left bank about 900m downstream the dam axis after the bend in relatively flat ground to reduce excavation works.

The distance between power tunnels and penstocks have been chosen 4 and 3.5 times of power tunnel and penstock diameters; respectively.

To withstand the internal hydrostatic and hydrodynamic loads, the required length of the steel lining upstream of the power house has been designed on the basis of the load bearing capacity of the rock mass and quantity and reach of the seepage flow from the tunnel, and based on these criteria the necessary steel lining length will be 85m.

The penstocks axis elevations, which correspond to turbines axes, have been chosen according to minimum necessary submergence for turbines. The penstocks axis elevation will be 2m below the minimum tail-water level (335.75masl) which corresponds to discharge of one unit of powerhouse.

The amount of head loss is largely a matter of economy. Because of the lower velocities, losses are usually small. But over a long period, even a small loss of head can mean a sizeable loss of power revenue (USBR 1977).

Table 4. Penstocks and power tunnels hydraulic characteristics.

Penstocks & Power tunnels alternatives		Steel lining		Concrete lining	
		1	1	2	2
Number of intakes	-	-	4	2	
Diameter	m	6.25	7.75	11, 7.75	
Discharge	m ³ /s	186	186	372, 186	
Velocity	m/s	6.06	3.94	3.91, 3.94	
Total head loss for all tunnels	m	0.81	3.81	2.04	
Construction cost	\$	-	6 711 000	6 552 000	

Between two alternatives No 1 and No 2, the construction cost and head loss of variant 2 is lower, therefore the option No 2 will be a more economic choice for power plant system.

It should be added in this calculation the construction cost of power intakes structures and rock supports of tunnels have not been taken into consideration.

But it is obviously the construction cost of 4 power intakes structures and rock support of 4 power tunnels in Alternatives No 1 will be certainly more than 2 power intakes and rock supports of 2 power tunnels for option No 2. This subject emphasizes on our above-mentioned conclusion.

5.3 Flood discharging system

The spillway must be able to pass the design flood without endangering the dam and without generating greater downstream danger than would occur without the dam. Gated and un-gated spillways do this in different manners and with different degrees of reliability (ICOLD 58).

Pa-Alam dam impounding large reservoir and build on principal river, Karkheh, with high runoff potential and high height, unquestionably can be considered to be in the high-hazard category. Also, being located upstream of a large dam such as Karkheh dam, Pa-Alam dam is classified as a high losses dam in case of failure. Because of the magnitude of the damage which would result from a failure of the dam, the probable maximum flood (PMF) is used as the inflow design flood.

Site conditions greatly influence the selection of location, type, and components of spillway. Factors that must be considered in the selection are the possibility of incorporating the spillway into the dam, the steepness of the terrain that would be traversed by a chute- type spillway, the amount of excavation required and the difficulty of its disposal, the chances of scour of the flow surfaces and the need for lining the spillway channel, the permeability and bearing capacity of the foundation, the stability of the excavated slopes, and the possible use of a tunnel-type spillway (USBR 1977).

Various variants have been defined for two dam options, CVC arch dam and RCC arch gravity dam, and their geometries have been shown in table 5.

In order to determine the main dimensions and levels of the different parts of flood discharging system, flood routing computations will be carried out assuming following criteria: 1) the 1000-year return period has to be discharged with a maximum water level 1.5 m below crest level, 2) the 1000-year return period with malfunctioning of one gate (rule n-1) has to be discharged without overtopping above the dam crest, 3) the 10,000-year return period flood has to be discharged with a maximum water level equal to the crest level, 4) in the case of PMF (Probable Maximum Flood) routing it is possible to have a maximum water level one meter above the dam crest in this case water should be contained by a parapet wall without overtopping, 5) the maximum specific discharge for spillway over the saddle should be limited to $175\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$. Also for gated spillway over the RCC arch gravity dam, the same limit should be implemented, and 6) the maximum scour depth due to waterfall from crest spillway should be limited ~2 meters above dam foundation for 10000-year return period flood. This means the maximum specific discharge for crest spillway should have a limit.

The direction of spillway over the saddle has been chosen to have hydraulically acceptable conditions when water reaches to the river. The spillway axis has been selected to have enough rock in position of ogee. Chute spillways were designed to minimize excavation.

The design head of each bay has been determined to limit the negative pressures on the ogee profile within allowable range for concrete during PMF. The height of side walls of the channel has been determined based on water depth during PMF without considering freeboard (US Army 1995).

For spillways which are located over the saddle and dam body (free overflow spillway), the lip angle have been chosen to be 35° and 25° ; respectively, and flip bucket radius are~ 4 times of the water depth corresponded to PMF. For gated spillway in RCC arch gravity dam, the lip angle has been chosen 10° to reduce the jet trajectory length because of existing bend in the downstream.

Total width of bays in variant 5, RCC arch gravity, becomes 137.5m in dam crest and 87.5 m in adjacent of river which is located on relatively narrow valley of 60m wide.

Because of existing alluvium in riverbed, the stilling basins can't be feasible. A ski jump which would not affect the dam foundations will be as a better solution. The objective will be to avoid as far as possible the impact of the flow on the slopes, in order to avoid causing their instability, to achieve the greatest possible launch distance, and to try maximizing the area of the impact zone, in an attempt to minimize the unit energy of impact.

Table 5. Geometry of flood discharging system in various variants.

Variants	Gated spillway number & dimension	Free overflow spillway (dam body) number & dimension	spillway (saddle)	Bottom outlet (dam body) number & dimension	Gated spillway sill level	Free overflow spillway (dam body) sill Level	Free overflow spillway (saddle) sill Level
	m	m	m	m	masl	masl	masl
1 _{CVC}	-	4*13 2*13	8*13	4*3.8*4.6	-	460 462	460
2 _{CVC}	-	-	8*13	-	-	-	460
3 _{CVC}	4*13	6*13	-	4*3.8*4.6	449.0	460	-
4 _{CVC}	7*12.5	-	-	-	447.0	-	-
5 _{RCC}	11*12.5	-	-	-	451.6	-	-
6 _{RCC}	3*13	4*13	-	-	445.0	460	-
	4*13				451.6		

Accurate prediction of scour depth is not possible by empirical formula. However, three formulae (i.e. Martins, Chian Min Wu, Modified Veronese) were found appropriate for estimation of scour depth in trajectory basins at preliminary design stage (Golzary & Arefi & Attari 2002). Among these formulas, modified Veronese formula has been used to calculate scour depth and as a result scour elevation.

The diffusion angle of jet trajectory angle have been assumed to be 4° and 15° for all jets in plan and in vertical sections; respectively.

The impact zone of un-gated spillway over the dam crest will be near to the dam foundation; therefore, the flood with higher return period has been considered for the scour depth estimation and evaluation of dam stability. In Alternative No 3, optimized option, the final scour level even for PMF is sufficiently higher than dam foundation. The final rock scour level is lower than rock level in both sides of related impact zone, and this problem could be mitigated by considering higher sill level for side bays of free overflow spillway.

The impact zone of gated spillway over the dam crest will be far from dam body and also spillway structure itself; therefore, the rock scour due to jet trajectory could not endanger their stability. The end of jet trajectory for PMF will be in the middle of river at corresponded tail water level, and it seems this situation does not necessitate the high costly down stream protection measures.

For gated spillway over the crest for RCC arch gravity, Alternative No 5, the impact zone of jet trajectory will be far from the dam foundation, and because of jet impact angle the scour depth will be smaller, and rock slope stability in the adjacent of impact zone becomes more important. In this case the final scour depth of the side bays is ~40m below the rock level and it certainly endangers the stability of rock slopes, and it necessitates high costly downstream protection measures.

In order to modify this condition, alternative No 6 of flood discharging system has been defined. In this option, the bays with lower specific discharge will be placed in the sides. The maximum jet trajectory length with considering 15° diffusion angle defines the length of necessary plunge pool in front of dam body, and it will be 180meters.

It should be noted in variant 6, the specific discharge of middle gated bays is 280m³/s.

For spillway placed through saddle, channel leading to the spillway control is required. Approach velocity should be limited and channel curvatures and transitions should be made gradual, in order to minimize head loss through the channel (which has the effect of reducing the spillway discharge) and to obtain uniformity of flow over the spillway crest (USBR 1977).

Maximum flow velocity through this channel is about 4 m/s which is less than maximum allowable velocity (4.5 m/s) in rock channels.

Table 6. Construction cost of spillway over the saddle for various alternatives.

Alternatives	1	2	3	4
Total cost \$	10 553 000	12 176 000	7 853 000	13 615 000

As table No 6 shows, because of topography form in the saddle, wider chute and gated spillway, which needs deeper approach channel, increase the construction cost due to higher amount of excavation works. As a result, wider free overflow spillway or narrower gated spillway could be more economic options for existing saddle. It is recommended in next stage of study, two above-mentioned cases with different number of bays or different width of bays are verified to optimize the dam height.

Estimates of various combining of spillway capacity and dam height for various alternatives will provide a basis for selection of the economical spillway alternative and the optimum relation of spillway capacity to height of dam (USBR 1977).

Table 7. Construction cost of CVC dam body, bottom outlet, and flood discharging system.

Variants	Crest level	Spillway saddle	Dam body	Bottom outlet	Plunge pool-soil excavation	Hydro-mechanical equipment	Total Price
	masl	10 ³ \$	10 ³ \$	10 ³ \$	10 ³ \$	10 ³ \$	10 ³ \$
1	469,90	10 553	47 541	-	900	5 009	64 000
2	475,75	12 176	52 622	3 648	-	4 962	73 408
3	467,00	7 853	45 620	-	900	7 740	62 113
4	465,15	13 615	44 009	3 648	-	10 320	71 592

Although Alternative 3 a gated spillway is cheaper than Alternative 1, it may be desirable to adopt the latter because of its uncomplicated construction, its automatic and trouble-free operation, its ability to function without a worker, and its less costly maintenance.

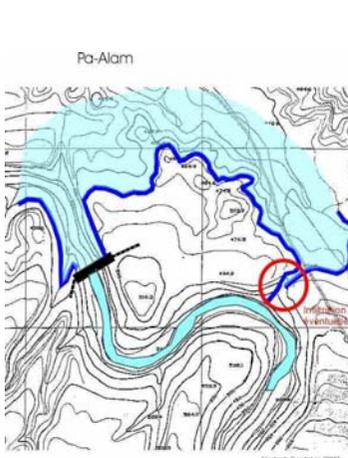


Figure 4. Location of saddle, downstream of dam site.

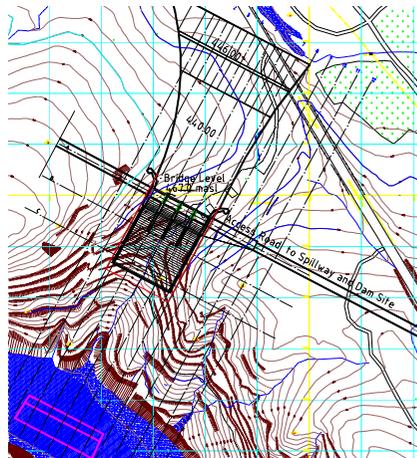


Figure 5. Layout of saddle spillway.

It is important to stress the advantages of the un-gated overflow spillway which needs very little inspection and maintenance and would appear to be the most reliable and simplest solution in very many cases. It must not however be forgotten that the overspill weir involves a loss of capacity (corresponding to the head on the crest), as compared to a gated spillway, the loss may be the determining factor against it (USBR 1977).

For next stage of studies two Alternatives 1 and 3 are recommended to investigate with considering upstream dams effects on inflow discharge of Pa-Alam dam reservoir. In this stage of studies variant No 3 has been chosen as an optimized variant.

It is convenience to compare two dam types, a CVC arch dam, variant 3, and an RCC arch gravity dam, variant 6, with their possible optimized dam height which could be 177m for CVC arch dam and 175 m for RCC arch gravity dam.

Table 8: Construction cost of dam body, bottom outlet system and flood discharging system in two dam body alternatives.

Variants	Dam body	Bottom Outlet	Spillway	Dyke Saddle	Down-stream protection	Plunge Pool-soil excavation	Hydro-mechanical equipment	Total price
	10 ³ \$	10 ³ \$	10 ³ \$	10 ³ \$				
CVC arch dam	45 636	-	7 853	-	Low	900	7 740	62 129
RCC arch gravity dam	47 952	3 648	1 200	300	Low	950	9 538	63 588

The construction cost of RCC arch gravity is 2.3% more expensive than CVC arch dam option. In this stage of study, the CVC arch dam has been evaluated a more economic option with regard to high experience in CVC arch dam construction in Iran and the closeness of their construction costs.

In the next stage of study, with considering the operation effect of upstream dams, the dimension of flood discharging will be decreased. It could be decreased the length of necessary spillway over the dam crest.

If the current geological investigations show some negative aspects in right bank of dam axis B, an RCC arch gravity dam could be better option in point of lower necessary rock compressive strength and deformation modulus.

5.4 Bottom outlet system

The main tasks of bottom outlet system are to evacuate the reservoir for inspection or repair or maintenance of the dam upstream face or other structures; hence, they should be placed as low as possible, to draw-down of the reservoir during urgent situation, to control first impounding rate of the reservoir and to evacuate possibly flood discharge during first impounding, may be to serve as a part of flood discharging system, to flush the sediment, and to supply agricultural water rights during closure of the diversion tunnels and the reservoir impounding (Mahab Ghodss 1997).

For CVC arch dam, the most economical bottom outlet works consists of series of conduits through the dam, discharge flow control devices, and an energy dissipating device where required downstream of the dam. In this case bottom outlet system could also serve as a part of flood discharging system, alternatives No 1 and 3 of flood discharging system. In order to have considerable capacity of discharge and having regard to distance of contraction joints of dam body (~15 m) and width of valley in the given elevation, four conduits with 3.8m width and 4.6m height at elevation of 370masl have been chosen.

Diversion tunnel can be used as a bottom outlet for RCC arch gravity dam where bottom outlet system integrated in dam body slows down the dam construction and decreases the main advantages of RCC method of construction. The diversion tunnel No 2, which is located in higher elevation, has been considered to convert to bottom outlet, alternatives Nos. 2, 4, 5, and 6 of flood discharging system. In this case bottom outlet does not serve as a part of flood

discharging system, because, it is difficult to access to the bottom outlet gate chamber during flood events.

The bottom outlet should be placed at an elevation sufficiently above the downstream reservoir level during PMF (~358masl) and the anticipated silt level in 50-year (376masl) to allow an uninterrupted flow of water under all conditions (USBR 1977).

The invert level of bottom outlet conduits has been chosen to be at 367.7masl.

In CVC arch dam, the lip angle of bottom outlet bucket has been considered to be 5° to reduce the jet trajectory length.

For bottom outlet integrated in dam body, variant 3, the jet trajectories are sufficiently far from dam body; hence, they can't endanger the stability of dam due to rock scour, and rock slope stability in the adjacent of impact zone becomes more important. The final rock scour level is lower than rock level in both sides of related impact zone, and this problem could be mitigated by considering higher level for side bottom outlet conduits.

The maximum jet trajectory length with considering diffusion angle 15° defines the necessary length plunge pool in front of dam body, and it could be 170meters.

In general pre-excavation of the expected scour may be also appropriate, when the eroded and by the river transported material can form dangerous deposits down-streams, for example near the outlet of the powerhouse. Such deposits could increase tail-water level and reduce power production. Such problems normally have not to be expected, if the scour is formed about 200m upstream of the powerhouse outlet (USBR 1977).

In order to prevent powerhouse from sedimentation, the riverbed alluvium, which is located in the above-mentioned length, should be removed without disturbing the rock.

Maximum evacuation of reservoir is possible up to 373masl during Farvardin month (Iranian month corresponds to Mars and April) when capacity of bottom outlet conduits is equal to mean monthly discharge of river in above-mentioned month, and it takes 23 days.

6 SUMMARY, CONCLUSION AND RECOMMENDATIONS

In order to have precise results from tail-water levels calculations, the survey of river cross sections are recommended along the river, which should be included of river cross sections in position of plunge pool, diversion tunnels inlets and outlets, powerhouse, spillway and narrowest part of the river. Then, the diversion tunnels inlets and outlets, the axis of penstocks outlets, and scour depth in the plunge pool could be modified by precise value of downstream water level.

The upstream dams operation, Sazbon and Seymareh Dams, would have effect on the river discharges at Pa-Alam dam sites, and it could influence the size of diversion and flood discharging system. For next stage of studies, we need to have the exact construction schedules of the two above-mentioned dams and their operation program.

As already mentioned, one deeply eroded gully is situated in the upstream of the right bank of dam site B. Depth of crushed zone or the thickness of dam abutment in the right bank, and the effect of existing gully on the geo-mechanical parameters of rock should be verified by geological investigation.

In this stage of studies according to available data, the dam axis B was found to be more feasible and the general layout of Pa-Alam project was prepared for this selected dam site.

Because of lack of experience for RCC arch dam with ~180 m height in the world and especially in Iran, building of this kind of dam could increase unit price of RCC due to increasing construction period of dam which is the main objective of RCC construction method.

With having regard to existing experience in Iran in gravity type of dams constructed by RCC method, an RCC arch gravity dam could be taken under consideration and it could be competitive option against CVC arch dam.

To control the diversion system, a flood with 25-year return period was selected, which means accepting a 33% risk of flooding once with a flood having a 25-year return period during the ten-year construction period. Considering the type of the dam, 40 meters existing alluvium in the riverbed and duration of the construction period, this choice appears quite reasonable.

Due to large flood discharge ($Q_{\text{peak}25}=3700\text{m}^3/\text{s}$) a system with two tunnels will be necessary. Since the proposed dam site is in a narrow valley, a powerhouse system with the pressure tunnel as a waterway would be certainly the best solution.

In alternative No 2, two tunnels with 11m diameter, the construction cost and head loss are lower, and will be a more economic option for power plant system.

According to the international recommendations and standards for large dams (high dams with large reservoirs), especially, these whose failure can cause high casualties or high damages downstream, it is essential to check the dam stability for PMF.

In this stage of studies, Alternative No 3 of flood discharging system has been chosen as an economic option for CVC arch dam.

Because of topography form in the saddle, wider chute and gated spillway, which needs deeper and wider approach channel, increases the construction cost due to higher amount of excavation works. As a result, wider free overflow spillway or narrower gated spillway could be more economic options for existing saddle. It is recommended in next stage of study, two above-mentioned cases with different number of bays or different width of bays are verified to optimize the dam height.

We recommend two alternatives Nos. 1 and 3 are investigated with considering the effects of upstream dams, because of the closeness of the construction costs of two above-mentioned alternatives and less costly maintenance of option No 1.

The final scour level of free overflow spillway and bottom outlet is lower than rock level in both sides, and this problem could be mitigated by considering higher sill level for side bays of free overflow spillway and higher level for side conduits of bottom outlet.

In this stage of study, the CVC arch dam has been evaluated a more economic option with regarding to high experience in CVC arch dam construction in Iran.

If the current geological investigations show some negative aspects in right bank of dam axis B, an RCC arch gravity dam could be better option in point of lower necessary rock compressive strength and deformation modulus.

For CVC arch dam, the most economical bottom outlet works consists of series of conduits through the dam, discharge flow control devices, and an energy dissipating device where required downstream of the dam. Diversion tunnel can be used as a bottom outlet for RCC arch gravity dam where bottom outlet system integrated in dam body slows down the dam construction and decreases the main advantages of RCC method of construction.

Maximum evacuation of reservoir is possible up to 373masl during Farvardin month (Iranian month corresponds to Mars and April) when capacity of bottom outlet conduits is equal to mean monthly discharge of river in above-mentioned month, and it takes 23 days.

REFERENCES

- Alonso Franco, M. & Botia Ordaz, A. & Lopez Manzano, R. 1998. Design of large sky jumps on small river: Casasola Dam, *New trends and guidelines on dam safety; Proc. Intern. Symp., Barcelona, 1996*.
- Attari, J. & Arefi, F. & Golzari, F. 2002. A review on physical models of scour holes below large dams in Iran, *Proceedings of International Workshop on Rock Scour due to Falling High Velocity Jets*, Lausanne, Switzerland, pp. 3-24.
- Bollaert, E. Schleiss, A. 2002. Scour elevation in space and time- the challenge of dam designers, *Proceeding of International Workshop on Rock Scour due to Falling High Velocity Jets*, Lausanne, Switzerland, pp.73-82.
- ICOLD Bulletin No. 48a, 1987. *River control during dam construction*, Paris.
- ICOLD Bulletin No. 58, 1987. *Spillways for dams*, Paris.
- Mahab Ghodss SA 1997. Phase I-Karkheh watershed studies : Pa-Alam and power plant- Technical Report, Report No. 4519/5011, Tehran (*Unpublished report*).
- Sakoo SA 2002. Phase I- Complementary studies-Value engineering & new dam site: Pa-Alam dam and power plant, Report No. 4519/5517, Tehran (*Unpublished report*).
- Sakoo SA 2003. Phase I- Complementary studies- Geological investigation: Pa-Alam dam and power plant, Report No. 4519/5512E, Tehran (*Unpublished report*).
- Schleiss, A. 2002. *Barrages*, Lausanne LCH, ENAC, EPFL.
- U.S. Army Corps of Engineers 1995. *Hydraulic design of spillways*, Washington.
- U.S. Bureau of Reclamation 1977. *Design of arch dam*, Colorado.

Influences de l'entretien des endiguements de torrents sur la carte des dangers

Etude de deux cas dans le canton de Fribourg

*Influence of the maintenance of embankment dams of torrents on hazard maps
Two cases studies in the Canton of Fribourg*

Robert Jenni

Bureau Nouvelle Forêt sàrl, Fribourg, Suisse

ABSTRACT: Life of embankment dams of torrents being limited, the question on the opportunity of maintaining them is raised each time when investments are considered to keep them in appropriate working conditions. The cases studied are centered mainly on the cost of preventing debris-flows compared to their potential damages. Results obtained are opposite. In the first case it would be more « profitable » to give up maintenance and to pay for the damages, but this would imply an extension of the hazard zones into areas already constructed and population would hardly accept it. In the second case, a targeted extension of embankment dams would result in a better cost/advantage ratio and would enable a reduction of hazard zones in the constructed areas of the village built on the dejection cone.

RESUME : La durée de vie des endiguements de torrents étant limitée, la question de la nécessité de leur entretien se repose à chaque fois que des investissements sont envisagés pour les maintenir en état de fonctionnement. Les cas étudiés développent plus particulièrement l'aspect de prévention des laves torrentielles, par rapport à leur potentiel de dégâts. Les résultats obtenus sont opposés. Dans le premier cas, il serait plus « rentable » d'abandonner l'entretien et de payer les dégâts, mais cette solution impliquerait une extension des zones de danger dans de zones bâties, ce qui est difficile à faire accepter par la population. Dans le second cas, une augmentation ciblée de l'endiguement apporterait un meilleur rapport coût/efficacité et permettrait de réduire les zones de dangers dans le village bâti sur le cône de déjection.

1 INTRODUCTION

1.1 *Plan du travail*

Le but principal de ce travail est d'étudier l'influence de l'entretien des ouvrages sur le danger de laves torrentielles. Pour bien comprendre et cerner le sujet, les notions de dangers et de dégâts seront dans un premier temps définies et les laves torrentielles, leur origine et leur fonctionnement explicités. Ensuite les ouvrages d'endiguements et leurs fonctions seront passés en revue. Il s'agira aussi de relever les dysfonctionnements possibles et leurs conséquences. Puis il sera temps de s'immerger dans les deux cours d'eau étudiés. Quelle impression dé-gagent-ils ? Quels sont les signes de danger sur le terrain et que montrent les modélisations théoriques ? Quels dangers présentent-ils donc réellement et dans quel état se trouvent leurs ouvrages d'endiguement existants ?

Enfin, quelques scénarii possibles seront envisagés pour l'avenir. Différentes variantes d'entretien des bassins versants seront combinées et leurs conséquences sur le potentiel de dangers étudiées. Leurs coûts seront mis en rapport avec leur efficacité afin de dégager les variantes les plus appropriées.

1.2 Historique du sujet

Les dangers naturels représentent un souci majeur pour l'espèce humaine depuis la nuit des temps. En région de montagne, les habitants ont dû apprendre à respecter les humeurs des torrents, d'abord en s'en éloignant, puis en essayant de les dompter par des digues, puis par des endiguements dans les cours d'eau sous forme de barrages en escalier. Mais ces ouvrages ne sont pas éternels. Leur espérance de vie est de 30 ans pour les barrages en bois et de 50 ans pour ceux en béton. Un jour ou l'autre se pose donc la question de l'entretien des endiguements, lequel passe souvent par un renouvellement de ces ouvrages très coûteux. Il vaut la peine de se reposer donc à chaque fois la question de l'utilité de ces endiguements, en intégrant les données les plus récentes par rapport au danger et au potentiel de dégâts.

1.3 Situation des domaines d'étude

Les bassins versants étudiés se trouvent en Suisse, dans le canton de Fribourg. Ils sont situés sur le flanc Nord des Préalpes, sur une géologie instable (Flysch et dépôts morainiques) et dans une région à fortes précipitations (>200mm/an le long des crêtes). Ils présentent un danger potentiel de laves torrentielles qui n'avait à ce jour pas encore été analysé en détail, mais juste globalement dans le cadre de l'établissement des cartes des dangers en 2002.

2 DESCRIPTION DES NOTIONS

2.1 Danger, dégâts

Le danger est un risque potentiel de dégâts, blessure ou atteinte à la vie. Pour la carte des dangers différents phénomènes sont pris en compte (OFEG 2001) :

- Crues: inondations, avec ou sans apports de sédiments, dues au débordement d'un cours d'eau, d'une conduite ou d'un lac, au ruissellement, ou à la montée d'une nappe phréatique.
- Laves torrentielles: phénomène complexe décrit ci-dessous.
- Avalanches: coulées de neige, de leur zone de déclenchement à leur zone de dépôt.
- Chutes de pierres: passage de blocs, plus ou moins gros, décrochés d'une falaise ou d'une zone de dépôt intermédiaire.
- Mouvements de terrain: glissements de terrain superficiels ou profonds, érosions importantes de surface, éboulements.

2.2 Laves torrentielles

Les laves torrentielles constituent une forme particulière du danger des torrents. Leur prévention et les mesures de protection ne sont pas forcément les mêmes que pour les crues. Il faut être conscient que le danger extrême est souvent représenté par une combinaison des phénomènes de laves torrentielles avec des crues exceptionnelles.

Les laves torrentielles ne se déclenchent que par la conjonction des facteurs suivants :

- Matériaux meubles : les matériaux mobilisables par une lave torrentielle sont constitués de sédiments, mélange d'argile et de blocs, présents dans le lit et aux abords du cours d'eau..
- Ruissellement : les matériaux ci-dessus ne se mettent en mouvement que si une quantité d'eau extraordinaire ruisselle par dessus, liquéfiant les argiles et mobilisant les matériaux plus grossiers simultanément sur une couche pouvant atteindre plus de 2 mètres.
- Pente : selon Häberli (1999), dans les Alpes, la pente minimale de déclenchement est de 19%. En général, elle est même plus importante. Elle dépend bien sûr du matériel. Plus la proportion d'argile est grande, moins la pente minimale est importante. En Asie, il existe des régions où des laves torrentielles se déclenchent sur des pentes de 5% (Bezzola 2003). Chez nous, la plupart des événements répertoriés se déclenchent dans des pentes comprises entre 50 et 80%.
- Précipitations : une lave torrentielle peut se déclencher après une longue pluie très soutenue, ou lors d'un orage très violent.

2.3 Ouvrages d'endiguements de torrents

Les ouvrages d'endiguements de torrents se divisent en 4 catégories :

- Les barrages : l'implantation de barrages (ou seuils) représentent la technique la plus répandue de protection contre les effets d'une crue. Posés dans le lit et ancrés sur les rives, ils ont pour fonctions principales de briser l'énergie du courant, de diminuer la pente et donc la vitesse du courant, et de freiner l'érosion du fond et des rives (Böll 1997).
- Les rampes : avec la vague de revitalisation des cours d'eau, les rampes en blocs sont revenues sur le devant de la scène car elles facilitent le transit piscicole. Si elles diminuent la pente et consolident le lit, elles brisent par contre moins d'énergie qu'un barrage et sont donc peu adaptées aux torrents de montagne.
- Les protections des rives : sous forme d'empièvements, de gabions, de murs, de caissons en bois ou de génie biologique, les protections des rives ont pour mission la protection des infrastructures et terrains avoisinants. Empêchant la divagation naturelle du cours d'eau, elles accentuent parfois l'érosion du lit. Elles doivent donc être coordonnées avec des interventions dans le cours d'eau.
- Les voûtages : Ce terme regroupe tous les types d'ouvrages qui enferment le cours d'eau sur une certaine distance : tunnels, tuyaux ou ponts. Ces ouvrages peuvent représenter des obstacles à l'écoulement en cas de crue.

Du point de vue laves torrentielles la fonction des barrages dépend complètement de leur situation :

- Zone de déclenchement potentielle (pente du lit >19%) : si l'on admet une disposition et un fonctionnement corrects, comme les barrages diminuent la pente du cours d'eau, ils empêchent tout déclenchement de lave torrentielle. Ils ont donc une fonction très importante dans cette zone.
- Zone de transit : un barrage est considéré comme un frein efficace d'une lave torrentielle si sa hauteur atteint 10 mètres au moins (Coussot 1996). En dessous de cette valeur, la lave comble très rapidement l'aval de la chute rétablissant une pente régulière et permettant à la lave un écoulement sans entrave.
- Zone de dépôt : le facteur principal pour l'arrêt d'une lave torrentielle étant la largeur de la coulée (Coussot 1996), les barrages ont tendance à canaliser la coulée, et donc à prolonger la zone de transit, ce qui peut être positif s'il existe ensuite une zone de dépôt sans danger, mais négatif si le secteur suivant est plus exposé.

2.4 Entretien

Les barrages ont une durée de vie limitée ; en moyenne 30 ans pour les ouvrages en bois et 50 ans pour les ouvrages en béton. Cette durée de vie sera plus élevée si l'endiguement est important, car les barrages « en escalier » sont solidaires entre eux et le charriage est limité. La durée de vie des ouvrages a donc été augmentée pour les variantes présentant un endiguement complet, respectivement diminuée pour les variantes présentant un endiguement minimal, avec des secteurs endigués isolés les uns des autres.

Lorsque les ouvrages « vieillissent », ils ne se rompent en général pas tout seul, mais avec le concours d'une crue extraordinaire, alors que c'est là qu'on en aurait le plus besoin. Il est donc important de remplacer les barrages avant cette échéance fatale !

Tableau 1: Coût annuel moyen (=coût d'entretien) des différents types de barrages, en francs suisses

Type de barrage	Grandeur	Coût de construction	Durée de vie moyenne (max/min)	Coût annuel moyen
Petit barrage en bois	25 m ²	Fr. 17'500.-	30 (35/25)	Fr. 583.-
Grand barrage en bois	35 m ²	Fr. 24'500.-	30 (35/25)	Fr. 700.-
Barrage en béton	45 m ²	Fr. 72'000.-	50 (45/60)	Fr. 1'440.-

L'entretien est principalement constitué par le renouvellement d'ouvrages ne présentant plus les garanties suffisantes de fonctionnement. Les coûts d'entretien dont on parle dans ce travail représentent donc la valeur de (re-)construction amortie sur la durée de vie moyenne.

Les réparations d'ouvrages partiellement endommagés par des crues ou des glissements de terrain sont assez rares. Comme il s'agit d'intervention conséquentes dans des lieux peu accessibles, on fera de préférence une intervention lourde qui remettra presque à neuf l'ouvrage et prolongera donc son espérance de vie. Ces coûts sont donc similaires aux valeurs de construction amorties sur la durée de vie moyenne.

3 PRÉSENTATION DES COURS D'EAU

3.1 *Le Stoutz*

Le bassin versant du ruisseau du Stoutz, d'une surface totale de 4.7 km², suit la crête sud-ouest de la Berra (1719 m) sur une longueur de 3 km. Le bassin a la forme d'une poire concave, c'est à dire raide et large sous les crêtes, puis s'aplatissant et se resserrant progressivement jusqu'à la confluence de la Serbache à l'altitude de 700 m. La pente moyenne du lit est de 17%, variant de 5 à 43%.

Les pentes des terrains sont en général faibles, inférieures à 25°, à l'exception de talus raides dans certaines niches d'érosion et de secteurs de ravins creusés par les ruisseaux.

La géologie est constituée d'un soubassement molassique, recouvert sur le haut de Flysch du Gurnigel et sur une partie du bas de moraines quaternaires. Ces deux dernières formations géologiques recèlent des couches argileuses.

Bien que les crues estivales puissent être violentes, ce cours d'eau n'a pas provoqué de dégâts susceptibles d'être mentionnés dans les archives de la Section lacs et cours d'eau.

Son endiguement a débuté dès la fin du XIXe siècle. Aujourd'hui, le cours principal est entrecoupé de 75 barrages qui représentent plusieurs millions d'investissement. Chaque ouvrage a déjà été reconstruit au moins une fois, mais certains même deux ou trois fois.

3.2 *La Mortivue*

La superficie du bassin versant de la Mortivue est de 4.3 km². Il s'étend de 830 m (confluence dans la Broye) jusqu'à plus de 1500 m (Le Niremont). Les pentes sont en général faibles, à l'exception des flancs du torrent qui peuvent être très raides (>100%). La pente moyenne du cours d'eau est de 16%, variant de 2 à 40 %.

L'affluent principal est le Riau des Alpettes à 1080 m (bv 0.8 km²). De nombreux autres ruisseaux, plus petits, se jettent dans la Mortivue.

L'assise rocheuse est principalement constituée de flysch du Gurnigel, roche imperméable et sujette aux glissements en raison de ses couches intermédiaires argileuses. Localement, cette roche est recouverte de dépôts morainiques extrêmement instables, formant de nombreuses niches d'érosion.

Plusieurs événements destructeurs sont rapportés dans les archives. Ce sont les endiguements aux-mêmes qui ont payé le plus lourd tribut aux furies du torrent, puisque certains ouvrages ont déjà été reconstruits trois ou quatre fois. Mais aucun de ces événements ne mentionne, ni ne décrit une lave torrentielle.

L'endiguement a lui-aussi débuté à la fin du XIXe siècle. Aujourd'hui, rien que sur le cours principal, on dénombre 175 barrages, auxquels il faut ajouter la cinquantaine présente dans les affluents.

3.3 *Carte des dangers actuels*

Si, au premier abord, les cartes du bassin versant du Stoutz et de la Mortivue présentent une image similaire, avec plus de trois quart de la surface en zone de danger, une analyse plus fine de la situation permet de dégager deux situations radicalement différentes.

Sur le Stoutz, les dangers liés aux crues se limitent au chenal d'écoulement sur le cône de déjection et au passage sous le dernier pont, dont le gabarit est insuffisant.

Sur la Mortivue, le danger pour le village de Semsales est directement lié au cours d'eau. Il est décrit comme une lave torrentielle, mais la rapport technique précise qu'il s'agirait plutôt d'une « crue torrentielle », avec fort charriage de matériaux grossier, lesquels se déposeraient dans le chenal au haut du village, déviant les eaux en furie à travers la localité.

4 ANALYSE DU DANGER REEL DE LAVES TORRENTIELLES

4.1 Méthode

Pour déterminer le danger réel de laves torrentielles, et en quelque sorte « valider » les résultats des cartes des dangers, on s'est appuyé sur l'ensemble des données récoltées :

- Données théoriques (chap. 2).
- Données sur les cours d'eau et les bassins versants (chap. 3).
- Observations sur le terrain : chaque cours d'eau a été parcouru dans toute sa longueur et les ouvrages relevés et décrits.
- Profils en long des cours d'eau et de leurs affluents : ont été relevés à partir du plan d'ensemble 1:5000. La pente minimale critique a été estimée à 19% dans les Alpes suisses . Etant donné l'imprécision des relevés, ce seuil a été abaissé ici à 16%, afin d'être sûr de ne rater aucune zone de déclenchement potentiel.
- Volumes mobilisables : ont été estimés d'après les profils en long, l'estimation de la largeur du cours d'eau, et la profondeur d'arrachement, calculée en fonction de la formule de Kronfeller-Krauss (1984) : $e = 1.5 + 12.5J$ (e est la profondeur potentielle de l'érosion et J la pente du cours d'eau entre 2 points).
- Cartes des pentes : ont été réalisées à partir du MNT25. Les mêmes catégories de pentes que pour les profils en long ont été distingués.
- Cartes des instabilités de terrain : ont été réalisées par l'Institut de géologie de l'Université de Fribourg.
- Cartes des dangers 2002 : ont été réalisées par des bureaux techniques sur mandats du Canton de Fribourg.

4.2 Résultats pour le Stoutz

De par sa pente souvent insuffisante, le cours principal ne recèle que peu de secteurs potentiellement dangereux pour un déclenchement de laves torrentielles. Si l'on tient compte des ouvrages et que l'on admet leur bon fonctionnement, il n'y a aucune possibilité de déclenchement d'une lave torrentielle dans le secteur inférieur (<1110m) du cours.

Certains de ses affluents présentent par contre un danger marqué de laves torrentielles, comme en témoignent les traces sur le terrain. Chaque affluent est capable de mobiliser plusieurs milliers de mètre-cube de matériaux.

Le danger est donc lié à la combinaison des effets de laves torrentielles de petite ampleur, avec une crue torrentielle extraordinaire. Suivant la variante choisie, le volume de matériaux mobilisés variera de quelques centaines à plusieurs dizaines de milliers de mètre-cube. Ces sédiments seraient ensuite charriés par le cours principal du Stoutz et se déposeraient progressivement en fonction de leur granulométrie.

Il y a un risque de dépôt des sédiments, entraînant un débordement, voire une dérivation du cours d'eau, juste à l'aval du pont de la route cantonale (Illustration 1). Les dégâts toucheraient alors plusieurs maisons d'habitation, routes et hangars industriels.

Le danger pour ces infrastructure n'est néanmoins présent que dans le cas d'un abandon de l'entretien de l'ensemble des ouvrages.

4.3 Résultats pour la Mortivue

La pente du cours d'eau principal n'est guère plus importante que celle du Stoutz, mais les zones de dépôts manquent en amont du village et les affluents présentent un danger important de laves torrentielles.

Pour la carte des dangers 2002, une lave torrentielle de 66'000m³ de matériaux avait été modélisée pour la crue tri-centennale. Cette valeur paraissant élevée, elle a été recalculée en détails pour cette étude. Le résultat, 68'000m³ est très similaire au premier calcul. Mais cet événement ne serait pas une lave torrentielle typique, car cela signifierait que des laves se déclencheraient presque simultanément dans le cours d'eau principal et dans ses affluents. Il s'agirait en fait d'un événement combiné de petites laves torrentielles en provenance des affluents, de coulées de boues dans les secteurs en glissement/ érosion, et d'un charriage de tous ces matériaux dans le lit principal.

Le danger pour le village de Semsales est donc bien réel (**Illustration 2**). Mais du point de vue scientifique, il est plus correct de parler d'une crue torrentielle avec un important charriage que d'une lave torrentielle.

5 VARIANTES D'ENTRETIEN

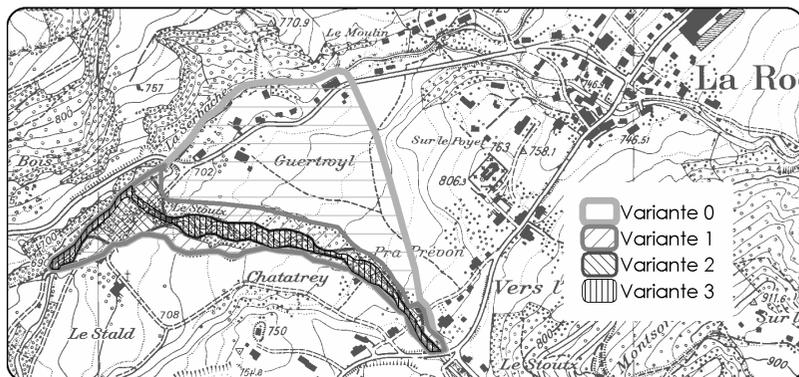
5.1 Méthode

Quatre variantes d'entretien ont été étudiées par rapport à leur coût, leur efficacité et leur effet sur la carte des dangers :

- Variante 0 : abandon de l'entretien de l'ensemble des ouvrages.
- Variante 1 : entretien minimal des ouvrages prévenant les laves torrentielles ou protégeant directement des infrastructures.
- Variante 2 : entretien de toutes les infrastructures existantes, sans compléments.
- Variante 3 : entretien des infrastructures existantes et compléments.

5.2 Résultats pour le Stoutz

Illustration 1: Extension des zones de dangers pour les 4 variantes sur le Stoutz



En l'absence d'ouvrage (variante 0), le danger qu'une lave torrentielle atteigne la zone village est inexistant, mais le volume mobilisable par combinaison de lave torrentielle et charriage est par contre très important (66'000m³). Il entraînerait certainement un débordement du cours d'eau à la cote 750m. Un entretien minimal (variante 1), axé sur les zones de déclenchement de laves torrentielles et sur les infrastructures à protéger, diminuerait le volume mobilisable de moitié et préviendrait un débordement important. Un entretien de tous les ouvrages existants (variante 2) diminuerait encore le volume mobilisable, mais sans influencer grandement sur les zones de danger. Quant à des compléments dans tous les secteurs à risque de laves torrentielles (variante 3), ils permettraient de supprimer le danger subsistant sur le dernier pont.

Tableau 2 : Le Stoutz, coûts totaux (entretien+dégâts) des variantes (en francs suisses)

	Formule	Variante 0	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Coûts annuels d'entretien	Ca	0.-	68'000.-	94'000.-	167'000.-
Potentiel de dégâts T300	Pd	3'600'000.-	400'000.-	200'000.-	0.-
Coût annuel moyen	Ca+pd/300	12'000.-	69'333.-	94'667.-	167'000.-
Bilan pour 30 ans	30Ca+pd/10	360'000.-	2'080'000.-	2'840'000.-	5'010'000.-
Bilan pour 100 ans	100Ca+pd/3	1'200'000.-	6'933'333.-	9'466'667.-	16'700'000.-
Bilan pour 300 ans	300Ca+pd	3'600'000.-	20'800'000.-	28'400'000.-	50'100'000.-

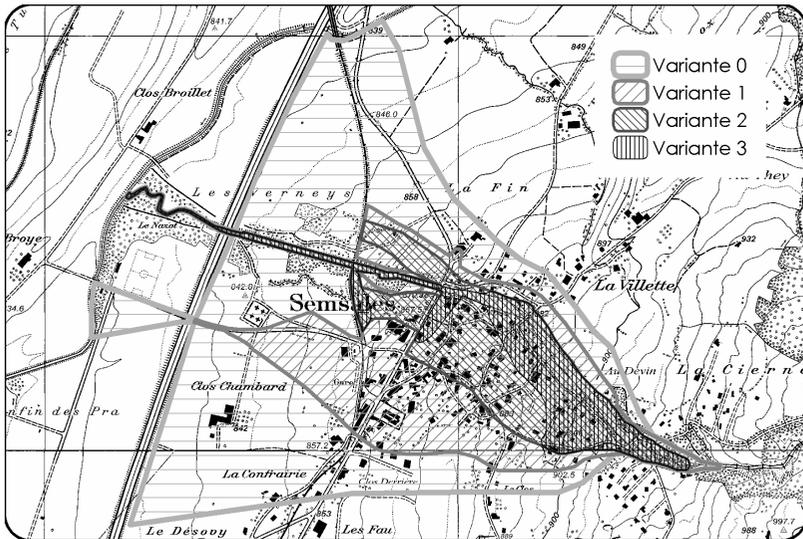
Du point de vue financier, la variante 0, abandon de l'entretien de tous les ouvrages, est la plus alléchante. Elle présente néanmoins le gros désavantage d'une aggravation du potentiel de dégâts nécessitant une adaptation de la carte des dangers.

C'est donc la variante 1, entretien minimal axé sur les zones de déclenchements des laves torrentielles et les infrastructures à protéger qui est proposée dans ce travail, car elle permet un statu-quo au niveau du danger actuel qui ne concerne qu'une infrastructure secondaire (route communale), pour laquelle une solution pourrait d'ailleurs être trouvée (augmentation du gabarit).

Quant aux variantes 2 (entretien de tous les ouvrages actuels) et 3 (compléments par des nouveaux barrages dans les secteurs critiques du point de vue laves torrentielles), elles sont difficilement défendables. Elles entraîneraient en effet des coûts disproportionnés pour diminuer un risque peu important.

5.3 Résultats pour la Mortivue

Illustration 2 : Extension des zones de dangers pour les 4 variantes sur la Mortivue



En l'absence d'ouvrage (variante 0), le volume mobilisable par un événement extrême pourrait dépasser allégrement les 100'000m³ ! Les ouvrages existants, en l'état 2002, ont ramené cette valeur à 66'000m³, chiffre très proche de celui obtenu (68'000m³) par un entretien minimal axé

sur les zones de déclenchement de laves torrentielles (variante 1). Ce volume mobilisable met néanmoins une bonne partie du village en danger. Un entretien des ouvrages existants, avec reconstruction de tous les ouvrages ne présentant plus les garanties de fonctionnement, diminuerait encore le volume charriable de moitié (variante 2). Pour diminuer encore cette valeur, des barrages supplémentaires seraient nécessaires en amont du bassin versant et dans les affluents présentant des dangers de laves torrentielles (variante 3).

Tableau 3 : La Mortivue, coûts totaux (entretien+dégâts) des variants (en francs suisses)

		Variante 0*	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Coûts annuels d'entretien	Ca		250'000.-	285'000.-	265'000.-
Potentiel de dégâts T300	Pd		23'000'000.-	7'000'000.-	3'000'000.-
Coût annuel moyen	Ca+pd/300		326'667.-	308'333.-	275'000.-
Bilan pour 30 ans	30Ca+pd/10		9'800'000.-	9'250'000.-	8'250'000.-
Bilan pour 100 ans	100Ca+pd/3		32'666'667.-	30'833'333.-	27'500'000.-
Bilan pour 300 ans	300Ca+pd		98'000'000.-	92'500'000.-	82'500'000.-

*La variante 0 n'est pas envisageable en raison du risque élevé pour les vies humaines

- La variante 0, abandon de l'entretien de tous les ouvrages, a été écartée d'emblée en raison de l'augmentation importante de la mise en danger de vies humaines qu'elle engendrerait.
- La variante 1 présente l'avantage d'une légère diminution des coûts (par rapport à la variante suivante), mais son niveau de sécurité n'est pas satisfaisant.
- La variante 2 augmente le niveau de sécurité, mais le potentiel de dégâts reste conséquent.
- La variante 3 présente tous les avantages de la variante idéale. Si l'on tient compte des coûts à long terme, calculés ici sur 300 ans par analogie au danger, elle est largement la meilleure marché. Avec quelques ouvrages supplémentaires il serait ainsi possible de diminuer le danger sur le village de Semsales, sans augmenter les frais moyens d'entretien, grâce à la diminution du charriage, principale source de vieillissement des ouvrages.

6 CONCLUSIONS

6.1 Résultats des variantes d'entretien

Les résultats pour les deux cours d'eau sont très contrastés. Pour le Stoutz, la variante 0 arrive largement en tête de l'analyse coût/utilité, alors que pour la Mortivue la variante 3 se dégage nettement.

Une pondération de ces résultats par rapport à la carte des dangers, et aux changements que ces variantes impliqueraient, a ensuite été réalisée.

Pour le Stoutz, la variante 0 impliquerait une extension de la zone de danger sur des terrains agricoles, mais aussi sur une dizaine de bâtisses. Ces changements seraient difficiles à faire accepter, c'est pourquoi la variante 1 est proposée dans cette étude.

Pour la Mortivue, la variante 3 impliquerait par contre une diminution des zones de dangers. De ce point de vue, elle ne pose en tout cas pas de problèmes. Par contre, elle demande des investissements conséquents à court terme, puis en continu, pour maintenir ce niveau de sécurité. Elle doit donc être liée à un programme d'entretien des ouvrages à long terme.

6.2 Limites de l'étude

Ce travail s'est d'abord focalisé sur le phénomène de laves torrentielles, puis s'est étendu à la problématique plus générale des crues torrentielles. On a ensuite étudié le rapport coût-utilité des barrages par rapport au potentiel de dégâts.

Il ne s'agit donc pas d'un concept de protection complet, car cela aurait nécessité l'étude d'autres variantes, notamment la protection directe par la construction de digues, ou la faisabilité de bassins de rétentions des matériaux.

La partie « coûts », de l'entretien comme des dégâts potentiels, comporte également un certain nombre de données subjectives.

Pour les coûts d'entretien, on s'est basé sur les prix de construction « actuels » amortis sur l'espérance de vie des ouvrages. Il aurait été possible d'inclure les coûts de travaux de réparation potentiels, les travaux d'entretien forestier des abords du lit, les intérêts sur le capital... Bien que le calcul présenté soit « simplifié », il présente de bonnes garanties de fiabilité, à condition que les données saisies (prix de construction et espérance de vie) soient réalistes.

En ce qui concerne le potentiel de dégâts, on ne s'est basé que sur une méthode. Mais cette méthode présente l'avantage de permettre un calcul simple et rapide, du moment que l'on dispose de la carte des zones inondables. Ses résultats peuvent paraître élevés au premier abord, mais comme ils incluent les coûts indirects (perte de rendement, relogement), ils sont certainement réalistes et fiables.

6.3 Remarques finales- Politique à long terme

Chaque cours d'eau est unique. Cette phrase se vérifie une fois de plus. Si au premier abord le Stoutz et la Mortivue présentent bien des similitudes, les solutions pour l'avenir de l'entretien de leurs ouvrages sont très différentes.

Ce travail démontre que des études approfondies sont indispensables pour chaque bassin versant avant de dégager des solutions définitives pour la protection des zones de danger. Ces études peuvent suivre les étapes suivantes :

1. Etablissement de la carte des dangers en fonction de la situation « actuelle »
2. Etude approfondie des phénomènes créant des dangers
3. Recherche de variantes de protection
4. Etude de faisabilité des variantes
5. Analyse coût-utilité des variantes
6. Acceptabilité des variantes (carte des dangers, investissements...)
7. Développement d'une ou plusieurs variantes
8. Projet(s) de détails si nécessaire
9. Mise en œuvre
10. Mise en place d'un programme de contrôle à long terme
11. Adaptation de la carte des dangers si nécessaire

Dans l'idéal, on cherchera des variantes « définitives » ne nécessitant pas ou le moins possible d'entretien. Mais, dans la pratique d'un torrent de montagne, ce genre de solution miracle n'existe pas. Il est donc plus réaliste de parler de la mise en place d'un « système de protection durable ». Ce système devrait inclure :

- un organigramme des responsabilités, avec le cahier des charges de chaque acteur,
- une base de données des ouvrages,
- un programme d'entretien et de renouvellement des ouvrages,
- un plan de contrôle périodique du bassin versant : cours principal, affluents, glissements...,
- et une mise à jour en continu du schéma d'alerte.

7 REFERENCES

7.1 Ouvrages de référence

- Bezzola Gian-Reto Dr. 2003. *Laves torrentielles*. Cycle d'étude postgrade en aménagements hydrauliques - Documents du sous-module 5.2.5. EPFL-LCH.
- Böll Albert. 1997. *Wildbach- und Hangverbau*. Berichte der Eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft.
- Buwal. 1998. *Methoden zur Analyse und Bewertung von Naturgefahren*. Umwelt-Materialien Nr 85. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft.
- Buwal. 1999. *Risikoanalyse bei gravitativen Naturgefahren – Fallbeispiele und Daten*. Umwelt-Materialien Nr 107/II. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft.

- Coussot Philippe. 1996. *Les laves torrentielles - Connaissances à l'usage du praticien*. Cemagref Editions.
- FAN. 2002. *Berücksichtigung von Schutzmassnahmen bei der Gefahrenbeurteilung – Dokumente des Herbstkurses 2002*. Forstliche Arbeitsgruppe Naturgefahren.
- Häberli, Rickenmann, Zimmermann, und Roesli. 1991. *Murgänge*. Mitteilung des Bundesamtes für Wasserwirtschaft, 4.
- Kronfellner-Krauss. 1984. *Extreme Feststofffrachten und Grabenbildung von Wildbächen*. Int. Symp. Interpraevent, Villach, Bd 2.
- Niggli. 1999. *Hochwasserrisiko : Schadenpotential von Fliessgewässern (Diplomarbeit)*. Geographisches Institut der Universität Bern.
- OFEE. 1997. *Prise en compte des dangers dus aux crues dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire – Recommandations*. Office fédéral de l'économie des eaux.
- OFEG. 2001. *Protection contre les crues des cours d'eau – Directives de l'OFEG*. Office fédéral des eaux et de la géologie.

7.2 Documents internes de la Section lacs et cours d'eau

- Archives des projets d'endiguements : projets, plans, correspondance, décomptes...
- Cartographie intégrale des dangers naturels « Niremont-Moléson », rapport technique et annexe, 2002.
- Cartographie intégrale des dangers naturels « Berra-Plasselschlund », rapport technique et annexes, 2002.
- Divers notes et rapports internes.

Prozessorientierte Analyse eines Wildbaches unter Berücksichtigung von Murgängen

Process-oriented analysis of a torrent in special consideration of debris flows

Analyse orientée processus d'un torrent axée sur les laves torrentielles

Andrej Kolenko

Teyssiere & Candolfi AG, Visp, Suisse

KURZFASSUNG: Ziel dieser Studie eines Wildbaches ist es, eine ganzheitliche, interdisziplinäre Analyse aller auftretenden Prozesse in seinem Einzugsgebiet und ihre Verknüpfungen darzustellen. Die Kenntnisse darüber wurden bei Begehungen und Luftbilddauswertungen gewonnen. Besonderes Augenmerk wurde auf die Geologie gelegt, einerseits um die möglichen Murgangsherde, andererseits die verschieden starken Erosionsraten der Gesteine aufzuzeigen. Für hydrologische Aspekte wurde der Fokus auf die beiden Programme HQx_meso_CH und HAKESCH gelegt, um die Abflüsse zu errechnen. Der dritte Schritt beschreibt die möglichen Prozesse (Hochwasser, Schwemmh Holz und Murgänge) die im Emsbach ablaufen können. Die größte Aufmerksamkeit kommt dabei den Murgängen zu. In erster Linie wird die Software Flo-2D benutzt, um die definierten Szenarien zu simulieren, die sowohl für die Ist-Situation als auch die Situation nach der Einrichtung der geplanten Maßnahmen gerechnet wurden.

ABSTRACT: Aim of this study of a torrent is to figure out a holistic, interdisciplinary analysis of all occurring processes in its catchment area and their connection. The proficiency was gained with inspections and the interpretation of aerial photographs. Special attention was given to the geology to figure out, where the possible debris flow source areas are, and to point out the variously strong erosion rates of the rocks. For hydrologic aspects focus was given to the two programs HQx_meso_CH and HAKESCH to calculate the discharges. The third step describes the possible scenarios (flood, driftwood and debris flows) that can take place in the Emsbach. The largest attention is paid to debris flows. First and foremost the software Flo-2D is used to simulate the estimated scenarios which were done for the existing situation and the situation after the establishment of the planned preventive measures.

RESUME: L'objectif de cette étude est d'effectuer une analyse interdisciplinaire des phénomènes qui ont lieu dans le bassin versant du torrent Emsbach et qui sont la cause du danger potentiel lors des événements rares. Les paramètres décisifs ont été relevés lors de visites sur le terrain et à travers des interprétations de photos aériennes. Une attention particulière a été portée à la géologie pour cerner les zones de déclenchement des laves torrentielles et évaluer les potentiels d'érosion des rochers. Pour l'estimation des débits du Emsbach, deux logiciels (HQx_meso_CH et HAKESCH) ont été utilisés. A partir de ces hypothèses, les scénarii possibles pour les crues, les laves torrentielles et les bois flottants ont été déterminés. Les laves torrentielles sont considérées comme décisives pour cette étude. Pour simuler les scénarii retenus, le logiciel Flo-2D a été utilisé. Les calculs ont été effectués pour l'état actuel du cours d'eau et pour la situation après réalisation des mesures proposées.

1 AUSGANGSSITUATION

1.1 Allgemeines und historisches

Die Gemeinde Agarn (Schweiz / VS), die bereits im 13. Jahrhundert urkundlich erwähnt wird, liegt im südlichen Rottental auf 637 m ü. M. Wie die meisten mittelalterlichen Siedlungen wurde sie auf einem Schuttkegel eines Wildbaches errichtet um sich vor den periodischen Überflutungen des Rotten, zu schützen. Der Kegel wurde einerseits durch den hier näher behandelten Emsbach wie auch durch den weiter westlich gelegenen Meretschibach aufgeschüttet.

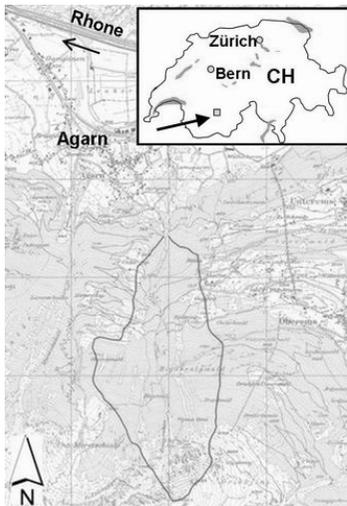


Abbildung 1: Lage des Einzugsgebietes

Die Bedeutung von Agarn (=Schwemmgebiet) ist auch geologisch-geomorphologisch einsichtig. Das Agarner Schwemmgebiet, das nur zu oft vom aufgetragenen Bachschutt gereinigt werden musste und der ganz nahe ans Dorf herankommende Rotten ließen wenig fruchtbares Land für den Ackerbau übrig. Die Korrektur des Rotten brachte dann schließlich eine Verminderung der Gefahr seitens der fast jährlichen Überflutungen. Nichtsdestotrotz ist die Gefahr, welche durch die beiden Bäche droht stets präsent. Laut Augen- und Zeitzeugenberichten kam es, bis zur Errichtung der beiden Geschiebesperren auf dem Kegel des Emsbaches (Koten 740 und 660 m ü.M.) in den Jahren 1956/57, immer wieder zu kleineren bis größeren Übermürungen. Im Jahr 1907 reichte die Übermürung gar bis zur Kapelle im Dorfkern hinab. Dass dieser Bereich schon immer Probleme bereitete, lässt sich auch durch die dort errichteten Trockenmauern beweisen. Diese wurden aus Steinen und Felsblöcken, die der Bach während Hochwasser- und Murgangereignissen mit sich führte errichtet, und wuchsen so stetig an. Diese Schutzbauwerke lassen sich nicht genau datieren, dürften aber schon mehrere Jahrhunderte alt sein.

Im Sommer 1951 wurden durch den Emsbach ebenfalls größere Schäden angerichtet. Der Straßenverkehr wurde unterbrochen und an den anliegenden Kulturen wurden größere Schäden festgestellt. Seit den Verbauungen Mitte der fünfziger Jahre sind bis zum Jahr 2000 keine größeren Schadensereignisse im Ort selbst mehr aufgetreten. Allerdings zeigten kleinere Ausbrüche im Bereich der Wasserfassung am Kegelhals auf Kote 800 m ü.M. und die Tatsache, dass der obere Geschiebesammler alle 2-3 Jahre entleert werden muss, dass die Gefahr noch nicht vollständig gebannt ist.

Am 15. Oktober 2000 führte die außerordentliche Großwetterlage im gesamten Wallis, im Tessin und im angrenzenden Italien zu katastrophalen Überschwemmungen. Auch im Emsbach konnten Schäden beobachtet werden, so an der Furt bei Kote 1240 m ü.M. Dort wurden rund 200m³ Geschiebe abgelagert, im Kegelbereich wurde das obere Geschieberückhaltebecken vollständig gefüllt (rund 2'500 m³). Im Bereich der Kote 700 m ü.M. des Bachlaufes wurde eine Brücke beschädigt. Unterhalb dieser hat sich der Bach auf rund 100 m Länge ein neues Bachbett geschaffen.

2 CHARAKTERISTIKA DES EINZUGSGEBIETES

Das Erarbeiten von Gefahrenkarten beginnt mit der Erfassung und Dokumentation von Spuren früherer Ereignisse. Daraus entsteht dann eine Karte der Phänomene.

Die Erhebung der Daten erfolgte durch ausführliche Begehungen und durch die Auswertung verschiedener Luftbilder. Dies war vor allem wegen der teilweise extrem exponierten Lagen

erforderlich, andererseits aber auch um einen generelleren Überblick zu bekommen. Das Einzugsgebiet weist eine N-S - Orientierung auf und entwässert bis zum Kegelhals eine Fläche von etwa 2.2 km², wovon fast drei Viertel bewaldet sind.

Zwei Gerinne entspringen unterhalb des Schuttkörpers des Emshorns. Es sind dies der westliche Blattbach und der östliche Emsgraben, welche sich in der Folge zum Emsbach vereinen und der auf einer Höhe von rund 800 m ü.M. den Schuttkegel erreicht. Weiter östlich ist noch ein drittes, allerdings nur periodisch auftretendes Gerinne zu beobachten. Es entspringt nach stärkeren Regenfällen aus einem dort liegenden temporären Quellhorizont und ist weiter unten als Sattelgrabu bekannt, der ebenfalls in den Emsbach mündet. Die Gesamtlänge aller Gerinne im Einzugsgebiet beträgt in etwa 4.7 km, wobei 1.2 km auf den nur periodisch auftretenden Sattelgrabu entfallen. Verschiedene Phänomene konnten bei den Begehungen und Luftbildauswertungen kartiert werden, wie Stein- und Blockschlag: Vor allem im obersten, felsigen Bereich sind aktive Ausbrüche von Blöcken und Steinen erkennbar. Unterhalb des Emshorns haben sich große Schutthalden gebildet, welche auch als Auslöser für Murgänge angesehen werden können. Offene kanalisierte Sturzbahnen folgen allen Gerinnen und sind im Winter auch als Lawenbringer aktiv.

Weiters sind Rutschungen und Sackungen zu beobachten: Hangkriechen fand sich im Einzugsgebiet vor allem im obersten Bereich des Blattbaches und im mittleren Bereich des Emsgrabens. Der dort vorherrschende Säbelwuchs der Bäume lässt auf eine flachgründige langsame Bewegung im Dezimeterbereich pro Jahr schließen. Eine deutliche Abgrenzung dieses Bereichs konnte nicht gemacht werden. Mittelgründige Rutschungen mit schnellen Phasen fanden sich ebenfalls im Blattbach. Eine Hangmure auf Kote 1'200 m ü.M. dürfte der Auslöser des Murganges des Ereignisses vom Jahr 2000 gewesen sein. Drei kleinere Sackungen (Rutschung in Festgesteinen) konnten unterhalb des Emshorns auf etwa 2'500 m ü.M. beobachtet werden.

Hydrologische Phänomene sind im Ursprung des Blattbaches ein deutlich ausgeprägter Quellhorizont und eine sich weiter erstreckende Vernässungszone. Sogenannte Nässezeigerpflanzen lassen darauf schließen, dass es sich um ein ständiges Phänomen handelt. Phänomene die von Murgängen und Hochwässern herrühren sind in allen drei Gerinnen in Form von Levees verschiedenster Alter zu finden. Eine genaue zeitliche Zuordnung der Ereignisse erwies sich aber als zu schwierig, einerseits wegen der aufwendigen Methodik solcher Datierungen, andererseits sind alle drei Gerinne räumlich relativ beengt, was ein „schlängeln“ der Murgänge in diesen Kanälen zur Folge hat und ältere Ereignisse immer wieder teilweise von jüngeren überlagert werden. Sehr deutlich zu sehen war im Blattbach der Murgang des Jahres 2000. In sämtlichen Gerinnen sind auch Erosionsspuren zu sehen. Diese reichen von schwacher bis starker Tiefenerosion hin zu aktiver Seitenerosion sowohl im Lockermaterial wie auch im Festgestein.

3 GEOLOGIE UND EROSION

3.1 *Geologie im Einzugsgebiet*

Die Geologie im Einzugsgebiet besteht aus dem Kristallin der tektonischen Einheit der Bernhard-Decke, wie dies für das gesamte südlich der Rhone gelegene Wallis zwischen Simplan und Großem St. Bernhard der Fall ist. Es zeigt sich hier der für die frontale Partie dieser Einheit typische Schuppenbau aus übereinander geschobenen, in einander verkeilteten Gesteinspaketen. Vor allem im unteren Bereich sind teilweise noch die mesozoischen Sedimente, welche die Bernhard-Decke überlagerten, erhalten (Flysch, Gips, Kalk und Marmor). Diese sehr stark erosionsfreudigen Gesteine spielen aber für die Entstehung von Geschiebe- und Murgangsmaterial keine Rolle, da sie sich bereits am Kegelhals befinden.

Im oberen Bereich treten vor allem Gneise und metamorphe Granite (Augengneis) verstärkt auf, welche zu den älteren Casannaschiefern gezählt werden. Auch Quarzit, welcher zu den jüngeren Casannaschiefern gehört konnte beobachtet werden. Alle diese Gesteine sind schwach metamorph und mehr oder weniger leicht verwitterungsanfällig. Am stärksten erodierbar ist der Quarzit, welcher sich aber nur in einem dünnen Band mit einer Mächtigkeit von etwa 50 m auf einer Seehöhe von 2'000 m ü.M. befindet. Dieses Gestein kann nur durch Transport durch den

Emsgraben und Blattbach angeliefert werden. Der Serizit-Quarzit, eine ebenfalls leichter erodierbares Gestein, besitzt eine Mächtigkeit von etwa 200m (1'800-2'000 m ü.M.) und kann von allen drei Gerinnen angeliefert werden. Tektonisch darüber gelagert sind die Gesteine Augengneis und Chlorit-Gneis zu finden, welche im Vergleich zum Quarzit schlechter verwittern. Auch diese können durch alle Gerinne transportiert werden. Der Albit-Gneis und das Permokarbon befinden sich dann wieder unterhalb des Serizit-Quarzit und Quarzit-Bandes. Der Albit-Gneis weist eine Mächtigkeit von rund 500 m auf, das Permokarbon von etwa 350 m. Im tektonisch darunter gelegenen Teil wechseln sich die metamorphen mit den sedimentären Gesteinen in einer raschen Wechselfolge ab.

3.2 Erosion

Es wurde nun versucht, die prozentuelle Häufigkeit der im Schwemmkegel angetroffenen Gesteinsbruchstücke mit der prozentuellen Verteilung des anstehenden Gesteins zu vergleichen. Dabei wurden aber nur die Familien der Gneise von denen der Quarzite unterschieden, da eine detailliertere Unterscheidung anhand der Handstücke alleine schwer möglich ist. Es wurde dabei so vorgegangen, dass wahllos verschiedene Gesteinsbruchstücke der unterschiedlichsten Größen aus den Geschiebesammlern entnommen wurden und dann makroskopisch eine Unterscheidung zwischen Quarzit und Gneis getroffen wurde. Im Gesamten waren dies über 300 Steine.

Die Resultate dieser Untersuchungen ließen allerdings keinerlei Rückschlüsse darauf zu, welche der Gesteinsfamilien nun mehr zu Murgängen oder Geschiebetransport beigetragen haben. Die prozentuelle Häufigkeit von Gneis zu Quarzit (71 % : 29 %) im oberen Bereich des anstehenden Felses ist nahezu identisch mit der prozentuellen Verteilung in den beiden Geschiebesammlern (73 % Gneise : 27 % Quarzite). Der Quarzit ist sogar noch etwas seltener anzutreffen, als Gneise.

Dies mag die Ursache darin haben, dass sich der Quarzit wie ein Band zwischen 2 Gneiszonen befindet, und daher nur soviel Material erodieren kann, wie dies sein „Dach“ und sein „Boden“ zulassen. Dass er dabei prozentuell sogar hinter die Gneise zurücktritt mag innerhalb der statistischen Wahrscheinlichkeit liegen, kann aber seine Ursache auch darin haben, dass eben dieses Material leichter verwittert, somit schneller und kleiner zerlegt wird und daher eher ausgespült wird, als der etwas schwerer erodierbare Gneis dies tut.

Die Bodenbedeckung beinhaltet flachgründige Böden, wie sie oft in alpinen Berglandschaften vorkommen. Im südwestlichen Teil des Einzugsgebietes im Bereich des Brandwaldes finden sich Moränenablagerungen welche, wie ein Grossteil der oberflächennahen schieferigen Gesteinsschichten und den häufig auftretenden Zwischenablagerungen, relativ leicht erodierbar sind. Im gesamten Einzugsgebiet sind etwa 70'000m³ (re)mobilisierbares Material gespeichert, wie Begehungen und Luftaufnahmen ergaben

4 HYDROLOGIE

In der Vergangenheit wurden zahlreiche Verfahren zur Bestimmung von Hochwasserabflüssen entwickelt. Die Erfahrung hat nun gezeigt, dass kaum ein Verfahren in der Lage ist unter allen Umständen zuverlässige Resultate zu erzielen. Je nach Eigenschaften und Charakteristik eines Gebiets eignet sich das eine oder das andere Verfahren mehr oder weniger. Die besten Bemessungsgrundlagen werden deshalb oft durch eine Kombination verschiedener Ansätze erreicht. Entsprechend diesen Vorschlägen wurden im Auftrag des Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG) Softwareprogramme entwickelt die der Abschätzung der Dimensionierungswassermengen in kleinen und mittleren Einzugsgebieten dienen. Es sind dies die Programme HQX_meso_CH (BWG, 2003) und HAKESCH (Vogt; BWG, 2003).

4.1 Das Programm HQx_meso_CH

Ins Programm HQx_meso_CH (HQx: Hochwasser mit beliebiger Wiederkehrperiode; meso: mesoskalige Einzugsgebiete; CH: schweizerische Einzugsgebiete) wurden verschiedene Methoden integriert.

Das Programm dient der Abschätzung von Hochwasserspitzenabflüssen in mittelgroßen (10 bis ca. 500 km²) Einzugsgebieten der Schweiz. Sämtliche Eingabeparameter und das ausführbare Programm befinden sich auf einer CD-ROM.

HQ_{x_meso_CH} ermittelt die Parameter für das zu berechnende Einzugsgebiet aus den vorhandenen Datensätzen und führt die Berechnungen automatisch durch.

Wenn die Resultate aller Modelle vorliegen, kann mit der Interpretation der Ergebnisse begonnen werden.

Da es sich um eine Software zur Berechnung von Spitzenabflüssen in mittelskaligen schweizerischen Einzugsgebieten handelt, liefert es erst ab einer Grösse von etwa 10 km² wirklich brauchbare Resultate. Für einen ersten Überblick eignet es sich aber auf Grund der kurzen Rechendauer sehr gut. Die grosse Streuung, die sich im Fall der Berechnungen für den Emsbach ergab, liess keine schlüssigen Interpretationen zu.

4.2 Das Programm HAKESCH

Da die Hydrologie kleiner Einzugsgebiete durch die kleinräumige Variabilität der Gebieteigenschaften geprägt ist, eignet sich für den Emsbach dieses Programm eindeutig besser. Die hohe Variabilität der Gebieteigenschaften kommt in Kartenwerken normalerweise nicht zum Ausdruck, da der Maßstab bzw. die Generalisierung dafür zu groß ist.

Eine Begehung des Einzugsgebietes ist für die definitive Festlegung der Parameter absolut notwendig. Sie dient dazu, die genaue räumliche Verteilung der Parameter zu bestimmen und die Hypothese zu verifizieren und zu ergänzen.

Nachdem die Parameter aus Kartenwerken und im Feld erhoben worden sind, kann der

Hochwasserabfluss mit verschiedenen Berechnungsverfahren abgeschätzt werden. Keines ist für die alleinige Verwendung zu empfehlen. Es wird ein Vorschlag präsentiert, bei welchem der Hochwasserabfluss aus diesem Set von insgesamt fünf Verfahren bestimmt wird.

Die Berechnungen basieren auf den Niederschlagsdaten des Hydrologischen Atlas der Schweiz (HADES), Blatt 2.42 sowie ausgedehnten Felduntersuchungen und anschliessender Interpretation der aufgenommenen Daten mit Hilfe eines GIS-Programms.

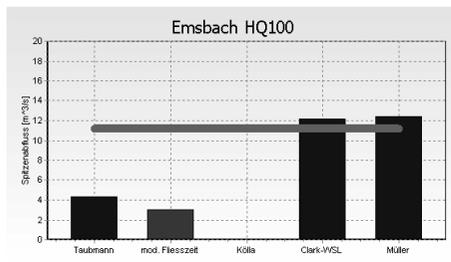


Abbildung 2: Vorschlag für HQ100 nach HAKESCH

5 MÖGLICHE SZENARIEN

Aufgrund der Zustandsaufnahmen im Einzugsgebiet unter Einbezug der bisherigen bekannten Ereignisse wurden die Szenarien für Hochwasser, Schwemmh Holz und Feststofftransport definiert.

5.1 Hochwasser

Da ein Reinwasserabfluss ohne Geschiebetrieb bei Hochwasserereignissen im oberen Abschnitt als unmöglich erscheint wurde eine hydraulische Modellierung zur Überprüfung der Abflusskapazität der Schale nur für den untersten Gerinneabschnitt durchgeführt, die zum Ergebnis geführt hat, dass für einen Abfluss von 9 m³/s (entsprechend dem HQ100) in der Schale mit einem durchschnittlichen Gefälle von 2% (unterster Bereich) und einem k-Wert nach Strickler von 90 m^{1/2}/s sich im Normalprofil eine Wassertiefe von 1 m und eine Fließgeschwindigkeit von rund 7 m/s ergeben, das bedeutet stabil schiessenden Abfluss mit

einer Froude-Zahl von 1.4. Bei einem Querschnitt von 0.83 m unter der Dorfstrassenbrücke ist der Reinwasserabfluss in der Schale somit nicht gewährleistet.

5.2 Schwemmholz

72% des Einzugsgebietes des Emsbaches sind bewaldet, wobei die Gesamtlänge aller Gerinne im Einzugsgebiet, das sind in etwa 4.6 km, bewaldetes Gebiet durchfließen.

Wie sich gezeigt hat, befindet sich an bestimmten Stellen sehr viel Altholz, welches von vergangenen Hochwasserereignissen herrührt, direkt im Gerinne. Auch kommt es durch die häufig vorherrschenden instabilen Hanglagen immer wieder zum Umstürzen von Bäumen in das Gerinne. Dieser Prozess erhöht sich bei starken Niederschlägen und Hochwassern noch bedeutend, da es entlang des gesamten bewaldeten Gerinnes immer wieder zu Rutschungen und Hangfußerosion und somit vermehrten Baumstürzen kommen kann. Zur Berechnung des Schwemmholzpotentials können nach Rickenmann (1997) verschiedene Ansätze zu Hilfe gezogen werden.

Berechnung des Schwemmholzpotentials						
Berechnung nach			Einheit	Formel	Potential [m ³]	Konstante
Größe des Einzugsgebietes	EG=	2.3	km ²	H=A*EG ^{2/3}	76	A = 45
Feststofffracht (F) Wahrscheinlichkeit				H=0.02*F		
	häufig; F=	5'000	m ³		100	
	möglich; F=	20'000	m ³		400	
	selten; F=	40'000	m ³		800	
Länge des bewaldeten Gerinnes	L _w =	4.6	km	H=E*(L _w) ²	846	E = 40
Größe der bewaldeten Fläche	F _w =	1.54	km ²	H=D*F _w	138	D = 90

Tabelle 1: Berechnung des Schwemmholzpotentials mit verschiedenen Formeln

Der Wert der sich aus der Berechnung nach der Länge des bewaldeten Gerinnes ergibt ist eindeutig als zu hoch anzusehen, da in den obersten Bereichen die Abflussmengen nicht ausreichend sind Schwemmholz zu transportieren. Auch die 800 m³, welche bei einem seltenen Ereignis kalkuliert werden, sind zu hoch, da etwa 50% des Geschiebematerials aus den Schutthalde des Emsborns mobilisiert wird. Realistische Werte dürften sich zwischen 100 und 400 m³ bewegen.

Dadurch ist eine erhebliche Verklauungsgefahr, vor allem in den vielen Engstellen und bei der Wasserfassung gegeben. Maßnahmen, dies zu vermindern werden weiter unten erläutert.

5.3 Murgänge

5.3.1 Allgemeines über Murgänge

Massenbewegungen werden nach der Geschwindigkeit und nach der Art der Bewegung unterteilt. Entscheidend ist demnach, ob das Material gleitet, stürzt oder fließt. Eine Abgrenzung zwischen den verschiedenen Formen ist oft schwierig, da die Übergänge fließend sind. Murgänge sind instationäre Zweiphasenströmungen, deren Erscheinungsbild und Fließcharakteristika von der Materialzusammensetzung und von der Feststoffkonzentration maßgebend beeinflusst sind. Entsprechend ihrer Zusammensetzung werden viskose und granulare Murgangtypen unterschieden.

Die Maximalabflüsse von Murgängen übertreffen jene von Reinwasser für Einzugsgebiete gleicher Größe bei Weitem. Bei Murgängen sind die Feststoffe mehr oder weniger homogen

über die Abflusstiefe verteilt. Im Unterschied zu Wasser haben Murgänge eine Grenzscherspannung, die überschritten werden muss, damit sie überhaupt in Bewegung kommen. Die Grenzscherspannung ist dann wiederum dafür verantwortlich, dass Murgänge bei Übergängen vom steilen ins flache Gelände abrupt zum Stillstand kommen.

Der Murgang an sich unterscheidet sich durch drei verschiedene Zonen. Es sind dies:

- der Murkopf: er ist gekennzeichnet durch seine Abflusstiefen und einen sehr niedrigen Wassergehalt, manchmal kann man eine beinahe trockene Murfront beobachten da sich an der Front die größten Blöcke sammeln.
- Der Murkörper enthält größere Anteile an Wasser und kleineren Steinen, wobei man diesem Teil des Murganges oft auch laminares Fließverhalten zuschreibt.
- Im Murschwanz sinkt die Feststoffkonzentration weiter ab. Die größten Partikel konzentrieren sich in Sohlennähe und der Murgang geht oft in einen hyperkonzentrierten Abfluss über.

In der Natur sind die Entstehungsbedingungen von Murgängen sehr komplex. Dies hat einen engen Zusammenhang mit dem Bodenaufbau, der eine räumlich sehr wechselhafte Struktur aufweist. Um die Ursachen für die Auslösung von Murgängen zu beleuchten, werden verschiedene Ansätze aus der Bodenmechanik bzw. Fluidmechanik verwendet. Beispielsweise erklärt man eine Murgangentstehung aufgrund einer Hangrutschung damit, dass bei Auftreten von intensiven Regenfällen das spezifische Gewicht des Bodens ansteigt und die effektiven Spannungen aufgrund der Erhöhung des Porenwasserdruckes absinken (Chen, R.H., 2000), wodurch schließlich die Stabilität nicht mehr gegeben ist.

5.3.2 Erscheinungsbild, Entstehung und Dynamik von Muren im Emsbach

Eine Mure oder besser ein Murgangereignis im Emsbach kann grob in die folgenden drei Teile gegliedert werden:

- In das „Einzugsgebiet“ mit, steilen Schutthalden unterhalb des Emshorns, flächenhaftem Abtrag, großem Gefälle und verzweigten Abflussbahnen. Dort lagern große Mengen an mobilisierbarem Material, das in extremsten Fällen bis zu 40'000 m³ und mehr betragen könnte. Eine gleichzeitige Mobilisierung sämtlichen Schuttes ist aber sehr unwahrscheinlich. Für ein Extremereignis scheinen Frachten von bis zu 20'000 m³ als möglich.
- Das Abflussgebiet (Murkanal) mit linearen Abflussbahnen zumeist durch die Waldzone mit teilweiser Tiefenerosion, gekritztem Untergrund und Murwällen (Levees) an den Flanken des Murkanals. Es wurden alle Gerinneabschnitte, welche begehbar waren untersucht um eine Abschätzung auf das Geschiebepotential in Kubikmetern pro Laufmeter Sohle zu erhalten. Für die nicht zugänglichen Stellen musste eine interpolierende Abschätzung getroffen werden. Untersucht wurden hierzu der Blattbach und der Emsgraben. Im gesamten sind hier etwa 13'000 m³ zu mobilisieren. In dieser Zone kann es zum zusätzlichen Eintrag von Geschiebe aus den Böschungen und Hängen kommen, welches nur grob abgeschätzt werden kann. Das Potential kann im schlimmsten Fall, wenn größere Waldteile ins Rutschen geraten bis zu 30'000m³ betragen. Realistische Werte allerdings dürften sich in der Größenordnung zwischen 2'000 und 8'000 m³, je nach Wahrscheinlichkeit, bewegen.
- Und das Ablagerungsgebiet: Durch das Abflachen des Reliefs und das Ausfließen des Wassers im Kegelbereich mit einer Neigung von < 7.5° kam und kommt das Material unsortiert zur Ablagerung, was eine wellige, unruhige Oberfläche des Geländes zur Folge hat.

6 SIMULATIONEN MIT FLO-2D

Um konkrete Schutzmassnahmen zu planen und ihre Effektivität zu zeigen kam das Programm Flo-2d zur Anwendung. Dies ist ein rasterbasiertes, zweidimensionales Modell zur physikalischen Simulation von Reinwasserabflüssen, hyperkonzentrierten Abflüssen sowie viskosen und granularen Murgängen. Bei den durchgeführten Simulationen führte das

Programm die Abflussberechnung mit der Methode der finiten Differenzen für einen gegebenen Hydrographen auf Basis einer dynamischen Welle zweidimensional über die Oberfläche durch. Als Eingabe-Parameter wurden die Topographie des Untersuchungsgebietes aus einem digitalen Geländemodell, Informationen über Rauigkeit von Gerinne und Gelände, weiters Daten bezüglich der Ganglinie (Hydrograph) sowie die Sedimentkonzentrationen und schließlich die hydraulischen Flussparameter und rheologischen Eigenschaften eingegeben.

Die topographischen Daten (DGM) wurden in das Pre-Process – Programm GDS (Grid Developer System) importiert und dort in Gridelemente mit Maschenweiten von 50 m umgeformt. Entscheidendste Faktoren sind wohl die Viskosität und Grenzscherspannung eines Murganges. Daher wurde mit 2 verschiedenen Konzentrationen simuliert.

Da keine gesicherten Werte über die Grenzscherubspannung und Viskosität vorlagen, wurden Werte getestet die bei vergleichbaren Ereignissen verwendet wurden, vor allem aber trugen die Arbeit von Schatzmann et al. (2003) dazu bei, vernünftige Werte für die Grenzscherubspannung und die Viskosität zu erhalten. Vor allem der Viskositätsparameter $\mu_{B, flo-2d}$ übt einen großen Einfluss auf die abflussrelevanten Parameter Abflusstiefe und Abflussgeschwindigkeit zur Zeit des Spitzenabflusses Q_{max} , aber auch auf die Ablagerungshöhen und die Form der Ausbreitung des Murganges bei. Dieser Einfluss ist mindestens genauso bedeutsam wie jener der Grenzscherubspannung τ_c oder des maximalen Abflusses Q_{max} .

Die endgültige Eichung wurde auf die auf Zeugenaussagen basierenden historischen Übermürungen zurückgeführt.

Jedes Szenario wurde jeweils einmal als eher flüssiger und einmal als zähflüssiger Murgang simuliert.

Für die Ereignisgröße M (Murenfracht) kann auf Grund der Steilheit des Geländes nur die Formel von Zeller (zitiert in Rickenmann, 1995) angewandt werden:

$$M = (17'000 \dots 27'000) \cdot EG^{0.78} \quad EG = \text{Fläche des Einzugsgebietes in km}^2$$

Mit dieser Formel ergeben sich für den Emsbach Werte zwischen 32'000 und 52'000 m³. Alle diese Formeln sind aber mit Vorsicht zu genießen, Abschätzungen auf Grund von Begehungen haben sich als deutlich genauere Vorhersagemethoden erwiesen. Das geschätzte Potential für ein seltenes Ereignis bei den Feldbegehungen lag bei etwa 40'000 m³. Die Tabelle 4 zeigt Abschätzungen des Murgangsvolumens nach der Wahrscheinlichkeit sowie die mögliche Maximalfracht.

Die Kenntnis des Maximalabflusses und der daraus resultierenden Abflussgeschwindigkeit sind äußerst wichtig für die Berechnung der Kapazitäten von kritischen Querprofilen und Durchlässen. Bezzola (2000) zitiert dazu die Formel:

$$Q_{max} = 0.1M^{5/6}$$

Rickenmann (1995) hingegen formuliert die Beziehung zwischen dem Maximalabfluss des Wasser-Feststoff-Gemisches und der Murenfracht so:

$$Q_{max} = 0.135M^{0.78}$$

Die beiden Formeln ergeben für die gewählten Szenarien also die folgenden theoretischen Maximalabflüsse:

Szenario	Wahrscheinlichkeit	Ereignisgröße [m ³]	Q _{max} [m ³ /s] (Bezzola)	Q _{max} [m ³ /s] (Rickenmann)
1	häufig	5'000	120	103
2	möglich	20'000	383	305
Einzelner Schub		10'000	215	178
3	selten	40'000	683	524

Tabelle 2: Murgangsszenarien und Maximalabflüsse.

Da Murgänge in den Alpen aber wie schon erwähnt meist ein mehrphasiges Ereignis darstellen, sind auch diese Werte mit Vorsicht zu genießen. Vor allem bei einem Extremereignis wird sich niemals die gesamte Fracht auf einmal entladen, sondern es kommt zu dem bekannten Pulsieren in mehreren Murschüben. Dieser Effekt beruht auf Stauungen durch Verkläunungen und Hangrutschungen in das Gerinne. Darum wurden bei den Simulationen sowohl die Gesamfracht, wie auch einzelne Schübe mit Kubaturen von 5'000 – 10'000 m³ berechnet. Auch die Verkläunung von Engstellen spielt eine, wenn nicht die wichtigste Rolle. Da die Software für eine solche Problematik nicht ausgelegt ist, wurde die Verkläunung, wie auch die zu kleinen Gerinnequerschnitte dadurch simuliert, dass einzelne Grid-Elemente in denen das Gerinne verläuft einfach angehoben wurden.

Resultate der Simulationen und mögliche Massnahmen

Um das Schutzdefizit aufzuzeigen wurden flüssige und zähflüssige Murgänge für alle drei Szenarien gerechnet. Die folgenden Abbildungen zeigen als Beispiel die Ablagerungsbilder eines möglichen Ereignisses (Szenario 2) in der bestehenden Situation.

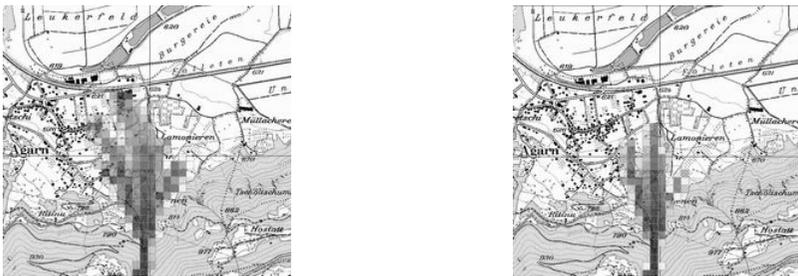


Abbildung 3: Simulation eines flüssigen (links) und zähflüssigen Murgangs (rechts) des Szenario 2 (20'000m³). Die minimalen Ablagerungshöhen betragen 0.1m (hell), die maximalen sind 1m für den flüssigen und 3.5 m für den zähflüssigen Murgang (jeweils dunkel)

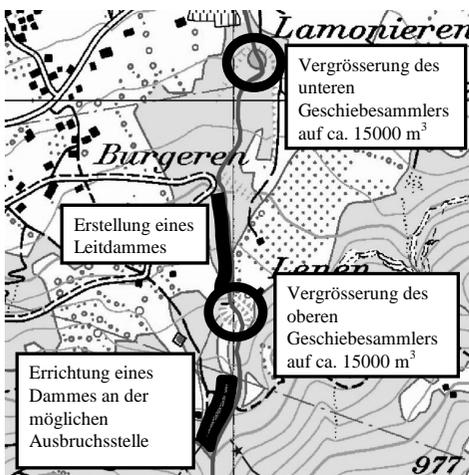


Abbildung 4: mögliche Schutzmassnahmen

Wie die Simulationen gezeigt haben, kommt es vor allem im Bereich der Wasserfassung auf 800 m ü.M. zu linksseitigen Ausuferungen. Dies ist auf die dortige Gefällsreduktion und Gerinneverengung zurückzuführen. Dort besteht auch eine sehr große Gefahr der Verkläunung, auch dieser Aspekt wurde bei den Simulationen berücksichtigt. Weiters kann es auch zu einem Ausbruch durch Auffandungen zwischen der Wasserfassung und dem oberen Geschiebesammler kommen. Dieses Verhalten zeigten bei den Simulationen vor allem die zähflüssigen Ereignisse. Für diese beiden Probleme könnte eine Erhöhung und Verlängerung des bestehenden Dammes dem Problem Abhilfe schaffen.

Wird der obere Geschiebesammler vollständig gefüllt, was einer häufigen

bis möglichen Ereignisgrößen entspräche, kann es sowohl zu links- wie auch rechtsseitigen Ausbrüchen zwischen dem oberen und unteren Geschiebesammler kommen. Auch in diesem Bereich würde sich die Errichtung eines Leitdammes positiv auswirken.

Die Geschiebesammler wurden in der Simulation auch berücksichtigt, indem die Grid-Elemente, welche ja eine Ausdehnung von 50 x 50 m besitzen um eine gewisse Tiefe abgesenkt wurden und so der Raum für das Fassungsvermögen der beiden Geschiebesammler geschaffen wurde. Beide Geschiebesammler könnten auf eine Kapazität von je maximal 15'000 m³ vergrößert werden.

Um zu zeigen, dass die Maßnahmen auch die gewünschte Wirkung erzielen wurde Szenario 2 auch unter Einbezug dieser simuliert.

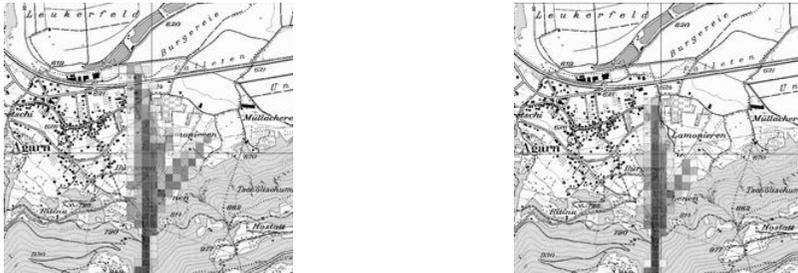


Abbildung 5: Simulation eines flüssigen (links) und zähflüssigen Murgangs (rechts) des Szenario 2 (20'000m³) unter Einbezug der geplanten Massnahmen. Die minimalen Ablagerungshöhen betragen 0.1m (hell), die maximalen sind 1m für den flüssigen und 3.5 m für den zähflüssigen Murgang (jeweils dunkel)

7 SCHLUSSFOLGERUNG

Das Einzugsgebiet eines Wildbaches stellt ein komplexes, untrennbar miteinander verbundenes, natürliches System dar, das sich aus den verschiedensten Gebieten der Wissenschaft zusammensetzt.

Die Geologie beschreibt nicht nur die exo- und endogenen geologischen Kräfte sondern ist quasi auch das Grundgerüst eines Einzugsgebietes. Sie lieferte neben der generellen Information bezüglich des Baus und der Umwandlung der Alpen auch Angaben betreffend der Erosionsfähigkeit der verschiedenen Gesteine und dem daraus resultierenden Geschiebepotential. Die Hydrologie, ihrerseits verknüpft mit Meteorologie und Klimatologie, mit den Niederschlags- Abflussberechnungen, dem Abschätzen der Maximalabflüsse, und Daten bezüglich der Geschiebefracht bei Hochwasserereignissen.

Eine eigene Wissenschaft über Murgänge gibt es (noch) nicht. Sie ist Teilgebiet der oben erwähnten Wissenschaften und zeigt somit deutlich auf, wie wichtig eine fächerübergreifende Analyse in Wildbacheinzugsgebieten ist.

Die Botanik, eine Teilgebiet der Biologie, war nicht nur im Bereich der Schwemmh Holzproblematik von Relevanz, sondern auch bei der Erstellung der Karte der Phänomene und als Datenlieferant für das Programm HAKESCH, indem sie die Stellen mit starker Durchfeuchtung mit ihrem typischen Bewuchs aufzeigte. Ferner ließen sich mit ihrer Hilfe grobe Altersabschätzungen machen.

Logischerweise kommen alle oben erwähnten Fachbereiche nicht ohne die Grundwissenschaften Mathematik, Physik und Chemie aus.

Vor allem in kleineren Einzugsgebieten ist es notwendig sich mit all diesen Disziplinen zu beschäftigen und sie anzuwenden. Hätte man diese Arbeit beispielsweise ohne den Aspekt der Schwemmh Holzproblematik zu berücksichtigen durchgeführt, wären die Schadensbilder deutlich anders ausgefallen.

Literaturverzeichnis

- Bezzola, G.R. (2000): „*Debris flows*“, Vorlesung am Nachdiplomstudium für hydraulische Anlagen, École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL)
- Chen, R.H., Yang, S.C. (2000): „*Study on debris-flow triggered by pore water pressure*“, Debris-Flow Hazards mitigation: mechanics, prediction, and assessment, Wieczorek & Naeser, Balkema, Rotterdam, S 61 – 65
- O'Brien, J. (2000): „*FLO-2D. Reference and User Manual*“
- Rickenmann, D. (1995): „*Beurteilung von Murgängen*“, Schweizer Ingenieur und Architekt 48/1995, S. 1104 – 1108
- Rickenmann, D. (1997): „*Schwemmholz und Hochwasser*“, Wasser, Energie, Luft 9/10, S. 115 – 119
- Schatzmann, M., Bezzola, G. R., Minor, H.-E., and Fischer, P. (2003) "The ball measuring system - a new method to determine debris-flow rheology?" Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, Davos, S. 387-398.
- Berichte des BWG, Serie Wasser – Rapports de l'OFEG, Série Eaux – Rapporti dell'UFAEG, Serie Aque Nr. 4 – Bern (2003) „*Hochwasserabschätzung in schweizerischen Einzugsgebieten*“ Praxishilfe
- Vogt, S. BWG (2003) Onlinehilfe HAKESCH Version 1.0.2

Optimal use of the hydropower potential of the upper catchment area of Tablachaca River in Peru

Under special consideration of the environment

Utilisation optimale du potentiel hydroélectrique du bassin supérieur de la rivière Tablachaca au Pérou

Avec attention spéciale sur l'environnement.

Rubén A. Madueño Luján

Elektrokraft del Peru S.A., Lima, Perú

ABSTRACT: The optimal use of the catchment area of one river for hydro power generation in a market economy depends, not only on the natural potential and the geographical and hydrological conditions but also on the existing electrical market and the technical, economical, social, financial and environmental aspects. The geography of the upper catchment area of Tablachaca River located between the departments La Libertad and Ancash in the northwest of Peru, is characterized by strong slope; with high waterfalls, extreme variation of discharges, the presence of high mountains, the permanent snow and the lakes in the highest levels. But from the socioeconomical point of view, there are intensive mining activities with high consumption of thermal energy, the agricultural and cattle activity are weak, the population lives in poor conditions because of the absence of alternative activities rather than the mining, in spite of the interconnected electrical grid isn't far from the area under study. Also the type of electrical market in Peru is free competition, which allows considering the long term tariffs of energy to guarantee the profit of all investment. The main purposes of this study is: firstly optimizing the hydropower potential of the upper catchment area, taking into account the mentioned boundary conditions; secondly making attractive for investors; thirdly improving the regional economy, the environmental situation such as reduction of CO₂ and the social level such as creating the new job opportunities.

RESUME: L'utilisation optimale du bassin versant d'un fleuve pour la production d'électricité hydraulique dans une économie de marché dépend, non seulement du potentiel naturel, des conditions géographiques et hydrologiques mais également du marché électrique existant et des aspects techniques, économiques, sociaux, financiers et environnementaux. La géographie du bassin versant supérieur du « Tablachaca » situé entre les départements de La Libertad et Ancash au le nord-ouest du Pérou, est caractérisée par : la pente forte avec de hautes chutes d'eau jusqu'à 1250 m, la variation extrême des débits, la présence de hautes montagnes, la neige permanente et les lacs aux niveaux les plus élevés. Mais du point de vue socio-économique, la région est caractérisé par des activités d'extraction minière intensives avec la haute consommation de l'énergie thermique. Par ailleurs l'agriculture et l'élevage ne sont pas très développés. Ce qui entraîne un niveau de vie très faible des populations. En l'absence d'activités lucratives autre que l'exploitation minière, le taux de chômage est élevé. En raison de la libéralisation du marché électrique au Pérou pendant les années 90, le prix de l'électricité peut être assumé pour une longue durée; en conséquence on peut garantir le bénéfice pour tout investissement. Les buts principaux de cette étude sont d'abord d'optimiser le potentiel hydroélectrique de basin versant supérieur de la rivière Tablachaca, en tenant compte des conditions de frontière mentionnés, et en suite du attirer les investisseurs étrangers, améliorer l'économie régionale, réduire la pollution d'environnement telle que la réduction de CO₂ et créer nouveaux places de travail.

1 INTRODUCTION

The optimization of the hydro power potential of the upper catchment area of Tablachaca River is influenced by several boundary conditions. Main criteria to apply concern following aspects:

- *Peruvian electricity market*: The electricity generation is under free competition conditions.
- *Price of electricity*: The cost of energy are defined according to the marginal cost, operation of the network and the cost of the last unit under operation. The cost of power is determined according to the minimum investment cost; which normally is the cost of a gas turbine.
- *Legal frame work*: The Law of Electrical Concessions, and several rules about commercialization, transmission warranties a regime of free prices for those supplies under competition conditions (industry), and a regime of regulated prices for home and commercial consumers.
- *Operation type*: After technical economical calculation it will be identified with which operation type the maximal economical benefit is obtained, run off river or by peak power plant with reservoir. Power and electricity prices during peak and off peak hours and the electricity price during wet and dry seasons are determining factors for this selection.
- *Type and size of the Hydro Power Plants*: it is linked closely to the type of operation, topographical conditions and on discharges during normal operation and flood.
- *Environmental conditions*: The several impacts have been identified and analyzed, but specially one aspect is very important in this region and should be remarked in this study. Several times since beginning of 20th Century the region has suffered the “fever” of gold, tungsten, coal and other minerals, but almost nothing remained for the population, what can be recognized after visiting this area. Therefore we propose to integrate the local actors in the project to give him “social sustainability” through the proper use of the “hydropower tax”.
- *Other uses of water*: Agricultural and cattle activities are not intensive. Only in the upper areas water is utilized for irrigation. No other water demands have been identified.
- *Risks*: A assessment matrix of types of risk has been elaborated to identify all risk sources.

2 DESCRIPTION OF THE PROJECT

The Project is located in the upper catchment area of the Tablachaca River between the Departments La Libertad and Ancash in North-West of Peru, specifically in the provinces Santiago de Chuco and Pallasca. The site is about 550 km far from Lima towards North East. The highest levels are the crest of peak Pelagatos with 4930 m.a.s.l. and the crest of peak Cordillera with 5087 m.a.s.l. The lowest level of this part of river is 1875 m.a.s.l. The coordinates of the project area are: longitude 78°06' W and 77°46' W, and latitude 8°00' S and 8°24' S. Several small lakes cover high areas and the most important are: Pelagatos with 2.0 km² and at 4000 m.a.s.l., Challhuacochoa with 0.5 km². The total catchment area is 1086 km². Transmission lines from national interconnected system with tension levels of 22 kV and 60 kV supply energy to part of the project area, but a 138 kV tension station is situated about 50 km South.

3 GEOLOGY

Following characteristics show general geological overview of the project area:

- *Regional geology*: In the project area sedimentary and igneous rocks, as well as recent deposits arise. These rocks have several formations including the Superior Jurassic to the recent Quaternary. The rocks of volcanic type appear as spills, andesíticos, dacíticos breaches and volcanic tufos and riolíticos. The sedimentary appearance of formation is conformed by arenaceous, quartzites, slates and limestones, in some sectors in contact with the intrusive rocks, especially in the central part of the Project.
- *Geomorphology* The project area characterized by very rough relief, steep slopes, cuted by numerous gorges, which define a youthful stage. The geomorphology is characterized by Puna Surface, Valley Stages and Canyon. From a geological point of view the South East sector of the Project shows a less homogenous configuration with alternating of sedimentary outcrops and contacts with igneous rocks often generated by faults of diverse types, in the river basins of the Pelagatos and Angasmarca Rivers. The other river basins are on rock sedimentary contacts and settle volcanic of the Casma Formation with diverse fault degree.

- *Seismicity*: The Pallasca and Santiago de Chuco Provinces are located, respectively, in the "High" and "Moderated" seismicity zone with frequent earthquakes with intensity more than "IV (MM)", and equal to "IV (MM)".



Fig. 1 Location of Project Area



Angasmarca River:

A: 371.52 km²; Q: 6.10 m³/s ; ΔH: 600 m

Sarin River:

A : 75.00 km² ; Q : 1.26 m³/s ; ΔH: 1370 m

Plata River:

A: 139.60 km² ; Q: 2.52 ; ΔH: 1040 m

Pelagatos River:

A: 65.23 km² ; Q: 1.12 ; ΔH: 1220 m

Conchucos River:

A: 353.72 km² ; Q: 4.56 ; ΔH: 600 m

Pampas River:

A: 238.83 km² ; Q: 5.31 ; ΔH: 600 m

Tablachaca River:

A: 1086.00 km²; Q: 16.45 ; ΔH: 100 m

A : Area (km²)

Q : Average annual discharge (m³/s)

ΔH max : Maximal level difference (m)

4 TOPOGRAPHY

The selected rivers of the project area have an average slope from 4% to 13.55 % through their lengths. As could be seen in Fig. 2 in some sectors of these rivers the slope changes within 10% and 40%, which is suitable for hydropower projects. The profiles of the most of the rivers show narrow valleys and strong slopes, because of that the construction of dams for regulation of water could be carried out only in the highest areas, using small watershed areas and obtaining limited volumes of water. Only for daily regulation in some sectors of the rivers, small dams can be built with heights between 10 and 20 meters to obtain the required volume of storage.

5 HYDROLOGY

The watershed of the project area is a part of the Santa River.

5.1 Data Source

The data used for the evaluation of design discharges in this study have been measured in the period 1953 to 1982 by ELECTROPERU S.A. and also depth analyzed in several studies by this Peruvian Utility. The quality of these data and the period of measurements warrant that the hydrological and the economical risks are within reasonable ranges. The main information used is the following: a) Analysis of meteorological data, Analysis of precipitation data, Characterization of precipitation regime of the area; b) Discharge study of each station for the period 1953 – 1983; c) Flood study: for periods from 2 until 10000 years; d) Sediment transport analysis. The project area have five precipitation stations under operation, but no discharge station.

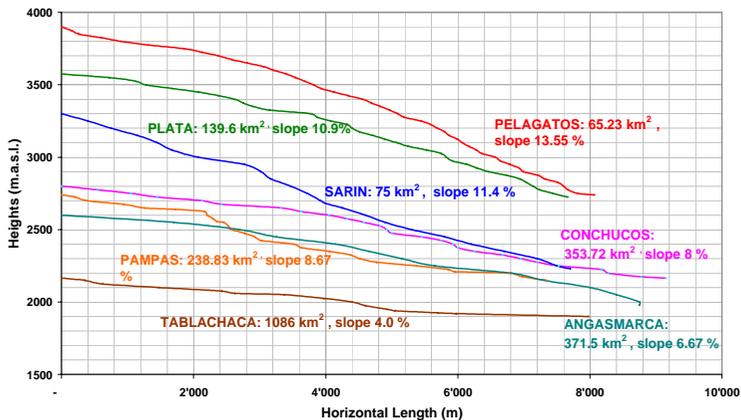


Fig. 2 Longitudinal profiles of the rivers in the project area upper Tablachaca River

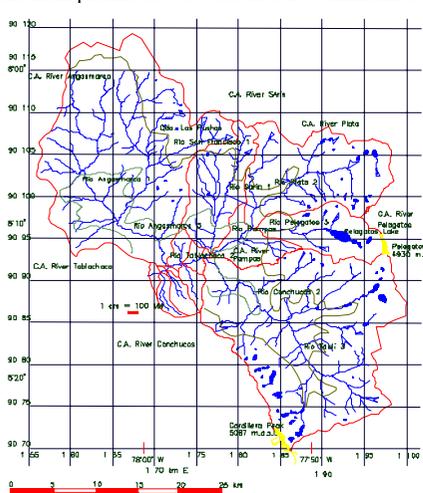
5.2 Methodology

The evaluation of discharge of rivers of the project area has been developed as follows:

- Measurement of watershed parameters all relevant subdivisions.
- Identification of main parameters of subdivisions of project area: precipitation; ecological areas; infiltration factor initially assumed constant; evaporation; agriculture and other uses.
- Selection of representative precipitation data.
- Evaluation of peak and volume of floods.
- Estimated sediment transport.
- Climatology, the influence of this factor in the discharge regime has been described.

5.3 Measurement of Watershed Parameters

The main parameters of watershed are summarized in the Figure 3.



- Angasmarca River :
HL: 4100 – 1980 ; P: 650 – 1400; L:15 (km); S: 6.67 %; A: 371.52; q: 16.4 .
- Conchucos River:
HL: 4300 – 2175 ; P: 550 – 900; L:9.0 (km) ; S: 8 % ; A: 353.72; q: 12.9 ;
- Plata River:
HL: 4280 – 2740 ; P: 975 – 650; L:7.6 ; S: 13.55 % ; A: 139.60; q: 18.1.
- Pelagatos River:
HL: 4930 – 2740 ; P: 875–700; L:8.0 (km); S: 13.55 % ; A: 65.23; q: 17.2.
- Sarin River:
HL: 4230 – 2230 ; P: 600 -900; L:8.0 (km); S: 11.4 % ; A: 75.93; q: 16.8.
- Pampas River:
HL: 3800 – 2175 ; P: 500 – 650; L:7.3 (km); S: 8.7 % ; A: 238.83; q: 22.2.
- Tablachaca River:
HL: 2175 – 1875 ; P: 450 – 500; L: 7.9 (km) ; S: 4.0 % ; A: 1044.00; q: 15.1.

Where :
HL : Height levels (m.a.s.l.);
P : Precipitation (mm); L: Length (km);
S: slope (%) ; A: Area (km2);
q : Average specific discharge (l/s/km2).

Fig. 3 Identified watersheds, Total area: 1088 km2

5.4 Precipitation

Watershed of Santa River has a well defined period of floods from January until April, and a dry period from June to October, in the rest of year there is a transition regime. Fig 4 shows the distribution during years of maximum, minimum and average precipitation in the project area.

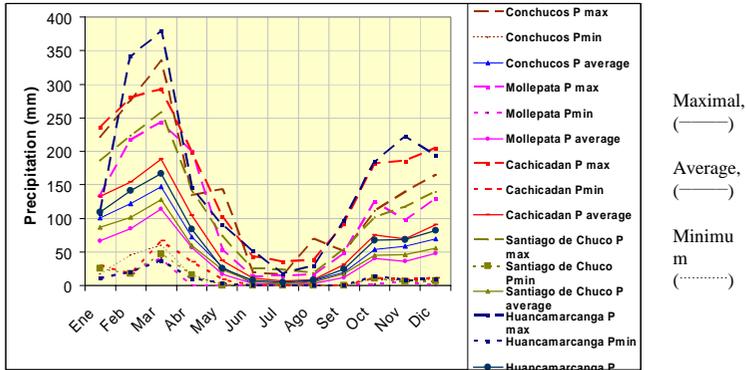


Fig. 4 Precipitation Measurements in the Project Area

5.5 Infiltration factor

After analysis of measured precipitation and discharge of representative rivers, it has been observed the effect of glaciers and lakes over the factor discharge vs. precipitation. In winter, from June up to September, this factor is much higher than 1.0, and during summer is equal or less than 1.0. The watershed keeps water during summer and gives it back during winter because of meteorological conditions as longer hours of sun radiation and not decrease of temperatures. Infiltration factor is the ratio between the discharged volume vs. precipitated volume.

$$C_{e,i} = \frac{Q_{mi} * t_i}{P_i * A * 1'000}$$

Where: Q_{mi} =Monthly average discharge, month “i” (m^3/s); $C_{e,i}$ =Infiltration factor; P_i = Average precipitation of month “i” (mm); A = watershed area (km^2); t_i =Time month “i”(s).

The Figures 5, 6, 7 and 8 show the distribution of monthly average values of the above mentioned parameters ; discharge, precipitation, sunshine hours and temperature during year respectively. It can see that discharge values and sunshine hours are high in winter.

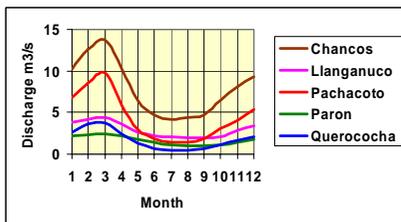


Fig. 5 Discharge distribution

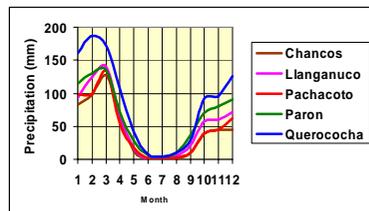


Fig. 6 Precipitation distribution

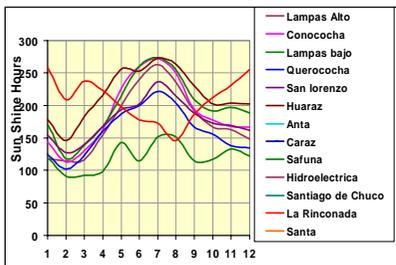


Fig. 7 Average Monthly Sunshine Hours

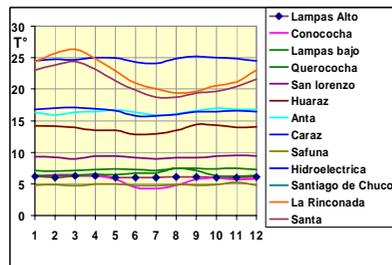


Fig. 8 Average Monthly Temperature

5.6 Estimation of Discharge

The estimation of discharges of the rivers, shown in Figure 9, has been carried out according following factors: Local measured precipitation, Sun radiation hours, Temperature. Area of each tributary watershed, Infiltration factor, Evaporation (5%) and Agricultural factors (0% to 20 %).

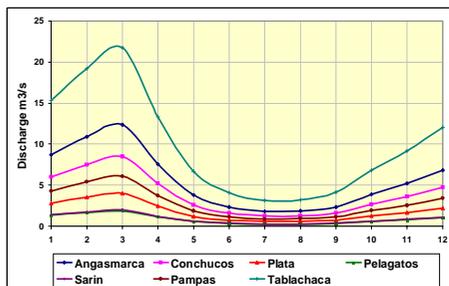


Fig. 9 Monthly Distribution of Discharge for all rivers of Project Area

River	Qaverage (m ³ /s)	Level (m.a.s.l.)
Angasmarca	5.78	2'580
Conchucos	3.88	2'825
Plata	1.81	3'560
Pelagatos	0.86	3'945
Sarin	0.9	3'240
Pampas	2.78	2'730
Tablachaca	9.90	1'980

5.7 Flood Estimation

Similar concepts have been considered to evaluate peak discharges, as we can see in Fig. 10.

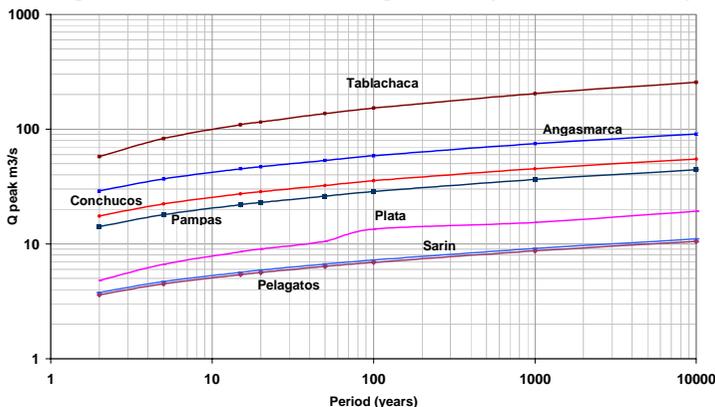


Fig. 10: Peak Flood Estimation in Rivers of Project Area

6 ENVIRONMENT

6.1 Project Area

The dominating environments conditions in the project area are summarized in the lines below.

- *Socioeconomic Environment*: the Province of Pallasca had 28'389 habitants in 1993. The most of work population are employed in non classified jobs or in small-scale agriculture. Most of the population live in adobe dwellings, and just 40% have potable water inside their dwellings. Over 88% of the dwellings have no electricity, and 87% do not contain sanitary facilities. The province Santiago de Chuco had 52'991 in 1993, in the project area only districts Angasmarca and Mollepata with 4'261 and 2'864 people respectively, and conditions like Pallasca.
- *Services*: Road connections are interrupting during rain season because of quality of surface and earth sliding. Phone communications are only through public cabins. Small clinic give partial attention for health treatments. There is no hospital in the area.
- *Ecological formations*: dominating formation in the project area is described in Table 1.

Table 1. Ecological Formations in the project area

Ecological Formation	HL: Height Level Limits (m.a.s.l.); T: Average Temperature; P: Average Precipitation (mm); MA: Main Activities; F: Faming.
- <i>Thorny Steppes Montano Under</i>	HL: 1,600-2,800.; T: 14 (°C); AP: 200-500 mm; MA: Subsistence agriculture, low irrigation and to the dry land. Beginning forest activity and temporary pasturing of cattle.; F: Moderated
- <i>Prairie Humid Montano</i>	HL: 2,600-3,700; T: 10°C; P: 500-1,000; MA: Semi-Intensive agriculture mainly under dry land (commercialization). Great forest activity and semi-permanent pasturing of cattle and ovine.; F: Very Good
- <i>Prairie Very Humid Montano</i>	HL: 3,700-4,200; 8°C ; P: 1,000-1,400; F: Extensive pasturing cattle & ovine; F: Good

7 IDENTIFICATION AND ANALYSIS OF ELECTRICAL MARKET

In Peru since 1990, the electricity market is governed by the rules of free market, by the productivity and competences without any restriction, where the law promotes the participation of the private investors in the generation, transmission, distribution and commercialization of electricity. In 2001 the total installed capacity of electricity in Peru was 6'070 MW. The hydropower and thermal power capacity are respectively 47 % and 53% of all capacity. The evolution of the installed capacity in MW and the electricity production in the last 20 years are shown in Fig. 11 and 12. The national generation of electricity in the period 1985 - 2000 was increased from 12'115 GWh to 19'923 GWh, that means a rate of annual growth of 3.4%.

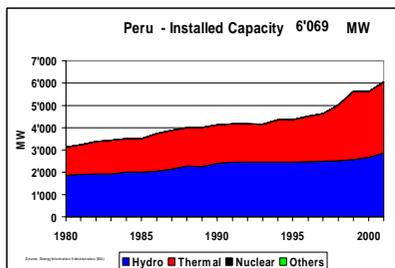


Fig.11 Installed Capacity MW, Period 1980-2000

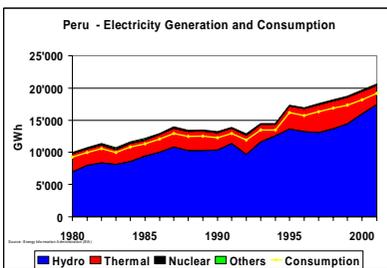


Fig. 12 Consumption GWh, Period 1980-2000

7.1 Transmission System

In December 2000, the total length of transmission lines network National Interconnected System (SEIN) of Peru was 4'318 km in the level 220 kV, 2'852 km of lines in the level 138 kV, 3'812 km in lines within 69 and 60 kV and 1'229 km of lines with lower levels of 60 kV. Electrical lines with level of tension of 22 kV and 60 kV reach the project area. A station of 138 kV tension is about 50 km far of area. A isolated gold mining region 50 km far east of project area, consumes 52 GWh/year, almost exclusively thermal generation and a cost of 10 Mio US\$/year.

7.2 Participators in the Electrical Market

The participators involved in the electrical market are: State, Clients or Users, Electricity Utilities, Commission of Electrical Tariffs (CTE), Committee of Economic Operation of the System (COES), Organism Supervisor of Investment in Energy (OSINERG) and Institute of Defence of Competition and the Intellectual Property (INDECOPI).

7.3 Operation structure

The Law of Electrical Concessions (1992) defines following transactions in the electricity market: Free trade: for demands larger than 1 MW. Opportunity Market: for instant transactions. Market Inter-Generators: between electricity generation companies and members of electrical system, Public Market: for consumption less than 1 MW, the prices are fixed by OSINERG.

7.4 Demand Forecast of Electricity for Long Term

The projections of electricity demand in the National System within 2005 - 2010 are 5.3 %; 4.1 % and 2.4 % in the Optimistic, Base and Pessimist scenarios respectively. The projection of the maximum power demand for the period 2005-2010 are of 5.5%; 4.2% and 2.8% respectively.

7.5 Electricity Price

The Fig. 13 shows the electricity price in 2003 for a tension level of 138 kV according CTE.

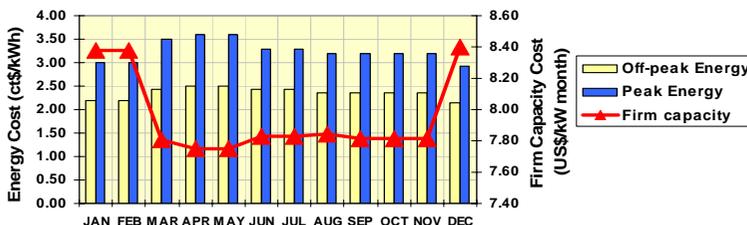


Fig. 13 Monthly firm capacity cost (\$/kW/month), Peak energy cost (ct\$/kWh) and off-peak energy cost (ct\$/kWh)

8 IDENTIFICATION AND ANALYSIS OF ALTERNATIVES

8.1 Methodology

The identification of the best sites for hydro power plants has been carried out as follows:

- Draw of "Linear Potential Diagram";
- Identification of best hydro power potential sectors according to "Linear Potential Diagram";
- Selection of the main features and definition the type of structures for the hydro schemes;
- Evaluation of cost of different components;
- Estimation of environmental impacts.

8.2 Linear Potential Diagram

The Linear Potential Diagram is used in order to identify the theoretical hydro power potential P_{mi} (kW), which is based on following data: Average discharge for each sector of the river Q_{mi} (m^3/s); level difference between begin and end of each sector of the river Δh (m),

$$\text{where: } P_{mi} = 8.2 * Q_{mi} * \Delta h \quad Q_{mi} = (Q_1 + Q_2) / 2 \quad \text{and} \quad \Delta h = h_2 - h_1.$$

The hydro power potential is the result of the total addition of partial potentials in one river as shown in Fig. 14. The thickness of lines are proportional to the potential (P_{mi}) in each point.

8.3 Identification of the best Hydro Power Plants

The Linear Potential Diagram of Project Area allows identifying rapidly the sites with best hydro power potential. Results after analyzing the mentioned diagrams are shown in Table 2.

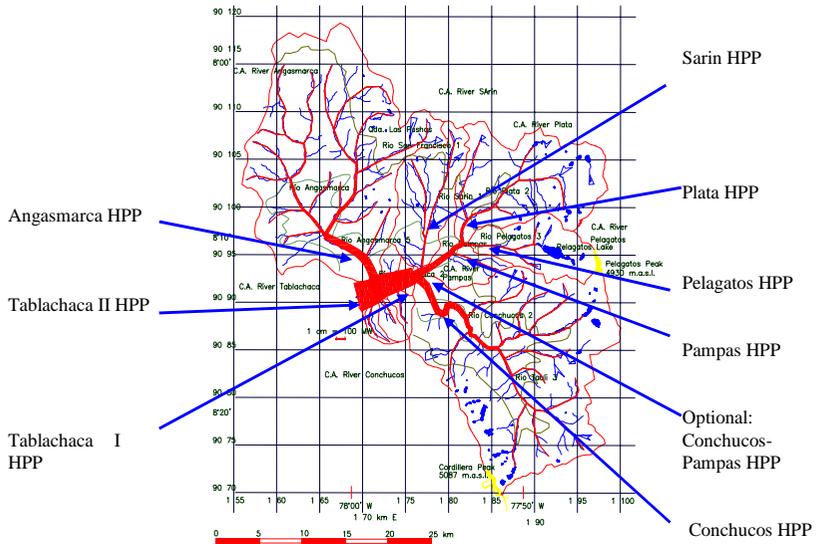


Fig.14 Linear Potential Diagram Upper Watershed Tablachaca

The Figures 15 and 16 show the hydro power potential and discharge in rivers versus longitudinal profiles. The strong increasing of hydro potential in the last sector of rivers is consequence of the very high head of the rivers. Due to the agricultural activities in highest areas of rivers Angasmarca and Conchucos the power plants would be located in the lowest sector of these rivers. Others rivers do not have any problem with agricultural use of water, therefore using the sectors with highest and greatest discharges is recommended. The HPP Conchucos and HPP Pampas have the same levels and they joint together and built Tablachaca River, because of that the common HPP Conchucos-Pampas is proposed. Plata River can be coupled with the secondary Llantén River, which can add the discharge of this river about 0.25 m³/s. In Pelagatos River a small hydro power plant operates between the levels 3700 m.a.s.l. and 3515 m.a.s.l., because of this reason we have two options: or a total use of this river either just the sector downstream of existing small plant. Due to strong slopes only dams for daily regulation are possible.

Table 2. Identification of the best Hydro Power Plants

Hydro Power Plants	Highest Level	Lowest Level	Δh	Lenght	Slope	Qm	Pmi
	m.a.s.l	m.a.s.l	m	Km	%	m ³ /s	MW
Angasmarca HPP	2580	1980	600	9.1	6.6	5.78	28.43
Conchucos HPP	2740	2175	565	10.5	5.6	3.90	18.07
Plata HPP	3560	2740	820	10.81	7.6	2.0	13.40
Pelagatos I HPP	3940	2740	1200	10.0	12.0	1.2	11.81
Pelagatos II HPP	3515	2740	775	5.0	15.5	1.3	8.26
Sarin HPP	3240	2230	1010	5.2	19.5	0.84	6.96
Pampas HPP	2740	2175	565	6.7	8.4	3.65	16.91
Tablachaca I HPP	2175	1980	195	2.8	6.7	9.37	15.0
Tablachaca II HPP	1980	1875	105	3.6	2.92	15.87	13.25

8.4 Selection of the Main Features and Type of Structures

Main concepts applied to define the features and structures of the power plants are: Operation type (run off river or peak hours), design discharge, hydraulic criteria and regulation conditions, topography, geological conditions, seismic risk, access conditions, surface conditions, environment, sediment transport, cost comparison, economy, construction material, construction method and maintenance. According to these criteria, following features have been selected:

- *Concrete gravity dam*: cost, geological conditions, construction method & material.
- *Lateral or Tyrolean Weir*: HPP without regulation or located downstream of regulated plants.
- *Hydraulic conduit systems*: main intake, supported low pressure pipeline, surge tank, valve chamber, penstock with several diameters and anchorage supported and external tail race canal.
- *Power House*: in all cases the powerhouse can be external.
- *Electromechanical Equipment*: for all cases with heads between 560 and 1200 m Pelton turbines are suitable, for Tablachaca Plants Francis type is recommended, heads less than 200 m.
- *Transformation Station & Transmission Line*: the stations will be external. The tension lines are 22 kV, 60 kV & 138 kV. Table 3 shows summarized the main features of HPPS.

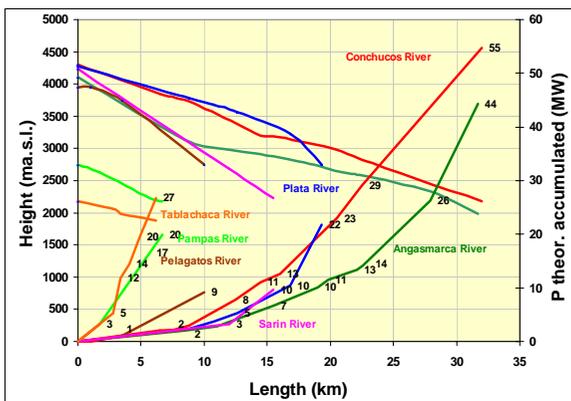


Fig. 15 Longitudinal Profile & Hydro Power Potential

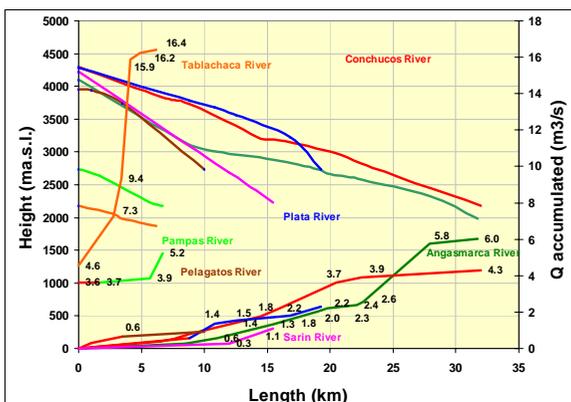


Fig.16 Longitudinal Profile & accumulated Discharge

9 SELECTION OF THE BEST ALTERNATIVES

9.1 Methodology

The optimal size of all the hydro power plants is determined with economical parameters and is defined by the design discharge in which the incremental (marginal) benefits equal the marginal cost. The identified HPP are treated separately, they can be built and operated independently. Depending on benefits as Capacity Price (\$/kW/year), Peak Energy Price (cent/kWh), Off-peak Energy Price (cent/kWh) and depending on cost of components, it is advantageous to transfer the energy from off-peak hours to peak hours, and to increase the firm installed capacity as far as possible. Our calculations confirm former experience for high head plants, more than 150 m, whose plant factor is normally about 50 %. It can be seen that if the specific cost is high the plant factor goes up until 55 to 60%, but if the cost is low the plant factor will be within 45% and 50%. For low head plants; the optimal plant factor is within 70% and 95% because of the absence of daily reservoir.

9.2 Parameters used for the evaluation and comparison

A comparison should be carried out between projects which contribute in a different manner to the system; such as thermal plants, low head base load plants and high head peaking plants. All these projects are designed and optimized to fulfil the best role; only an evaluation of all the effects to the system allows a fair comparison. According to international use, an electrical system is best modelled and described by splitting the total generation cost in 3 elements: Capacity Cost (\$/kW/year); Peak Energy Cost (ct/kWh) and Off-peak Energy Cost (ct/kWh), see fig. 13.

9.3 Optimal Dimensioning of the Hydro Power Plants

For optimal dimensioning are used following data: Monthly discharge of rivers; Cost functions estimated for each HPP; Monthly firm capacity cost (\$/kW/year), peak energy cost (ct/kWh) and off-peak energy cost (ct\$/kWh); discount rate (12%), project life (30 years); volume of reservoir, peak hours per day (5h in Peru). The benefits based on firm capacity, firm peak energy, and off-peak energy per year has been calculated for each monthly average discharge. The maximum net benefit obtained determines the design discharge of each hydro power plant.

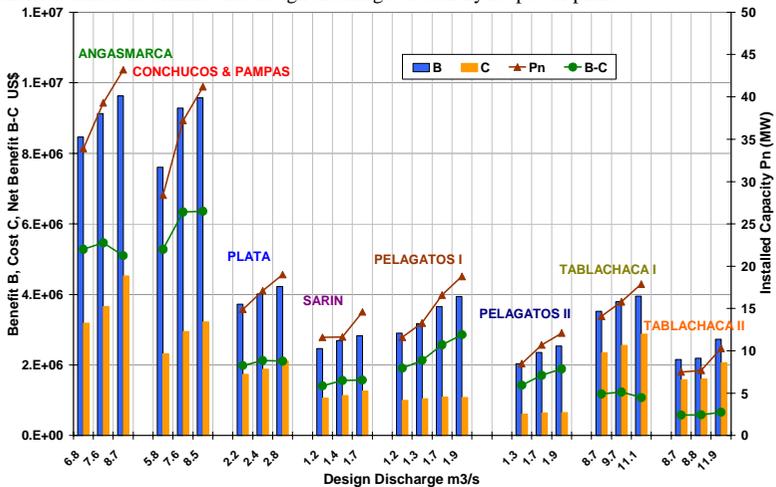


Fig. 17 Benefit, Cost, Net Benefit and Installed Capacity for "Optimal band of Discharges"

Due to the level of this study and the limited information the optimal size estimated should be found for a range of discharge values, a so called “optimal band of discharge” building by the three best values for net benefit, pay back time, ratio B/C, and specific cost. According to these results the Pelagatos II shows the best ratios, followed in descendent order of power plants Pelagatos I, Sarin, Conchucos-Pampas, Angasmarca, Plata, Tablachaca I and Tablachaca II. Results obtained are shown in Figures 17, 18, 19 and Table 3.

It must be mentioned that in Table Hn, Qn, Pn and nN indicate, respectively, Net Head , Nominal discharge, Nominal Power and Nominal Speed.

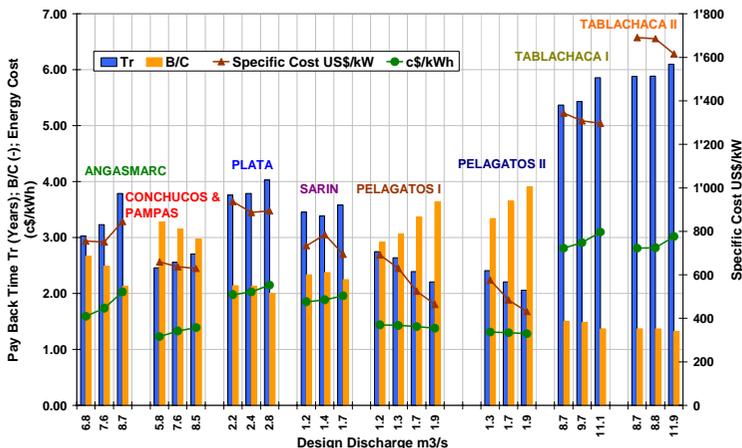


Fig. 18 Ratio B/C, Pay Back Time Tr (years), Energy Cost and Specific Cost of all HPP

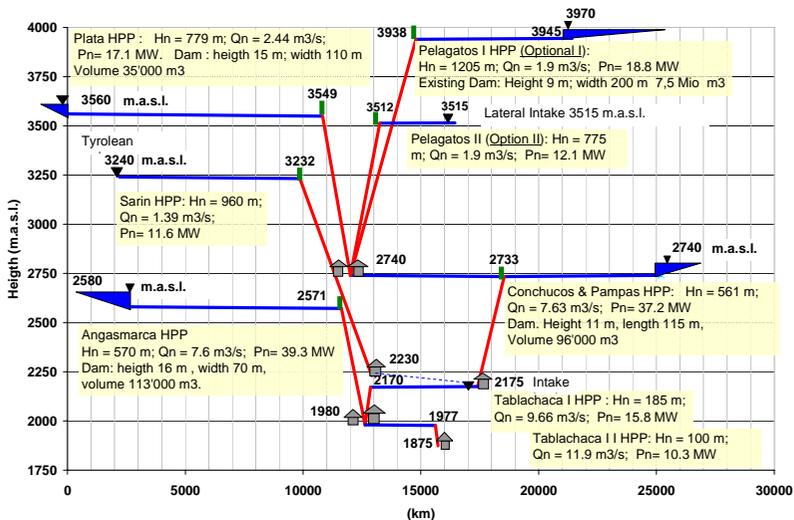


Fig. 19 Hydro Power Scheme of all Optimized HPP of Upper Catchment Area Tablachaca

Optimal use of the hydropower potential of the upper catchment area of Tablachaca River in Peru under special consideration of the environment

Table 3: Ranking and Characteristics of Civil Structures and Electro-Mechanical Equipments of HPP

1st. HPP PELAGATOS II (Option 2):	Hn: 736 m; Qn: 1.89 m ³ /s; Pn: 12.1 MW	Investment: 5.2 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Lateral Intake Weir: Level: 3515 m.a.s.l.; Qmax:10.0 m ³ /s. Intake; supported low pressure pipeline Ø 0.95 m and 3.19 km; Surge tank; Valve chamber; Penstock diameters; Tail race canal. Power House: External type; Level: 2740 m.a.s.l.; Main dimensions: 20m x 11 x 6m		
<i>Electromechanical equipment:</i> 1 Pelton Turbine; Vertical axis, 5 jets; Hn: 736 m Q: 1.89 m ³ /s; Capacity: 1x 12.18MW; nN: 1200 rpm; Transformator 15.1MVA; Tension: 2.6 kV / 22 kV; Energy: 50.2 GWh.		
2nd. HPP PELAGATOS I (Option 1)	Hn: 1145 m; Qn: 1.89 m ³ /s; Pn: 18.94 MW	Investment : 8.7 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Concrete gravity dam: Level: 3955 m.a.s.l; Height: 9 m; Length: 200 m; Volume: 7.5 Mio. m ³ ; Surface: 2.5 km ² ; Existing since 1950: Intake: 3940 m.a.s.l. Intake; supported low pressure pipeline Ø 0.95m and 6.64 km; Surge tank; Valve chamber; Supported steel penstock; Tail race canal. Power House: External type; Level: 2740 m.a.s.l; Main dimensions: 23m x13m x 8m.		
<i>Electromechanical equipment:</i> 1 Pelton Turbine; Vertical axis, 1 jets; Hn: 1145m Q: 1.89 m ³ /s; Capacity: 1 x 18.94 MW; nN: 1200 rpm; Transformator 23.68 MVA; Tension: 2.6kV/22 kV; Energy: 78.8 GWh.		
3rd HPP PLATA	Hn: 779 m; Qn: 2.44 m ³ /s; Pn: 16.6 MW	Investment : 15.2 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Concrete gravity dam; Level: 3560 m.a.s.l.; Height: 15 m; Length: 110 m; Qmax: 19.0 m ³ /s; Volume: 35'000 m ³ ; Surface: 4'000 m ² Tyrolean Weir (*); Qmax: 13.0 m ³ /s; (*) For river Llantén discharge 0.49 m ³ /sat level 3560 m.a.s.l. Intake; supported low pressure pipeline Ø 1.1 m and 10.83 km; Surge tank; Valve chamber; Steel Supported steel penstock; Tail race canal. Power House: External type; Level: 2740 m.a.s.l; Main dimensions: 19 m x 11m x 7m.		
<i>Electromechanical equipment:</i> 1 Pelton Turbine; Vertical axis, 5 jets; Hn: 779 m Q: 2.44 m ³ /s; Capacity: 1 x 16.6 MW; nN: 1200 rpm ; Transformator 20.75 MVA ; Tension: 2.6kV/60 kV; Energy: 92.8 GWh.		
4th HPP SARIN	Hn: 960 m; Qn: 1.39 m ³ /s; Pn: 11.67 MW	Investment : 9.1 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Tyrolean Weir: Level: 3240 m.a.s.l.; Qmax:13.0 m ³ /s. Intake; supported low pressure pipeline supported Ø 0.85 m and 7.67 km; Surge tank; Valve chamber; Supported steel penstock; Tail race canal. Power House: External type; Level: 2230 m.a.s.l; Main dimensions: 22m x12m x 8m.		
<i>Electromechanical equipment:</i> 1 Pelton Turbine; Vertical horizontal, 3 jets; Hn: 960 m Q: 1.39 m ³ /s; Capacity: 1 x 11.67 MW; nN: 1200 rpm; Transformator 14.59MVA; Tension: 2.6kV/22 kV; Energy: 60.1 GWh.		
5th HPP CONCHUCOS & PAMPAS	Hn: 537 m; Qn: 7.63 m ³ /s; Pn: 35.8 MW	Investment: 23.7 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Concrete gravity dam; Level: 2740 m.a.s.l.; Height: 11 m; Length: 115 m; Qmax: 94 m ³ /s; Volume: 96'000 m ³ ; Surface: 14'920 m ² . Intake; 2 supported low pressure pipeline: Ø1.5 m and 6.7 km in the Conchucos River and Ø 1.3 m and 6.5 km in the Pampas River; Surge tank; Valve chamber; Supported steel penstock; Tail race canal. Power House: external type; Level: 2175 m.a.s.l; Main dimensions: 36m x 15 x 9m.		
<i>Electromechanical equipment:</i> 2 Pelton Turbines; Vertical axis, 4 jets; Hn: 537m Q: 7.63 m ³ /s; Capacity: 2 x 17.9 MW; nN: 720 rpm ; Transformator 44.75MVA; Tension: 10 kV/138 kV; Energy: 215.1 GWh.		
6th HPP ANGASMARCA	Hn: 585 m; Qn: 7.58 m ³ /s; Pn: 39.3 MW	Investment: 29.5 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Concrete gravity dam; Level: 2580 m.a.s.l.; Height: 16 m; Length: 70 m; Qmax: 94 m ³ /s; Volume: 113'000 m ³ Surface: 15'000 m ² . Intake; supported low pressure pipeline Ø 1.85 m and 9.1 km; Surge tank; Valve chamber; Supported steel penstock; Tail race canal. Power House: external type, Level: 1980 m.a.s.l., Main dimensions: 30m x 12m x 7m.		
<i>Electromechanical equipment:</i> 2 Pelton Turbines; 6 jets; Vertical axis, nN: 900 rpm, Hn: 585m Q: 7.58 m ³ /s; Capacity: 2 x 19.4 MW; Transformator 48.5 MVA; 10 kV/138 kV. Energy: 210.9 GWh.		
7th HPP TABLACHACA I	Hn: 185 m; Qn: 9.66 m ³ /s; Pn: 15.66 MW	Investment: 20.6 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Tyrolean Weir. Level: 2175 m.a.s.l.; Qmax: 243.0 m ³ /s. Sand trap; Head race canal 4.55 km; Surge by; Valve chamber; Penstock diameters; Tail race canal. Power House: External type; Level: 1980 m.a.s.l; Main dimensions: 32m x 13m x 8m		
<i>Electromechanical equipment:</i> 1 Francis Turbine; Vertical. nN: 720rpm ; Hn: 185 m, Q: 9.66 m ³ /s; Capacity: 1 x 15.66 MW; Station: 19.58 MVA, 22 kV; Energy: 88.0 GWh.		
8th HPP TABLACHACA II	Hn: 100 m; Qn: 11.86 m ³ /s; Pn: 10.35 MW	Investment: 16.6 Mio US\$
<i>Civil Structures:</i> Tyrolean Weir. Level: 1980 m.a.s.l.; Qmax: 337.0 m ³ /s; Sand trap; Head race canal 2.98 km; Surge by; Valve chamber ; Penstock diameters; Tail race canal. Power House: External type; Level: 1875 m.a.s.l; 36m x 15m x 9m.		
<i>Electromechanical equipment:</i> 1 Francis Turbine, Vertical. nN: 600 rpm; Capacity: 1 x 10.35 MW; Transformator 12.93 MVA; Tension: 2.6 kV / 22 kV; Energy: 68.4 GWh.		

10 CONCLUSIONS

The optimization analysis shows clearly an “optimal band of discharge values” for every power plant. In Pelagos I and II the existing dam which allows seasonal regulation of discharge, results in very low cost of both plants less than 500 US\$/kW and short pay back time equal to 2.5 years. The strategic position of Plata River improves considerably the performance of Conchucos-Pampas HPP, which could have cost between 6230 and 660 US\$/kW, because of cascade effect for peak hour regulation. For this reason; it is recommended first building of Plata HPP, and then building of Conchucos-Pampas HPP. Despite the long pipe line has influence in the final cost but the specific cost would be in a reasonable range within 890 and 940 US\$/kW. For a medium investor Angasmarca HPP is an independent project and shows very good specific cost of 750 US\$/kW and pay back time less than 4 years. Regarding to the specific direct cost between 450 US\$/kW and 950 US\$/kW for most of the hydro power plants, the ratios of B/C is between 1.5 and 2.5; and the cost of energy is less than 2.0 ct\$/kWh. For this reason we can affirm that the power plants are competitive related to the Peruvian Market. Only for the cases Tablachaca I and II, we need to improve the design to reach reasonable cost. As mentioned the length of the electrical lines would be very short (5 to 15 km) to reach the Pallasca station, where the national system ends with tension levels 22 kV and 60 kV.

The main negative impacts due to dam are such as inundation of roads and lands, alterations of aquatic biotic fauna and appearance of conflict for water rights. The main positive effects are using manpower during construction, operation and maintenance; improving of roads; increasing the financial resources for local governments with the “hydropower tax”; building commercial and small industries.

11. RECOMMENDATIONS

For further phases and studies it is necessary to have more topographical maps, more precious geological data, to install measurement stations for discharge and to follow the calculations based on the average daily discharge. An extensive evaluation of the real effect of “hydropower tax” should be carried out. It must be considered building a dam in Plata River for seasonal water regulation in order to add the benefits of agricultural activities.

ACKNOWLEDGMENTS

I am very grateful to Prof. Ervin Minor for his scholarly help and his scientific advice during this project. I would like to thank Prof. Schleiss for giving me the opportunity to participate in the postgraduate course in hydraulic schema. My gratitude is also extended to Mr. Werner Hess, co-worker in *Elektroraft del Perú S.A.* for his technical support through while completing the project. I am grateful to my whole loved family for their emotional supports during this period and all people who I love.

REFERENCES

- ELECTROPERU & HIDROSERVICE, 1983: *Informe Hidrológico del Estudio de Inventario, Estudio Integral para el Aprovechamiento de la Cuenca del Río Santa. Volumen 1 y 2.*
- GTZ and ELECTROPERU S.A.: *DIPEO Method, elaborated by the Peruvian-German Technical Cooperation: Planning, Design, Construction, Commissioning and Operation of Small Hydro Power Plants.*
- Hess Werner, *Optimization Method of HPP, Islamabad-1993, GTZ – Government of Pakistan, Ministry of Water and Power: Seminar on High Head Hydropower Potential in Pakistan*
- Giesecke Jürgen, Emil Mosonyi :*Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb/3. Aufl., Berlin : Springer; 2003*
- Lein Günter 1993, *Powerhouse Layout and Equipment, Islamabad-1993, GTZ – Government of Pakistan, Ministry of Water and Power: Seminar on High Head Hydropower Potential in Pakistan*
- Penche Celso 1988, *Layman's Handbook, on How to Develop a Small Hydro Site: A handbook prepared under contract for the Commission of the European Communities, Directorate-General for Energy by European Small Hydropower Association (ESHA), U.Politécnica de Madrid.*
- Rössert Robert, 1999, *Hydraulik im Wasserbau, 10. Auflage, München, Wien Odenburg.*
- Schleiss Anton: *Aménagements de cours d'eau: Génie civil. Nouv. éd., décembre 2003 Lausanne: EPFL (Polycopié)*
- Schleiss Anton: *Barrages: Génie civil 4ème année /. Nouv. éd. Lausanne :EPFL; 2002 (Polycopiés)*
- Stephan Heimerl, 2002, *Systematische Beurteilung von Wasserkraftprojekten, Eigenverlag des Institutes für Wasserbau, Universität Stuttgart.*
- Terlinden G. 1993, *Cases Studies Powerhouse Layout and Equipment, Islamabad-1993, GTZ–Government of Pakistan, Ministry of Water and Power: Seminar on High Head Hydropower Potential in Pakistan.*

Aménagement de la Sorne à l'entrée de Delémont

Revitalisation – urbanisme – inondations

Training works of the Sorne River at the entry of Delémont

Revitalisation - Urbanisation - Inundations

Antoine Magnollay
BG Ingénieurs-Conseils SA, Berne

ABSTRACT : In the river training works, we often oppose the interests of nature and of flood management. On the basis of the analysis of a section of the Sorne River at the entry of Delémont, this study presents the parts of the puzzle which make possible to marry nature and flood protection in a concept of safety and revitalisation. An action plan and a concept of management of the vegetation of the Sorne river are the concrete results of this study.

RESUME : Dans le cadre des aménagements de cours d'eau, on oppose souvent les intérêts de la nature et de la gestion des crues. Sur la base de l'analyse d'un tronçon de la Sorne à l'entrée de Delémont, cette étude présente les pièces du puzzle qui permettent de marier nature et protection des crues dans un concept de sécurité et de revitalisation. Un plan d'action et un concept de gestion de la végétation rivulaire de la Sorne sont les résultats concrets de cette étude.

1 INTRODUCTION

"Le tracé futur de la Sorne comporte 5 tronçons rectilignes reliés par autant d'arcs de cercle dont les rayons varient de 40 à 200 m. ... Le nouvel axe suit le lit existant à quelques mètres près en améliorant les rayons de courbure et en rectifiant d'inutiles sinuosités. ... , le lit futur supprime les encombrants méandres de la rivière et raccourcit le parcours de l'eau. La Sorne épouse le lit actuel en arrondissant géométriquement les courbes." (Citation d'un projet de correction de la Sorne datant de 1972).

Si ce passage peut faire sourire aujourd'hui, il correspondait à la philosophie d'avant les années 80 en matière de correction de cours d'eau. En Suisse, les principales corrections fluviales ont été réalisées au 18^e et 19^e siècle. A cette époque déjà, la Birse, et probablement aussi en partie la Sorne, ont été modifiées. Jusqu'à peu, les objectifs des corrections fluviales étaient :

- la sécurisation des terrains (agricoles ou constructibles),
- l'assèchement des marais pour éviter les maladies ou permettre l'exploitation agricole.

La technique appliquée était simple, il fallait acheminer le plus rapidement possible les eaux vers l'aval. On a donc bâti pour lutter contre la nature et assurer notre sécurité.

Aujourd'hui les milieux écologiques et les aménageurs de cours d'eau ont de la peine à se comprendre. On imagine souvent que les intérêts de la gestion des crues et de la nature sont contradictoires.

La gestion d'un cours d'eau est une sorte de puzzle et cette étude propose de décrire les différentes pièces avant de les rassembler dans le concept.

L'hydrologie de la Sorne est la base de l'étude. En effet, sans une connaissance détaillée du fonctionnement de la rivière et de son bassin versant, on ne peut ni étudier les dangers ni proposer des solutions. La Sorne est caractérisée par un bassin versant karstique et des zones de débordement dans la vallée de Delémont. Ces deux phénomènes rendent complexe l'analyse des débits mesurés sur la Sorne à Delémont.



Figure 1 : Vue de la Grande Ecluse

Les zones de débordement situées dans la vallée de Delémont pourraient être exploitées pour diminuer les débits de crue à Delémont. L'analyse des possibilités du potentiel de laminage permet de fixer les limites géographiques de l'étude hydraulique de la Sorne.

Une fois les limites du système et les bases hydrologiques fixées, il est possible de décrire "où" se trouve la séquence d'étude. Il s'agit de montrer que cette portion de cours d'eau n'est pas isolée du monde qui l'entoure et quelles sont les interactions entre et avec les milieux voisins. Cette partie de l'étude décrit le rôle que joue ou devrait jouer la zone étudiée dans la vallée de Delémont et le bassin versant de la Birse.

Les objectifs sont fixés de façon indépendante pour les différents aspects du problème. Ceci permet d'éviter qu'un aspect ne soit limité par un autre. Il s'agit par la suite non pas d'opposer les objectifs écologiques, urbanistiques et de gestion des dangers, mais de les superposer. Il faut trouver quels sont les points communs qui renforcent les objectifs des uns et des autres.

Des relevés permettent de décrire l'état actuel et le déficit par rapport aux objectifs. La modélisation hydraulique et la cartographie des dangers qui en découle montre les secteurs où des mesures doivent impérativement être prises afin de répondre aux objectifs de protection.

La gestion des crues fixe les conditions cadre du concept. Mais ce dernier doit marier tous les objectifs fixés afin de trouver une solution qui réponde aux exigences de gestion des crues, d'urbanisme et d'écologie.

2 CADRE DU PROJET

Cette étude s'inscrit dans le cadre d'un mandat confié par le Service des travaux publics de la ville de Delémont aux bureaux BG Ingénieurs-Conseils SA et Erard Sàrl. Ce mandat a pour titre « Revitalisation de la Sorne et protection contre les crues, Séquence 1, étude préliminaire et avant-projet ».

Ce mandat est né en 2003 d'un petit projet de remise en état d'une berge effondrée au droit de la Grande Ecluse, pour les besoins de protection de la prise d'eau incendie d'Alcosuisse, alors menacée. Ce projet a été techniquement accepté par l'office des eaux et de la protection de la nature (OEPN) du canton du Jura. En revanche, il n'a pas pu bénéficier de subvention parce que l'utilité de la mesure au regard de la protection contre les crues, de la revitalisation du cours d'eau et de la coordination avec les autres domaines du territoire exigée par l'office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) n'a pas été démontrée.

Le présent travail se propose d'aborder la problématique de façon plus large en traitant notamment deux aspects particuliers en relation avec la revitalisation du cours d'eau soit

l'hydrologie et hydraulique de la Sorne pour permettre la maîtrise des crues et la conciliation des aspects environnementaux, de gestion des crues et d'urbanisme dans le cadre d'un aménagement de revitalisation.

3 HYDOLOGIE

L'hydrologie de la Sorne n'étant pas bien connue, le comportement de la Sorne en crue est analysé en détail, dans le but de réduire les incertitudes sur les débits de projet. La Figure 2 présente le résultat de cette analyse.

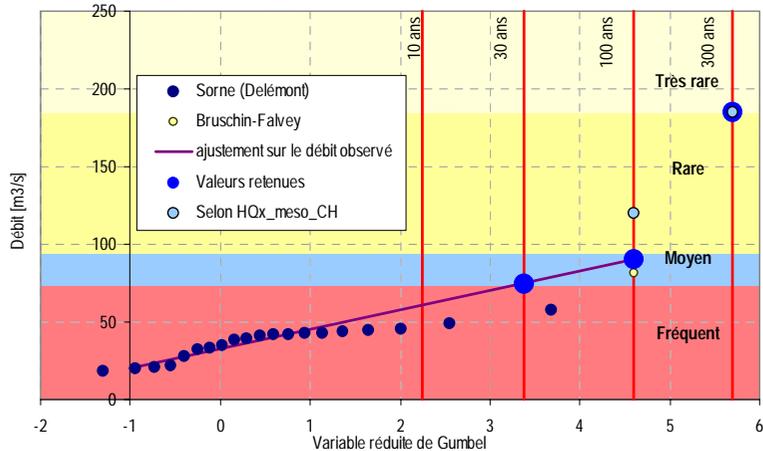


Figure 2 : Débits de dimensionnement avec les limites entre les événements fréquents, moyens, rares et très rares

Deux enseignements majeurs peuvent être tirés de cette étude:

- la période de mesure de débit sur la Sorne (1983-2002) n'est pas représentative du fonctionnement du cours d'eau,
- les débordements de la Sorne dans la vallée de Delémont entraînent une diminution des débits de pointe.

4 ETAT ACTUEL DE LA SORNE

Des relevés l'état actuel de la Sorne ont été effectués. Ils permettent de définir l'état hydro-écologique de la Sorne et la stabilité des ouvrages situés sur la séquence 1. Les conclusions de ces observations sont :

- les ouvrages sont globalement en bon état,
- il y a quelques problèmes ponctuels d'érosion et d'instabilité,
- la Sorne manque de place; l'espace actuellement occupé par la Sorne (rivière + berges) sur la commune de Delémont est d'environ 13 ha, alors que si elle avait la largeur minimale de biodiversité (sur cette séquence égale à l'espace minimal du cours d'eau) la surface qu'elle occuperait serait de 27 ha,
- l'état de la végétation rivulaire est variable, il passe de bon à mauvais suivant les endroits,

- la chute provoquée par la prise d'eau du Ticle est un obstacle majeur à la migration piscicole.

5 CARTOGRAPHIE PRÉLIMINAIRE DES INONDATIONS

La séquence d'étude est modélisée hydrauliquement à l'aide du logiciel HEC-RAS. Il en résulte une cartographie préliminaire des inondations pour différents temps de retour. Les figures 3 et 4 présentent les cartes des inondations pour deux crues, l'une de temps de retour 100 ans ($Q_{max}=90 \text{ m}^3/\text{s}$) et l'autre la crue extrême ($Q_{max}=185 \text{ m}^3/\text{s}$).

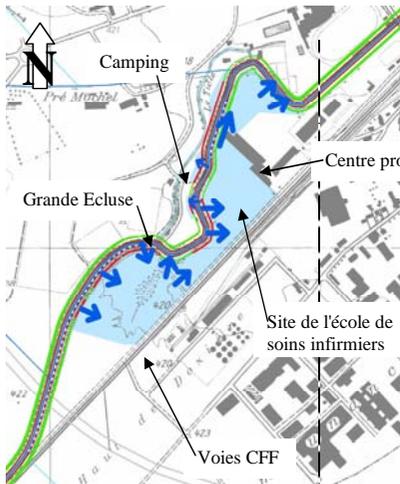


Figure 3: Cartographie des inondations T= 100 ans

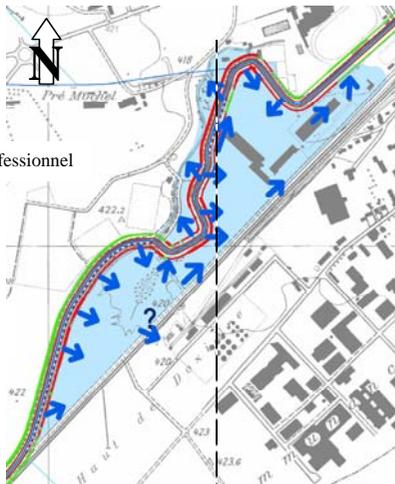


Figure 4: Cartographie des inondations de la crue extrême

On observe un important débordement de la Sorne en rive droite qui met en danger le centre professionnel. En rive gauche, le camping se trouve également en zone de danger.

Le tableau ci-dessous présente le croisement des objectifs de protection et des risques d'inondation. Il définit donc les déficits de protection.

		Crue à partir de laquelle l'objet est touché			
		< Q ₃₀	< Q ₁₀₀	< EHQ	> EHQ
Objectifs de protection	20 à 50 ans				Terrains de football
	50 à 100 ans	Site de la future école de soins infirmiers	Voies CFF	Terrains de tennis	Patinoire Stade de la Blancherie Centre sportif
	> 100 ans		Centre professionnel Camping TCS	Bâtiment de la confédération Bâtiment rive gauche	
	Extrême				Centre d'entretien A16

Tableau 2 : Objectifs de protection des objets touchés par les inondations (les cases grisées sont celles où il y a un déficit de protection)

6 CONCEPT DE SÉCURITÉ ET DE RENATURATION

Le concept de sécurité et de revitalisation, présenté sur la figure ci-dessous, permet d'atteindre les objectifs de protection et à réduire les déficits écologiques et de stabilité observés.

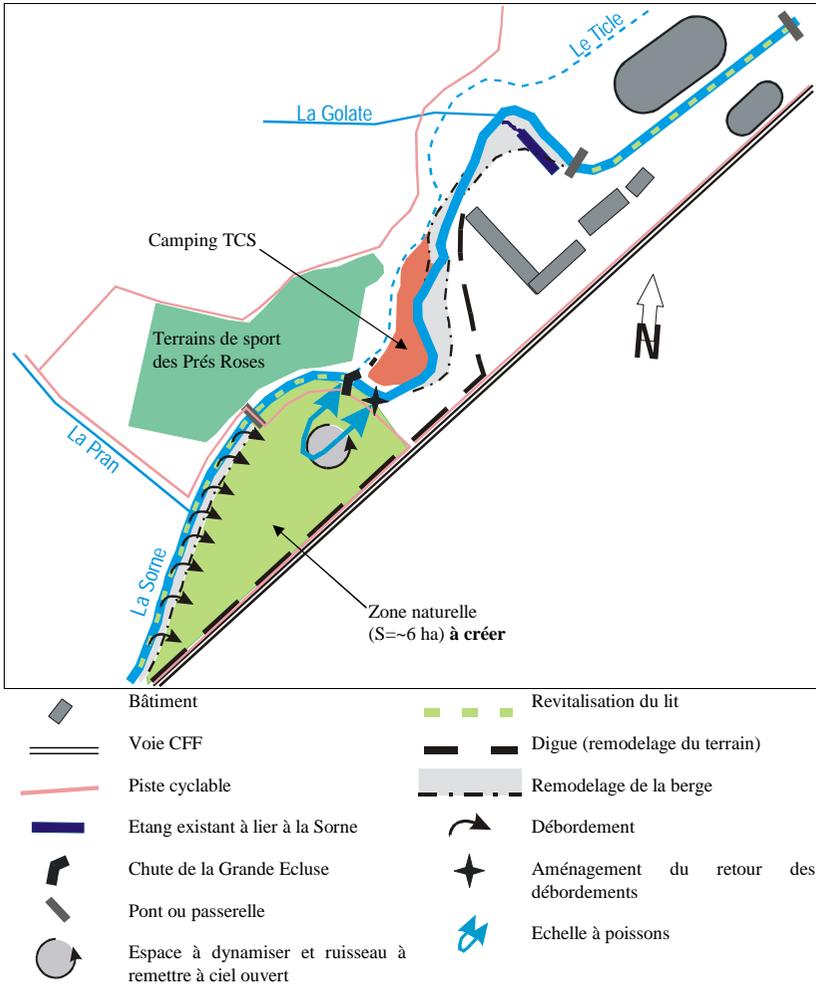


Figure 5: Concept global de sécurité et de revitalisation

La digue en rive droite est supprimée sur ~400 m en amont de la passerelle des Prés Roses. Le débordement permet de réduire le débit dans le tronçon en amont de la Grande Ecluse, dont la capacité est trop faible. Le terrain entre la Sorne et la voie CFF est remanié pour créer une arrière digue qui protège la voie CFF. Sur ce même terrain on crée une zone naturelle. Une échelle à poisson est aménagée pour permettre le passage de la Grande Ecluse. En aval, la berge droite est abaissée jusqu'au centre professionnel. Ce remodelage permet de supprimer les débordements en rive droite. Une arrière digue permet de protéger le centre professionnel et le

site de la future école de soins infirmiers. Vis-à-vis et en aval du centre professionnel, la Somme est élargie en rive gauche pour accroître sa capacité.

La rive droite du méandre situé à l'embouchure de la Golate est remodelée. Dans le même temps, on revitalise l'étang existant situé à l'intérieur du méandre en le raccordant à la Somme. Le long du stade de la Blancherie, le lit de la Somme est revitalisé au moyen d'épis et d'obstacles qui créent des variations d'écoulement pour les faibles débits.

Les travaux du concept sont regroupés en 5 mesures. Le tableau ci-dessous présente brièvement les mesures dans l'ordre de priorité.

Priorité	Description des mesures	Objectifs des mesures	Devis estimatif
haute	C-3 : remodelage du tronçon camping – centre professionnel et création d'une arrière digue	Protéger le camping et le centre professionnel Augmenter l'espace du cours d'eau	550'000.-
haute	C-1 : aménagement d'une zone de débordements et d'une zone naturelle, création d'une arrière digue, remodelage la berge et le pied de berge	Protéger la voie CFF et les autres ouvrages en aval Supprimer le risque de rupture de digue Dynamiser et développer une zone naturelle de 6 ha	1'800'000.-
moyenne	C-2 : aménagement d'une échelle à poisson pour le franchissement de la Grande Ecluse.	Permettre la migration piscicole	320'000.-
moyenne	C-4 : remodelage du méandre de la Blancherie et revitalisation de l'étang existant	Diminuer des risques résiduels Augmenter l'espace du cours d'eau Améliorer la valeur écologique de l'étang existant	350'000.-
faible	C-5 : revitalisation du lit de la Somme le long du stade de la Blancherie	Améliorer la valeur écologique du tronçon	50'000.-

Tableau 3 : Plan d'action pour la mise en oeuvre du concept de sécurité et de revitalisation

7 CONCEPT DE GESTION

La Figure 6 présente la gestion du cours d'eau. Dans le cas de la Somme, l'artificialisation est massive. Des mesures d'entretien ne permettent pas à elles seules de restaurer la rivière.

La gestion proposée est un entretien de restauration et préventif. Il faut améliorer l'existant partout où cela est possible et surtout maintenir régulièrement le milieu pour qu'il réponde aux objectifs.

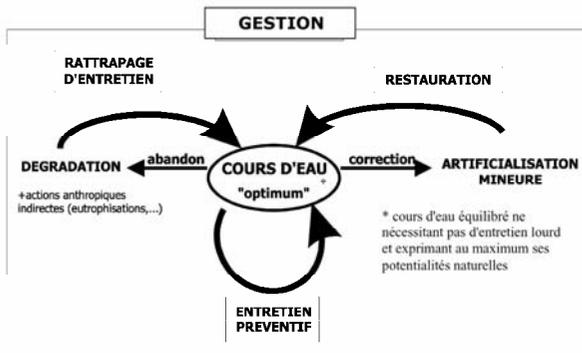


Figure 6 : Type de gestion en fonction de l'état du cours d'eau (tiré de Agence de l'eau Rhin-Meuse 2000)

Concrètement, le concept d'entretien de la Sorne doit permettre de :

- garantir une section d'écoulement suffisante,
- minimiser les risques d'embâcles,
- favoriser les essences locales et existantes sur le site,
- réduire au minimum les travaux nécessaires.

Dans un premier temps il faut favoriser au maximum les essences de station. Par des coupes sélectives on dégagera tantôt un bouquet d'aulnes, tantôt un bouquet de frênes, de saules ou d'érables.

Les berges doivent être entretenues régulièrement afin d'éviter que les arbres ne deviennent trop grands et qu'ils concurrencent la végétation buissonnante ou qu'ils provoquent trop d'ombre sur le cours d'eau. On procédera donc à un recépage de certains arbres tous les 3 à 10 ans. Du sommet de la berge vers l'extérieur, on peut laisser quelques arbres se développer.

Les arbres existants peuvent être dans la grande majorité des cas conservés. Seuls ceux qui présentent un risque d'effondrement à court terme doivent être supprimés.

Les déchets végétaux, notamment issus de coupe d'herbe, ne devraient pas être stockés sur les berges. C'est le cas notamment lors de l'entretien du chemin qui longe la Sorne en rive gauche.

En d'autres termes, le cordon rivulaire doit être **suivi régulièrement** par des **personnes qualifiées** afin de favoriser les essences intéressantes et d'éviter le risque d'embâcle engendré par des arbres dans la rivière.

8 ASPECTS INSTITUTIONNELS

L'aménagement des cours d'eau implique un grand nombre d'intervenants. Cette étude a mis en lumière les problèmes de coordination et de compréhension entre les partenaires ainsi que la difficulté récurrente de savoir qui ou quel organe est compétent pour prendre telle ou telle décision. Ce chapitre a pour objectif de faire le point sur les acteurs de l'aménagement des cours d'eau, sur leurs responsabilités respectives et sur les cheminements des décisions et des informations. Les bureaux mandataires sont volontairement absents de cette réflexion car ils sont en général subordonné à un maître d'ouvrage bien défini. Cependant, une clarification des structures institutionnelles leur serait également profitable.

Le Tableau 4 présente les offices responsables au niveau de la Confédération, du Canton et de la Commune. On observe qu'il n'y a pas un office ayant la vue d'ensemble quel que soit le niveau.

L'exemple de la Birse et de la Sorne permet d'illustrer la problématique. A l'heure actuelle, l'organisation des différents services ne permet pas d'assurer que les études soient cohérentes entre elles. Une coordination renforcée entre les différents offices fédéraux, cantonaux et communaux permettrait, par exemple, d'éviter que les résultats du PREE de la Birse ne correspondent pas du tout aux priorités des cartes de danger.

Tâche	Responsable confédération	Responsable cantonal	Responsable communal
PREE	OFEFP ²	OEPN ³	-
Carte de danger	OFEF ⁴	FOR ⁵	TP ⁶ –URBA ⁷
Aménagement de la Sorne	OFEF	OEPN	TP (SI ⁸)
Aménagement du territoire	ARE ⁹	SAT ¹⁰	URBA

Tableau 4 : Offices responsables au niveau de la confédération, du canton du Jura et de la commune de Delémont

La Figure 7 présente une proposition d'organisation. Des "commissions cours d'eau" au niveau des offices fédéraux, cantonaux et communaux pourraient être mis en place. Elles regrouperaient des représentants de tous les acteurs de la planification et de l'aménagement des cours d'eau et assureraient la coordination des différents projets. Les "commissions cours d'eau" assureraient également l'échange d'information entre les acteurs institutionnels (lien confédération – cantons, canton – communes, etc.) et également avec les mandataires.

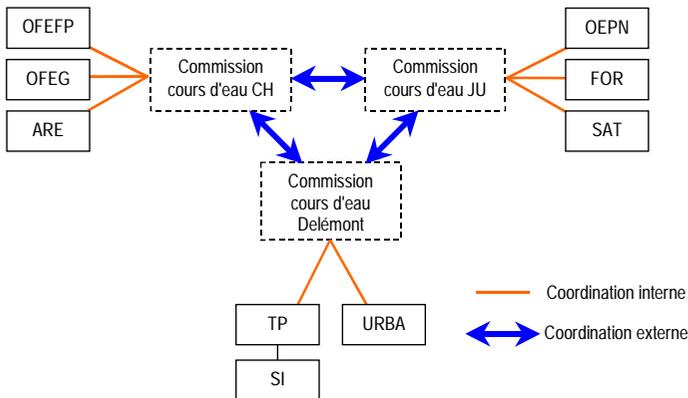


Figure 7: Proposition d'organisation

Sur le plan pratique, les commissions cours d'eau regrouperaient les personnes compétentes en matière de cours d'eau de chacun des services. Au niveau de la confédération, par exemple, la commission regrouperait des représentants de l'OFEFP, de l'OFEF et de l'ARE créant ainsi un pool de compétences en matière de cours d'eau. Ce groupe pourrait ainsi prendre en considération la totalité des problèmes liés au cours d'eau et y apporter une solution intégrée. Si tous les projets doivent être discutés au sein de la commission cours d'eau, la direction d'un

² OFEFP : Office fédéral de l'environnement, de la forêt et du paysage

³ OEPN : Office de l'environnement et de la protection de la nature du canton du Jura

⁴ OFEG : Office fédéral de l'eau et de la géologie

⁵ FOR : Office des forêts du canton du Jura

⁶ TP : Service des travaux publics de la commune de Delémont

⁷ URBA : Service de l'urbanisme de la commune de Delémont

⁸ SI : Services industriels de la commune de Delémont

⁹ ARE : Office fédéral du développement territorial

¹⁰ SAT : Office de l'aménagement du territoire du canton du Jura

projet est assurée par l'office directement concerné. Celui-ci informera régulièrement les autres membres de la commission.

9 CONCLUSION

Cette étude met en évidence les problèmes de la Somme sur la séquence 1. L'état hydroécologique, les relations entre la Somme et la ville qui l'entoure ainsi que l'analyse des crues sont étudiés. Sur la base de cette analyse, il est possible de se faire une image précise de l'état actuel de la Somme. Cette image peut être résumée comme suit :

- les risques d'inondation dus à la Somme sont importants,
- l'état écomorphologique de la Somme est bon à mauvais,
- le cordon rivulaire est peu structuré, la strate buissonnante manque à de nombreux endroits,
- l'accès à la Somme est relativement bon, mais les interactions avec les milieux voisins peuvent être renforcées.

Le concept de sécurité et de renaturation permet de résoudre les problèmes de danger et d'améliorer la situation hydroécologique de la Somme. Les objectifs de protection sont atteints et les risques résiduels sont réduits.

La détermination des crues de projet est un point central de cette étude et ce malgré la station de mesure de débit de Delémont. En effet, l'ajustement des crues maximales annuelles présente un dysfonctionnement qu'il faut expliquer. Sur la base de mesures effectuées dans d'autres bassins versants similaires, d'une analyse de la station de mesure, d'une comparaison des coefficients de ruissellement de différentes crues, de l'analyse de la forme des hydrogrammes observés et de valeurs de crues de projet tirées de la littérature, il a été possible de déterminer les débits de projet tout en tenant compte du fonctionnement compliqué du bassin versant de la Somme.

Dans un premier temps, on avait estimé qu'il était possible de résoudre le problème lié au débordement de la Somme à Delémont par un laminage de crue dans la vallée de Delémont. Or, la comparaison entre le volume nécessaire pour gérer les crues de la Somme et les volumes disponibles dans la vallée de Delémont a rapidement montré que le problème ne pourrait pas être résolu de cette manière. La gestion des dangers est donc réalisée par des mesures sur le site même.

Tout au long de cette étude, on a essayé d'utiliser au mieux les ressources disponibles. Avant par exemple de mettre en place une modélisation complexe de toute la vallée de Delémont, la pertinence d'un tel calcul a été évaluée. Cette démarche très pragmatique permet de limiter les coûts pour le maître d'œuvre tout en assurant la qualité du travail.

Tous les aspects liés au cours d'eau sont intégrés dès le début de l'étude afin de proposer un concept qui permette de résoudre les déficits mis en évidence et de satisfaire les intérêts de tous les acteurs impliqués sur la Somme.

Au niveau institutionnel, les structures actuelles ne sont pas satisfaisantes. En effet, la coordination entre les différents services est quasi inexistante ou sporadique. De nombreux projets liés au cours d'eau sont réalisés par les différents acteurs sans qu'aucun lien ne soit établi. Il en résulte une grande perte d'énergie et par-là des deniers publics déjà peu disponibles. La création de "commissions cours d'eau" au niveau fédéral, cantonal et communal permettrait d'assurer la coordination des études et des interventions sur les cours d'eau.

Cette étude a montré que les risques d'inondations dues aux crues de la Somme ne sont pas négligeables. Le manque de capacité de la Somme, ne se limite pas à la séquence 1. Selon l'ingénieur communal et selon les études menées précédemment sur la Somme à Delémont, les risques d'inondations sont importants pour l'entier de la ville.

L'étude des dangers d'inondations doit donc être étendue à la totalité de la Somme à Delémont. L'expérience montre qu'en raison de la topographie peu marquée du site, il est difficile d'estimer

de manière fiable l'étendue des inondations au moyen d'un modèle 1-D comme HEC-RAS. Il sera donc vraisemblablement nécessaire de mettre en place un modèle de simulation 2-D. Ce dernier permettra d'évaluer non seulement l'étendue des inondations, mais également leur intensité.

En réponse à la citation de l'introduction, où l'objectif était de dompter la rivière et de la confiner dans un espace restreint, le déficit des années futures sera de rendre au cours d'eau non seulement une meilleure valeur écologique, mais surtout plus de place. Ceci non pas dans le but de faire plaisir aux amoureux de la nature, mais pour protéger les biens et les personnes qui ont envahi l'espace jadis dévolu au cours d'eau.

10 RÉFÉRENCES

- Agence de l'eau Rhin-Meuse, "*Guide de gestion de la végétation des bords de cours d'eau*", 2000
- Boillat J.-L., "*Stabilisation du lit*", notes de cours EPFL, 2002.
- Bruschin J. et Falvey H. T., "*Risques relatifs aux crues*", EPFL (Date inconnue).
- Commune de Delémont, "*Plan d'aménagement local. Cap sur 2010*", 1998
- EAWAG, "*Ökomorphologie Stufe S (Systembzogen)*", Entwurf 18.06.2003.
- Gerber F., "*Méthode de génie biologique*", notes de cours EPFL, 2002.
- Lachat B., "*Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales*", 1994.
- Loat R., "*Introduction aux mesures de protection contre les crues*", notes de cours EPFL, 2002.
- Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEP), "*Ecomorphologie – niveau R*", l'environnement pratique – information concernant la protection des eaux n°27, 1998.
- Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), "*Evaluation des crues dans les bassins versants de Suisse*", Guide pratique - Rapports de l'OFEG, Série eaux n°4, 2003.
- Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), "*Rauheiten in ausgesuchten schweizerischen Fließgewässern*", Guide pratique - Rapports de l'OFEG, Série eaux n°1, 2001.
- Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), "*Protection contre les crues des cours d'eau*", Directive de l'OFEG, 2001.
- Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), "*Prise en compte des dangers dus aux crues dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire*", recommandations, 1997.
- Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), "*Exigences posées à la protection contre les crues '95*", 1995.
- Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), "*La protection contre les crues au fil du temps*", 2002.
- OFFEP, OFEG, OFAG et ARE, "*Idées directrices, cours d'eau Suisse, pour une politique de gestion durable de nos eaux*", 2003.
- PLANAT, Plate-forme nationale "*Dangers naturels*", <http://planat.ch>, 2003.
- Schleiss A., "*Protection contre les crues*", notes de cours EPFL, 2002.
- Diverses notes de cours du cycle postgrade en aménagements hydrauliques, EPFL 2001-2003.

Approvisionnement en eau potable et évacuation des eaux de l'agglomération Shkozë – Kosovo

Water supply, sewer system and waste water treatment in the Shkozë area - Kosovo

Agim Memaj

10, Villars – vert, 1752 Villars sur Glâne

RÉSUMÉ. L'approvisionnement en eaux potable et l'évacuation des eaux sont deux domaines en pleine expansion au Kosovo. Jusqu'à présent peu de villages sont dotés de ces infrastructures d'importance vitale. Cette étude a pour but l'élaboration d'un nouveau concept d'approvisionnement en eau potable et d'évacuation des eaux dans le village Shkozë au sud du Kosovo. A l'aval de ce village se situe une source naturelle abondante qui alimenterait le réseau projeté du village qui actuellement compte 1900 habitants. Pour déterminer les besoins en eau, la consommation journalière a été estimée de manière forfaitaire à 150 l / habitant / jour. Pour assurer un fonctionnement rationnel du réseau, les normes Suisses ont été utilisées comme référence, et le logiciel „Epanet 2“ pour les simulations. En matière d'évacuation des eaux, le système séparatif a été proposé (selon les recommandations du PGEE), comme une solution rationnelle à long terme. Une partie des eaux pluviales est infiltrée sur place (actuellement très peu de surfaces imperméables), et le reste est acheminé vers le milieu récepteur dans 4 petits réseaux d'évacuation. Le comportement de ces réseaux est contrôlé avec le logiciel MOUSE, dans le respect de la norme SIA 190. Les eaux usées sont collectées et acheminées vers la STEP implantée en bas du village, qui est prévue pour le traitement des eaux de trois autres agglomérations (le besoin de collaboration est indispensable). Pour la réalisation, la difficulté majeure reste le financement qui permettrait la concrétisation de ce projet. La participation de la population des villages concernés est requise de même qu'un soutien des nombreuses organisations humanitaires internationales présentes au Kosovo.

ABSTRACT. In Kosovo, the supply of drinking water and the disposal of wastewater are two fields in full expansion. Up to now, only a few villages have equipped themselves with these vital infrastructures. This study aims at elaborating a new drinking water supply and wastewater disposal concept in the village of Shkoze, in the southern part of Kosovo. A natural and abundant water source is situated downhill from the village. This water could be used to supply the planned drinking water distribution network of this village, which currently counts a population of some 1'900 inhabitants. To determine the aggregate water requirements, I estimate the daily drinking water consumption per inhabitant at around 150 litres. In order to guaranty a rational operation of the network I have used the applicable Swiss standards as a legislative basis as well as the "Epanet 2" software for all simulations. For the disposal of wastewater, I propose the use of a separate sewer system according to the PGEE (Swiss general plan of wastewater disposal). This can be considered as a rational long-term solution. One part of the prevailing storm waters will infiltrate on site, as only a few surfaces in the village are sealed. The remainder of any storm waters are lead to the shared outlet by means of 4 small evacuation networks. The behaviour of these networks is controlled using the MOUSE software, in accordance with the Swiss SIA 190 standard. The wastewater is collected and lead to the water treatment facility located at the lower part of the village, which also handles the wastewater of three other agglomerations, as a certain amount of collaboration in this field is quite indispensable. The biggest problem with the realisation of the project is the financing. I propose a participation of the inhabitants of the concerned village (their involvement in the project). The local leader

should additionally knock at the doors of the numerous international humanitarian organisations present in Kosovo.

1 INTRODUCTION

Le présent projet porte sur l'étude d'un nouveau concept d'adduction et de distribution d'eau potable ainsi que l'assainissement des eaux pluviales et usées de l'agglomération Shkožë au Kosovo.



Figure 1: La carte du Kosovo et l'agglomération Shkožë

2 APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE

2.1 *Objet de l'étude*

Actuellement, l'agglomération de Shkožë n'est équipée d'aucun dispositif d'adduction et de distribution d'eau potable, ce qui montre la gravité de la situation dans ce village.

Afin de remédier à cela, un concept général a été établi et les ouvrages appropriés ont été dimensionnés.

A travers ce travail de diplôme plusieurs variantes d'aménagement ont été étudiées afin que ce village puisse être alimenté en eau potable, en qualité et quantité satisfaisantes, en respectant les pressions requises (minimum incendie = 3 bars).

2.2 *Démographie, prévisions*

Suite aux indications fournies par les autorités locales, l'agglomération Shkožë est actuellement peuplée d'environ 1900 habitants.

Après une période d'exploitation de 30 ans avec une croissance annuelle de 2 % (confirmée par les institutions de statistique du Kosovo), le nombre des habitants augmenterait à 3450 habitants. Dans ce projet, le nombre d'habitants a ainsi été admis à 3500 en 2030.

2.3 *Ressources en eau*

Pour alimenter le village Shkožë, une seule possibilité s'impose ; l'utilisation de la source naturelle en aval du village.

L'eau de cette source est de très bonne qualité, elle ne nécessite pas de traitement, et sa quantité est abondante.

2.4 *Besoins en eau*

Pour déterminer les besoins en eau, deux démarches sont possibles :

- déterminer les besoins unitaires en eau selon la population de l'agglomération et les activités qui s'y déroulent.
- établir une comparaison avec d'autres communes qui présentent des caractéristiques similaires.

La première méthode est prise en considération car pour la deuxième on ne possède pas de référence (ce projet présente une première dans la région).

Une consommation spécifique forfaitaire de *150 l / habitant / jour* a été estimée raisonnable et suffisante.

Après avoir pris en compte le coefficient de variation journalière et les pertes dans le réseau, on obtiens une consommation maximale de *324 l/habitant/jour* ce qui représente environ 65 % de la consommation moyenne en Suisse.

2.5 *Conditions incendie*

Pour déterminer les caractéristiques minimales à respecter pour la création d'un réseau d'eau pour la défense incendie, la Fédération Suisse des Sapeurs-Pompiers impose une classification selon les risques encourus. Les conditions suivantes sont retenues :

- Le village est classé (classe de danger) en catégorie « 4 »,
- Le nombre des lances égale à 4 et la durée d'intervention est de 90 minutes,
- Les diamètre des conduites ne doit pas être inférieur à 125 mm,
- Le débit nécessaire pour une pression de 3.5 bars est de 20 l/sec.,
- La distance maximale entre les bornes hydrantes est de 120 m,
- Les conduites seront posées à une profondeur de 1.0 au minimum,
- La réserve d'extinction minimale au réservoir est 125 m³.

2.6 *Etude de variantes*

Au total, 3 variantes ont été étudiées afin d'aboutir à un concept susceptible d'assouvir au mieux les besoins du village et qui soit économiquement raisonnable.

Description des variantes

Variante « A » ; Le village est divisé en trois zones d'alimentation. L'eau est refoulée jusqu'au réservoir principal « R3 » qui alimente (par voie gravitaire) la plus haute zone du village. Ce même réservoir alimente aussi les deux autres réservoirs, qui vont alimenter ses zones respectives.

Les avantages de cette variante sont ; pressions et pertes de charges faibles, des tuyaux de petit diamètre, 3 réseaux petits et fiables.

Les défauts de cette variante sont ; le nombre conséquent des réservoirs, la totalité de l'eau doit être montée à une hauteur de 480 m.s.m. ce qui nécessite une consommation importante d'énergie.

Variante « B » ; Le village est divisé en deux zones d'alimentation (ligne de partage à 370 m.s.m.). L'eau est refoulée jusqu'au réservoir « R1 » qui alimente la zone basse du village, puis une petite partie de l'eau est pompée depuis le réservoir « R1 » vers le réservoir « R2 » qui ensuite alimente la zone haute de village.

Les avantages de cette variante sont ; pressions modérées (dans les normes des matériaux existants de 12,5 bars), deux réservoirs de taille moyenne.

Les défauts de cette variante sont ; le nombre de stations de pompage (deux), consommation d'énergie à deux endroits.

Variante « C » ; Le village est divisé en deux zones d'alimentation (ligne de partage à 370 m.s.m.), comme dans la variante « B ». L'eau est refoulée jusqu'au réservoir « R » à 480 m.s.m. Ce réservoir alimente la zone haute du village. La zone basse du village est alimentée par le même réservoir mais auparavant l'eau en provenance du réservoir passe par un réducteur de pression.

Les avantages de cette variante sont ; la construction d'un seul réservoir et une seule station de pompage.

Les défauts de cette variante sont que toute l'eau doit être pompée à 480 m.s.m. avec une consommation importante d'énergie et la fiabilité du réseau.

Le choix s'est porté sur la variante « B » en mettant au premier plan la consommation d'énergie considéré comme facteur déterminant.

	Consommation d'énergie (K.W par jour)	Pressions et Pertes de charge (bar)	Diamètres des tuyaux (mm)	Nombre de(s) Réservoir(s) N =	Rang
Variante « A »	571	10	125	3	3
Variante « B »	430	12.5	125	2	1
Variante « C »	571	12.5	125	1+ S	2

2.7 Implantation et dimensionnement du réseau

Le fonctionnement efficace d'un réseau passe par une analyse et un calcul des pertes de charge. Ces dernières sont de types linéaires et singulières.

Dans ce travail, les pertes de charge singulières n'ont pas été prises en compte car elles sont faibles.

Les pertes de charge linéaires h_r sont proportionnelles au coefficient de perte de charge λ , à la longueur de la conduite L, au carré de la vitesse V et inversement au diamètre D.

$$h_r = \lambda * (L / D) * (V^2 / 2g)$$

Le coefficient de perte λ , est calculé par la formule de Colebrook et White qui fait intervenir ; le nombre de Reynolds Re, la rugosité de la conduite K, et le diamètre de la conduite D.

$$Re = (V * D) / \nu$$

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \left(\left(2.51 / (Re * \sqrt{\lambda}) \right) + (K / (3.71 * D)) \right)$$

La rugosité de la conduite pour l'adduction d'eau potable se situe entre 0.10 et 0,25 mm. Dans ce travail, une rugosité de 0,20 mm a été considérée.

2.8 Volume des réservoirs

Le volume des réservoirs « R 1 » et « R 2 » est calculé en considérant les paramètres de planifications décrites auparavant, comme ;

- besoins journalières 150 l/habitant/jour,
- pertes admises dans le réseau environ 20%,
- coefficient de pointe (variations horaires et journalières) $C_p = 1.8$,
- volume incendie minimal 150 m³,

Après calcul il résulte ;

- Réservoir « R1 » ; volume de 800 m³, $H = 4$ m, $D = 16$ m, implanté à 410 m.s.m.
- Réservoir « R2 » ; volume de 600 m³, $H = 4$ m, $D = 14$ m, implanté à 480 m.s.m.

Principe de dimensionnement :

- La variante choisie Variante « B »,
- Les calculs effectués avec le logiciel « Epanet 2 » (ce programme effectue le calcul des pertes de charge par itération, selon Cross).
- Le réseau est maillé.

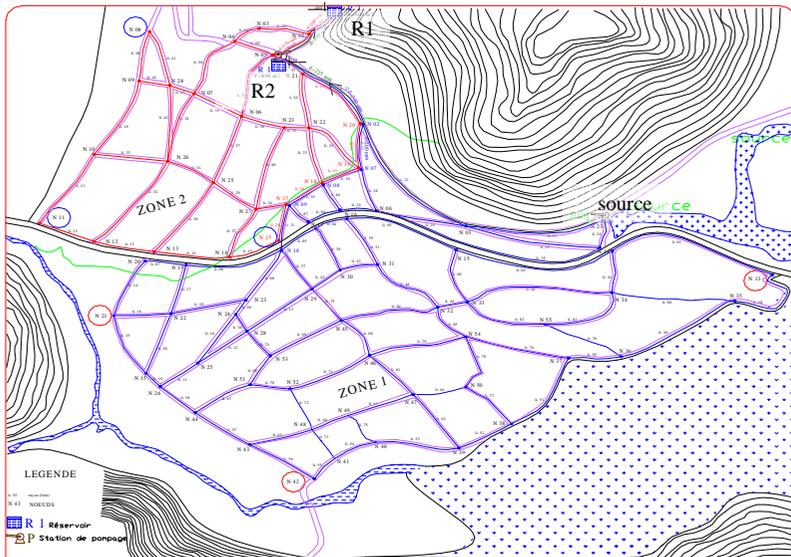


Figure 2 : Le réseau d'approvisionnement en eau potable

2.9 Analyse et Interprétation des résultats

Les zones « Zone1 » et « Zone2 » sont considérées comme indépendantes et alimentées respectivement par les réservoirs « R1 » et « R2 ». Pour chacun des réseaux ont été effectués des simulations pour les cas sans incendie et pour les cas avec incendies dans trois nœuds (les cas plus défavorables retenus). Le but était de voir le comportement des réseaux dans les cas des difficultés rencontrées durant leur exploitation. Dans ce processus, les éléments analysés sont ; les vitesses d'écoulement, pressions, débits, diamètres (suffisance), pertes de charge, etc.

Après les calculs, le programme a démontré un bon fonctionnement des réseaux pour les cas sans incendie, mais en cas d'incendie il a détecté des insuffisances au niveau de diamètre dans

certains tuyaux. Il s'agit des tuyaux qui sortent depuis les réservoirs vers le réseau (dans les deux réseaux) et d'un autre tuyau assez chargé dans chaque réseau.

Par la suite, ces tuyaux sont « changés » (leur diamètre est augmenté) et j'ai procédé avec des autres calculs pour vérifier le fonctionnement des réseaux.

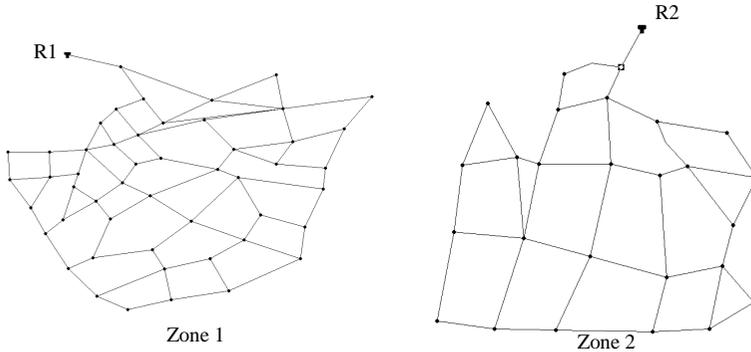


Figure 3 : Schémas des réseaux d'adduction du modèle Epanet 2.0

2.9.1 Conclusions et rappels sur le concept général

L'alimentation de l'ensemble de l'agglomération Shkozë est réalisée à partir de la source en aval du village. Un pompage nocturne (pendant 10 heures) par paliers fournit les réservoirs situés au dessus des zones respectives à alimenter.

Les conduites sont en polyéthylène, elles ont un diamètre de 125 mm, et peuvent supporter des pressions de 12.5 bars. La conduite entre le captage et le réservoir « R1 » est de 225 mm (D inter. = 206.6 mm), et le tuyau qui relie les deux réservoirs « R1 » et « R2 » est de 160 mm (D int. = 141 mm). Des conduites de secours sont prévues entre le captage et le réservoir « R1 » ainsi que entre les deux réservoirs.

Les conduites sont posés à une profondeur variant entre 1.0 et 1.2 m, et le tracé de distribution suit les routes.

Les deux réseaux sont maillés, ce qui offre les avantages et inconvénients suivants :

- + écoulement favorable (même en cas de consommation réduite),
- + coups de bélier peu fréquents,
- + pertes de charge plus faibles,
- + bouclage et isolement de tronçons sans perturber l'ensemble,
- + extrémités des conduites sont reliées entre elles,
- + perturbations réduite en cas de réparations dans le réseau.
- les frais de construction sont plus élevés que pour les réseaux ramifiés.

3 EVACUATION DES EAUX USEES ET PLUVIALES

3.1 Introduction

La deuxième partie du projet est consacrée à l'évacuation des eaux usées et pluviales de l'agglomération Shkozë.

L'objectif est de proposer aux habitants de Shkozë une solution efficace dans le domaine d'évacuation des eaux qui réduirait les effets négatifs d'une urbanisation mise à mal pendant et après la guerre.

Une maîtrise des eaux usées et de ruissellement par un système des canalisations, basée sur les principes de la PGEE, serait une première pour toute la région.

La conception d'un réseau séparatif, selon les recommandations de la PGEE, est le but final de ce projet.

3.2 *Les eaux pluviales*

La loi fédérale dans la matière, préconise une infiltration des eaux qui ont une provenance pluviale, puisque une bonne partie de ces eaux est considéré comme « non pollué ».

Dans le cas du village Shkozë, on ne rencontre pas une urbanisation dense qui habituellement est caractérisé par des grandes surfaces asphaltées et des autres surfaces imperméables qui empêchent l'infiltration naturelle des eaux pluviales. Dans les situations d'une densité faibles des maisons familiales, il est possible de favoriser une infiltration sur place des eaux de ruissellements. Cette approche permet d'éviter les mesure actives d'infiltration (assez coûteuses qui alourdiront les démarches éventuelles vers la réalisation de ce projet).

Finalement, les mesures passives sont proposés (favoriser l'infiltration naturelle).

Cette solution justifie une réflexion a la fois écologiste et éducative ; *«La mesure la plus efficace de la gestion des eaux pluviales consiste à ne pas imperméabiliser les surfaces dans les agglomérations, mais à les aménager de façon perméable pour que les eaux pluviales puissent s'infiltrer sur place».*

Dans les annexes de ce projet je mis quelques explications sur les techniques d'infiltration, proposes par les professionnels en Suisse en titre de guide pour des cas éventuels.

3.2.1 *Mesures de rétention*

Due aux conditions favorables à effectuer des multiples rejets en petits quantités, (le bassin versant du village est divisé en 4 mini réseaux avec ces points de rejet), des mesures de rétention ne sont pas prévues.

3.2.2 *Définition des points de rejet*

Le réseau hydrographique de l'agglomération Shkozë est riche et il entoure le village des trois côtés.

La topographie du terrain permet une division du bassin versant en 4 sous bassins versants et l'utilisation des pentes du terrain comme des évacuateurs naturels.

Les apports de chacun de ces réseaux sont déversés dans les point respectifs dans le milieu récepteur, sans provoquer des nuisances importantes.

3.2.3 *Implantation et dimensionnement du réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales*

La topographie du terrain du village Shkozë permet la réalisation d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales et usées dans tout le village. Des difficultés peuvent y avoir dans la partie haute du village, ou les pentes sont assez rudes.

Après les analyses détaillées, des interventions avec des chambres de visite intermédiaires (qui n'ont pas d'apport) s'avèrent inévitables. Ceci afin d'amortir les grandes pentes des tuyaux (qui ne pourraient pas suivre partout la pente du terrain), et par la même occasion d'éviter des vitesses très importantes et beaucoup de creusement.

Le logiciel MOUSE qui été mis au point par le Danish Hydraulic Institute (DHI), est utilisé comme outil de calcul et d'analyse des 4 mini-réseaux proposés.

Pendant ces simulations, toute les composantes hydrauliques sont analyses et suivies afin d'offrir aux villageois un projet fiable et fonctionnel.

Le village même, est répandu des deux cotes de la route nationale. Il est entouré par une rivière en bas du village, le lac de rétention et un ruisseau qui subit des variations saisonnières. Ces éléments hydrographiques sont exploités comme milieu récepteur des eaux pluviales, mais aussi des eaux usées, après leur traitement.

Partout dans cette surface on remarque une affectation faible du terrain, habituellement des maisons familiales répandues dans tous les coins.

Pour cette raison est admis un coefficient d'imperméabilité assez faible ; $y = 0.25$.

Les données d'une pluie orageuse, avant le dimensionnement d'un réseau dans un milieu urbain, sont indispensables. Au Kosovo on ne dispose pas des données d'une telle pluie, mais des données d'une pluie ordinaire enregistrée le 16 août 1982.

Cette pluie, qui a servie comme base de calcul pour le hyetogramme de projet, est 2 ou 3 fois mois intense qu'une pluie orageuse.

Le hyetogramme de projet (intensité et duré de la pluie) adapté au type d'averse choisi est caractéristique d'une pluie de type « Chicago », dont l'intensité maximale est au tiers de la dure maximale (qui est ; $T = 2$ heures). Le temps de concentration est admis $T_0 = 10$ minutes, et le période de retour $z = 5$ ans.

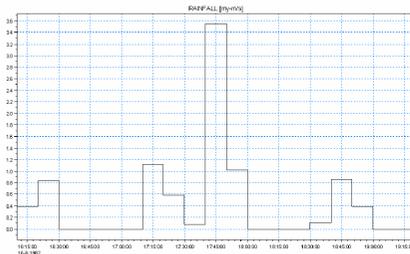


Figure 4 : Hyetogramme de projet; (pluie de 16.08.1982)

La relation qui permet le calcul de l'intensité des pluies est :

$$i = \frac{k}{T + B}$$

Après les analyses avec le logiciel MOUSE, à été constaté que les 4 réseaux qui sont constitués par 201 chambres de visite (68 avec un débit), fonctionnent d'une manière très satisfaisantes en respectant dans toutes les circonstances les débits minimums et maximums ainsi que le rapport Q/Q_{100} (qui doit être inférieure à 80 %).

Les tuyaux sont en béton (coeff. de Stricler $k_s = 83$) du diamètre minimal de 250 millimètres.

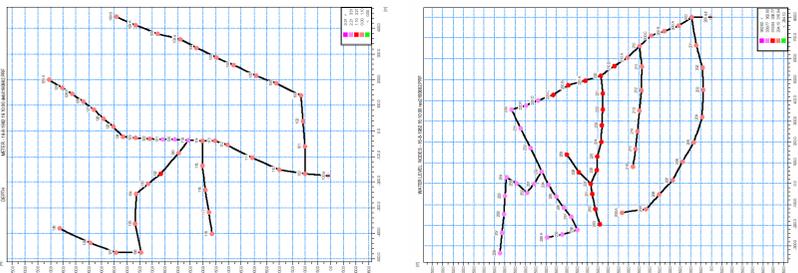


Figure 5a: Les réseaux d'évacuation des eaux pluviales R1 et R2

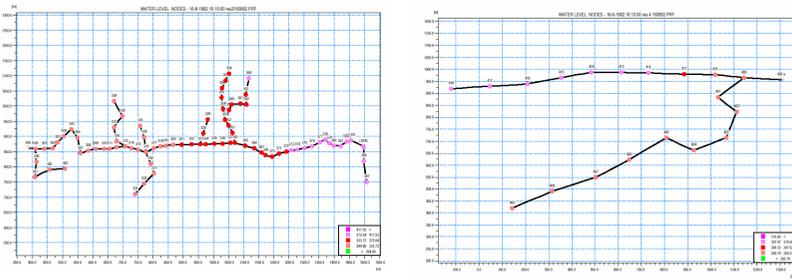


Figure 5b: Les réseaux d'évacuation des eaux pluviales R3 et R4

3.3 Gestion des eaux usées

La gestion des eaux usées est une tâche très importante qui tombe dans le domaine de l'assainissement des agglomérations, et qui n'est plus imaginable sans l'existence d'une STEP (Station d'épuration) comme la dernière étape de traitement des eaux usées. Ces dernières, sont polluées par des différents composants (dépendent de beaucoup de facteurs), mais dans le cas de Shkozë il s'agit de contenances fécales.

La STEP présente un objet incontournable dans la conception des systèmes contemporains d'assainissement, mais elle est une technologie qui coûte très chère.

Vue l'importance et les coûts, une plus grande STEP a été proposée et qui servirait aussi les trois villages en alentours. Cette STEP doit être implantée dans la partie basse du village Shkozë (dans le point le plus bas) pour pouvoir récolter toutes les eaux par voie gravitaire.

L'endroit où l'implantation de la STEP est prévue s'impose par les conditions topographiques, l'accessibilité etc.

3.3.1 Implantation et dimensionnement du réseau de collecte et d'évacuation des eaux usées

Le débit des eaux usées de village Shkozë est beaucoup plus faible que celui des eaux pluviales. Ces eaux sont collectées puis acheminées, par voie gravitaire, jusqu'à la STEP. De ce fait, ces eaux sont évacuées par des tuyaux de petit diamètre (minimum de 200 millimètres) en respectant les critères nécessaires pour une évacuation efficace (éviter la déposition des matériaux).

La STEP est implantée dans un point bas afin d'éviter les stations de pompes.

4 OBJECTIFS DE TRAITEMENT A LA STEP

Le but de l'épuration des eaux usées est le traitement puis leur rejet dans un milieu récepteur, sans apporter des nuisances à ce milieu. Les eaux usées arrivantes dans une STEP ont un débit variable et leur charge en polluants varie constamment.

Pour cette raison, une STEP doit être conçue assez robuste afin de pouvoir absorber toutes les variations. Le rendement de la STEP et ces performances dépendent de beaucoup d'éléments, mais le paramètre principal est la capacité de la STEP de retenir le plus des polluants.

Dans la STEP de Shkozë, gravitent encore trois autres agglomérations, dont une assez importante (Zhur, avec environ 10'000 habitants).

Pour le dimensionnement de la STEP, le nombre des habitants en année 2030 est d'environ 20'000 habitants.

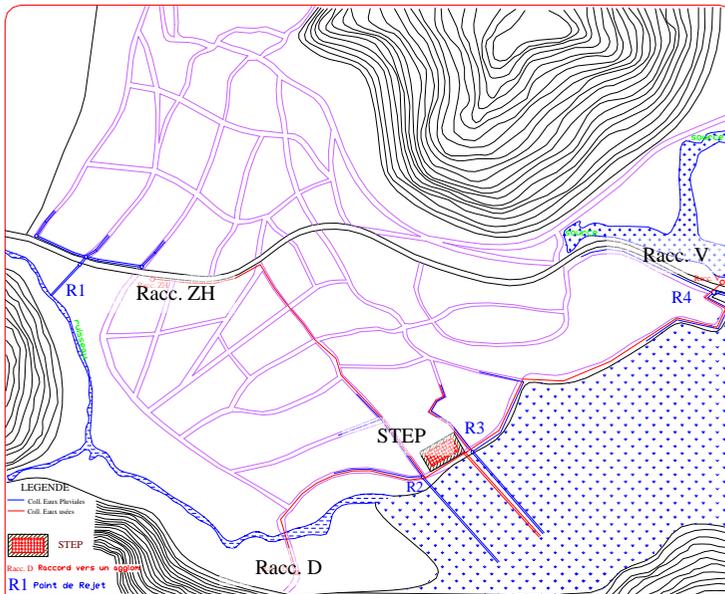


Figure 6 : Emplacement de la STEP, Points de rejet (R1 à R4), Raccordement pour les autres agglomérations (Racc. ZH, Racc. D, Racc. V)

La mise en œuvre et la réalisation de ce projet, passe par un seul chemin :

Impliquer la population et l'administration locale, et parallèlement entamer les démarches auprès les organisations internationales, afin d'obtenir le financement pour réaliser la totalité de ce projet.

5 DOCUMENTS ET REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES DE BASE

- J. L. Boillat : « Hydraulique II et réseaux d'assainissement » EPF Lausanne, 2001
- J. L. Boillat : « Systèmes hydraulique urbains », EPF Lausanne, 2002
- Notes de cours du cycle d'études postgrade en aménagement hydraulique, (module VI)
- DEGREMONT : « Mémento technique d'eau », tomes 1 et 2
- L. Y. Maystre L. Krayenbuhl : « Approvisionnement en eau potable », EPF Lausanne, 1994
- L. Y. Maystre L. Krayenbuhl : « Assainissement des agglomérations », EPF Lausanne, 1996
- Régis Bourrier : « Les réseaux d'assainissement », Lavoisier, Paris, 1997
- François G. Brière : « Distribution et collecte des eaux » EP Montréal , 1994
- Jaques Bonnin : « Hydraulique urbaine », Eyrolles, Paris, 1986
- Loi fédérale sur la protection des eaux (LEaux), 1991
- Le plan général sur l'évacuation des eaux , Zurich, 1990
- Le plan régional sur l'évacuation des eaux , Zurich, 2000

Jaugeage de la station hydrométrique de Goldach (SG) en vue de l'implantation de la nouvelle station

Performance des méthodes de régression mathématique

The hydrometric station gauging of Goldach (SG) in view of the implantation of the new station

Karim Michel

Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), Berne, Suisse

RESUME : Suite à la crue survenue dans la nuit du 31 août au 1 septembre 2002, la station hydrométrique fédérale de Goldach (SG) a été mise hors service temporairement. Une installation provisoire à depuis lors été mise en service afin de pouvoir assurer la continuité de l'exploitation des mesures de débit. Etant donné le changement du profil en long à l'emplacement actuel de la station de jaugeage, il a été décidé de déplacer de 70m en amont le site de collecte des données et de réaliser une nouvelle station à cet emplacement. L'objectif de cette étude est d'essayer d'implanter la nouvelle station ainsi que de prévoir le diagramme hauteur/débit futur avec des données spécifiques de l'actuelle.

ABSTRACT : Following the flood on the night of 31 august 2002, the federal hydrometric station of Goldach (SG) had temporarily been out of order. A provisional installation was put into operation to guarantee the continual evaluation of outlet data. Since the longitudinal profile of the river has changed in the area of the measurement station, it has been decided to move the site by 70 meters upstream and to build a new station. The object of this study is to determinate the new measurement location and to predict the future height/outlet diagram based on the specific data of the current station.

1 INTRODUCTION

Le canton de St-Gall, en qualité de maître d'ouvrage, a ordonné une étude sur cette crue afin d'en déterminer l'ampleur et les causes et de se prémunir dans l'avenir des conséquences dramatiques auxquelles il a eu à faire le 1 septembre 2002 et les jours qui ont suivi. Les figures 1 et 2 illustrent la situation géographique de la station ainsi que le niveau d'eau atteint lors de la crue.

Aux vues de l'avancement de l'étude et des diverses discussions qui ont déjà eu lieu, les grandes lignes de ce rapport sont connues et l'approche suivante a été retenue pour la prévention des crues dans le secteur de la station hydrométrique :

- abaissement du lit de la rivière d'environ 1.00m dans son tracé terminal, juste avant son embouchure dans le lac de Constance.
- transformation de 2 seuils en béton par deux rampes d'une pente de 10% et d'une longueur de 8.60m constituées enrochement de blocs sur couche filtrante

Etant donné le changement du profil en long à l'emplacement actuel de la station de jaugeage, il a été décidé de déplacer de 70.00m en amont le site de collecte des données et de réaliser une nouvelle station à cet emplacement.

L'objectif de cette étude et d'essayer d'implanter la nouvelle station ainsi que de prévoir le diagramme hauteur/débit futur avec les données spécifiques de l'actuelle.



Figure 1 : Emplacement de la station



Figure 2 : Niveau de la crue 402.39 m pour un débit de 155 m³/s

2 CARACTERISTIQUE DE LA STATION

- La Bleich à Goldach est mesurée depuis 1962.
- Le débit moyen est à 1.43 m³ / s.
- Le débit maximal de 155.0 m³ / s a été mesuré le 1^{er} septembre 2002.
- Le débit minimal de 30.0 l / s a été mesuré le 09 août 2003.
- Donc le débit maximal est 5200 fois plus important que le débit minimal.

3 LA STATION

3.1 La station actuelle

La station actuelle comprend un limnigraphe relié à un flotteur ainsi qu'une mire fixé dans le puit dans le but d'avoir un deuxième mode de contrôle (figure 3).

3.2 La station future

Pour éviter la destruction des installations lors de crues exceptionnelles, la station sera construite à une vingtaine de mètres des berges. Elle comprendra un Rimair qui permet de connaître la hauteur d'eau grâce à la pression d'air ainsi qu'une mire (figure 4).

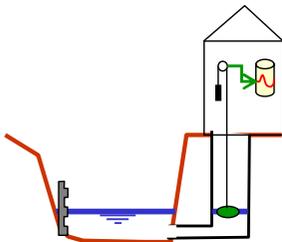


Figure 3 : Schéma de la station actuelle

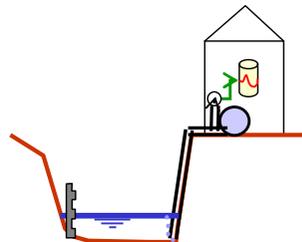


Figure 4 : Schéma de la station future

4 RELATION ENTRE LE NIVEAU D'EAU ET LE DEBIT : MODE D'OBSERVATION

La figure 5 illustre la démarche suivante :

- Observation du niveau d'eau actuel sur la mire. (p.ex.: 9.20 m).
- Additionner le niveau d'eau à l'altitude de l'horizon. L'horizon de la station Bleich à Goldach est à 390 m/mer. Nous avons donc une altitude de 399.20 m/mer pour le niveau d'eau.
- Tirer une horizontale à 399.20 vers la courbe bleue dans le graphique ci-dessous et lire le débit sur l'axe des ordonnés. À l'exemple de 399.20 m/mer on a un débit de 7.31 m³ / s .

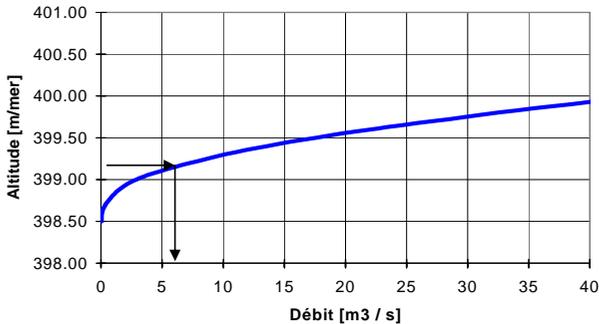


Figure 5 : Illustration du mode d'observation

5 TYPES DE MESURES EFFECTUEES

5.1 Principes fondamentaux du jaugeage au moulinet

Le but des jaugeages est de déterminer le volume de l'eau qui s'écoule pendant l'unité de temps à travers une section donnée (section de mesure). Il s'agit donc d'un débit, désigné par la lettre Q. Le volume écoulé en une seconde à travers une section est représenté schématiquement (figure 6).

L'expérience montre que 20 à 25 verticales suffisent pour les cours d'eau naturels, leur largeur et leur débit ne jouant pas un rôle déterminant. Pour un cours d'eau à faible débit, les irrégularités du fond, par exemple, jouent un beaucoup plus grand rôle que si la section et le débit sont grands.

Dans certaines conditions, telles que variations importantes du niveau, crues, on peut être amené à diminuer le nombre des verticales. Lorsque la répartition des vitesses et la forme de la section sont très régulières aussi, les verticales peuvent être espacées.

5.2 Principes fondamentaux de mesure à l'aide d'un traceur : le vase de Mariotte

Les jaugeages par dilution exécutés au Service hydrologique national servent dans la majorité des cas à contrôler la relation H/Q. Les conditions de mélange ainsi que les endroits propices à l'injection et au prélèvement des échantillons sont donc généralement connus.

Il est recommandé de dissoudre d'abord complètement le traceur dans un seau. Verser ensuite cette solution dans le réservoir en la passant à travers un tamis pour retenir les feuilles mortes ou autres débris qui pourraient obstruer le diaphragme. Compléter enfin le remplissage du

réservoir avec de l'eau et bien brasser le tout.

Le liquide est contenu dans un récipient fermé hermétiquement. Lorsque l'écoulement est ouvert, une sous-pression se crée, qui augmente jusqu'au moment où l'air s'introduit par le tube d'aération. Des lors, le débit reste constant jusqu'à ce que le niveau du liquide atteigne le bas du tube d'aération. Le dispositif est simple et convient en particulier à la détermination des petits débits (figure 7).

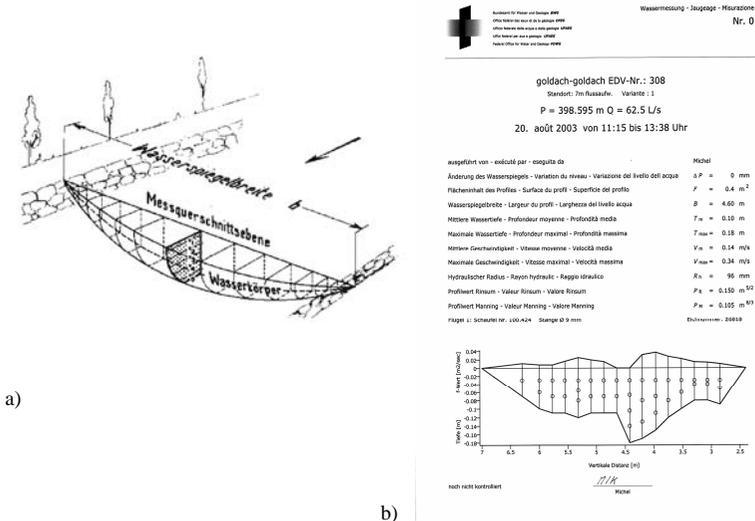


Figure 6 : a) Représentation schématique du volume d'eau dans une section déterminée. b) Représentation des résultats obtenus du jaugeage.

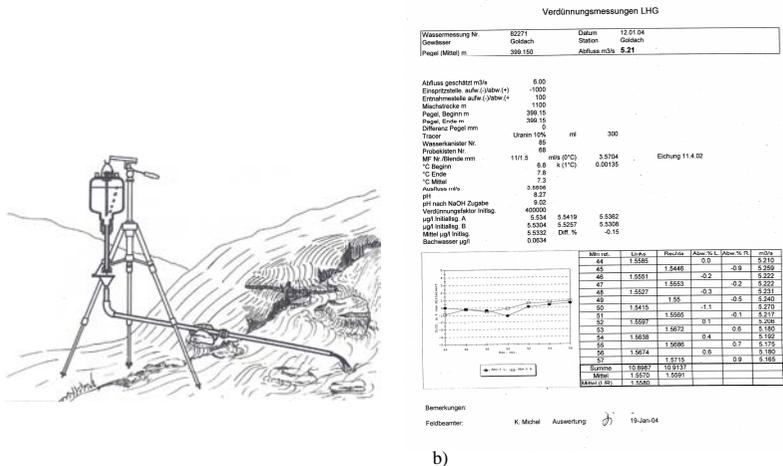


Figure 7 : a) Dispositif du vase de Mariotte, b) Représentation des résultats obtenus du jaugeage.

6 APPROCHE POUR DETERMINER LE NOUVEAU RAPPORT HAUTEUR/DEBIT

6.1 Formule de base (selon Strickler) :

$$Q = v \times S = K_s \times R h^{2/3} \times J^{1/2} \times S$$

Q: débit

S: surface de la section en travers

R: rayon hydraulique (S/Périmètre mouillé)

J: pente du gradient hydraulique

Ks: coefficient de rugosité

6.2 Démarche :

1. Déterminer la section d'où les mesures de jaugeage ont été prises (figure 8)

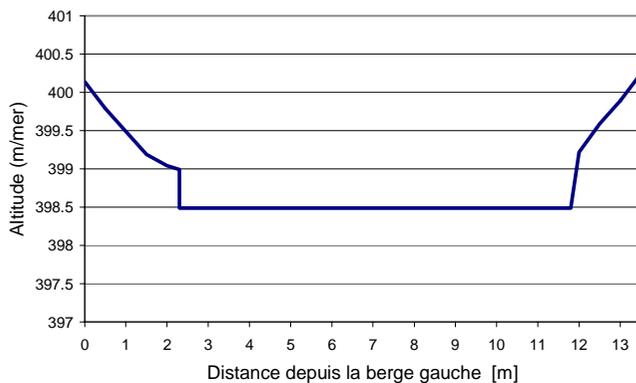


Figure 8 : Profil en travers à l'emplacement de la station actuelle

2. Calculer Ks avec la formule de Strickler en connaissant Q,S,R et J
3. Transcrire la courbe Hauteur/Ks (figure 9)

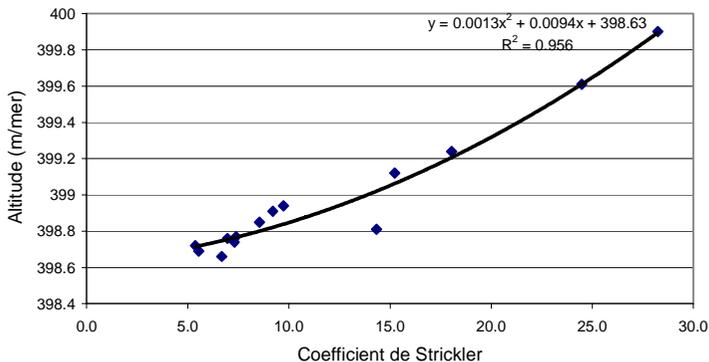


Figure 9 : Calage des coefficients de Strickler

4. Faire un déphasage de K_s de 77 cm pour arriver à l'altitude de la nouvelle station
5. Calculer le débit de la nouvelle station avec la formule de Strickler en connaissant K_s (voir pt. 4), S , R et J
 $\Rightarrow S, R, J$ sont les paramètres de la nouvelle station
6. Transformer la courbe hauteur/débit (figure 10)

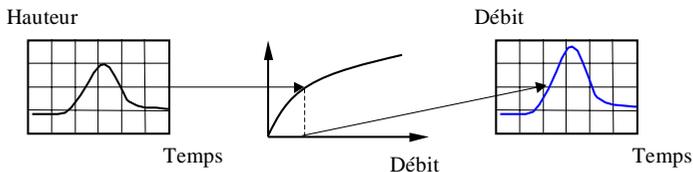


Figure 10 : Principe de transformation hauteur/débit

7. On obtient la nouvelle relation hauteur/débit pour la nouvelle station, mais elle ne servira que comme première approche étant donné que nous l'avons calculé avec les K_s aval, même si la morphologie du lit et des berges est identique (figure 11)

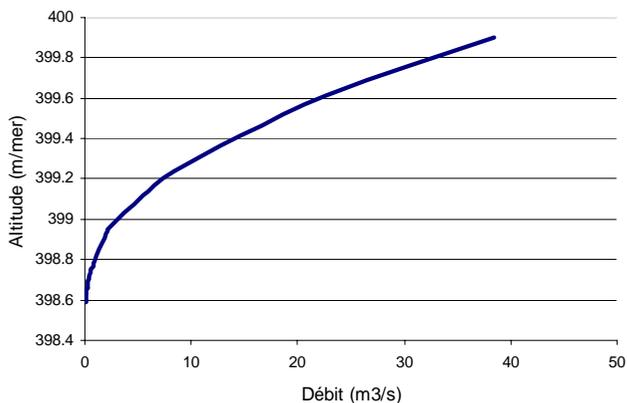


Figure 11 : Relation hauteur/débit à l'emplacement de la nouvelle station

8. Nous avons complété cette courbe pronostique par un calcul numérique des écoulements en nappe libre à l'aide du logiciel de calcul HEC-RAS. Ce logiciel nous permet également de constater que la fluctuation du niveau du lac de Constance et les ouvrages (seuils) en amont n'ont pas d'influence sur l'écoulement (courbe d'abaissement ou d'exhaussement) dans notre section à l'emplacement choisi pour notre station projeté (figure 12 à 14).

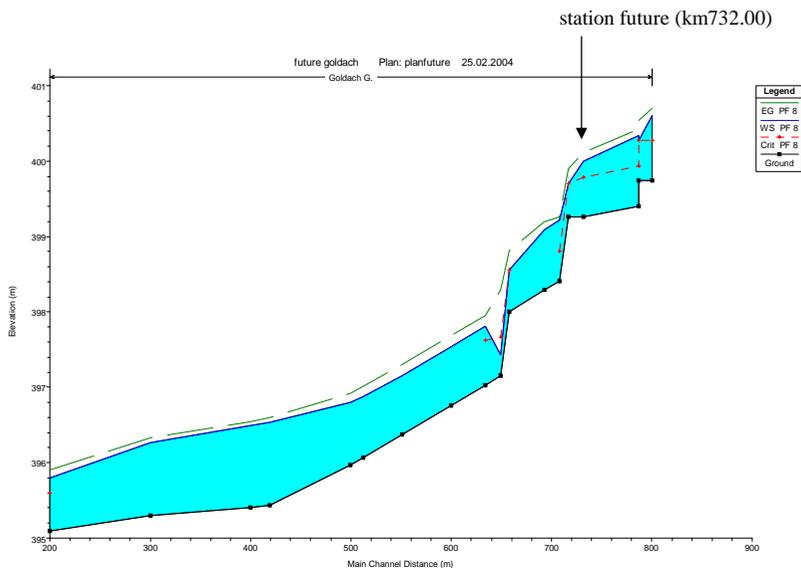


Figure 12 : Profil en long avec la représentation d'un débit de 12 m³/s

HEC-RAS Plan: plan futur River: Goldach Reach: G.										
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)
G.	732	PF 1	0.25	399.26	399.38	399.39	0.001587	0.2	1.26	10.25
G.	732	PF 2	0.5	399.26	399.43	399.43	0.002209	0.29	1.72	10.34
G.	732	PF 3	0.75	399.26	399.47	399.47	0.002572	0.35	2.1	10.42
G.	732	PF 4	1	399.26	399.5	399.5	0.0029	0.41	2.41	10.48
G.	732	PF 5	2	399.26	399.59	399.6	0.003795	0.58	3.37	10.66
G.	732	PF 6	4	399.26	399.71	399.75	0.005043	0.83	4.7	10.91
G.	732	PF 7	6	399.26	399.8	399.86	0.005976	1.03	5.71	11.33
G.	732	PF 8	12	399.26	400	400.12	0.007869	1.45	8.07	12.34
G.	732	PF 9	18	399.26	400.14	400.32	0.009214	1.77	9.88	12.87

Figure 13 : Représentation numérique des différents types de débit (km 732)

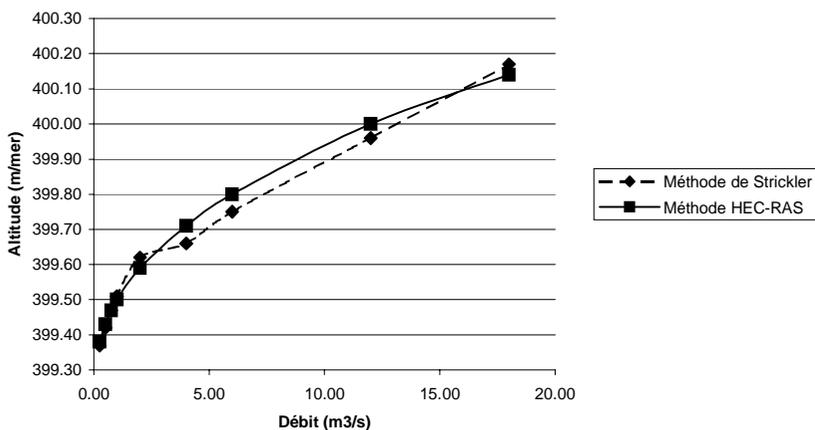


Figure 14 : Représentation graphique de la courbe hauteur/débit (km 732) obtenue par comparaison des deux méthodes.

6.3 Ajustement de la courbe à partir de données mesurées.

Formules de base :

Ecart-type relatif

$$S_D = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_i - \bar{P})^2 \cdot 100}{N - 1}}$$

Transition entre les courbes de tarage

$$Q(t) = Q_{ancien} + (Q_{nouveau} - Q_{ancien}) \cdot \frac{t - t_{début}}{t_{fin} - t_{début}}$$

SD : écart-type

N : nombre de points

P : moyennne des écarts

Pi : écarts entre débit mesuré et calculé

-La meilleure courbe sera celle pour laquelle SD est minimum

-Intervalle de confiance des valeurs à 95% : $Q_i \pm 2 \cdot SD$

En principe, l'aspect de la courbe reste le même, mais elle peut se déplacer dans la graphique selon les nouvelles données.

7 CONCLUSION

Le calage de la courbe actuelle selon Strickler et la numérisation de celle-ci par HEC-RAS nous fournit donc deux approches différentes au problème concernant la détermination de la courbe de tarage pour notre projet de nouvelle station hydrométrique.

De plus, le logiciel HEC-RAS nous permet de visualiser le profil en long de la ligne d'eau pour des écoulements de débits différents.

La détermination de ces courbes de remous (abaissement/exhaussement) permet de faire un choix judicieux concernant l'implantation de la station.

Au kilométrage 732.00 où la nouvelle station hydrométrique est projetée, l'écoulement est stable pour toute la gamme de débits simulés, à savoir :

- pas de ressaut hydraulique
- courbe d'abaissement en rivière
- pour des débits classés du plus petit au plus grand, la hauteur d'eau dans le profil est croissante
- la proximité du lac n'a pas d'influence sur l'écoulement

La précision des calculs est finalement à mettre en relation avec tous les paramètres qui peuvent influencer les résultats. Ces paramètres sont difficile à prévoir, on ne peut qu'estimer une moyenne.

Le calcul de la courbe projetée nous donne une idée des valeurs qui seront mesurées dès la mise en fonction de la nouvelle station. Ces connaissances nous permettront de paramétrer les installations hydrométriques ainsi que de mieux prévoir les caractéristiques de la rivière lors d'événements exceptionnels comme la crue de la nuit du 31 août au 1^{er} septembre 2002.

8 REFERENCES

HEC-RAS, "Hydrologic Engineering Center "

Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), "Communication No 4a Guide pour les jaugeages de cours d'eau, 1983"

Rittmeyer AG, "Mess-u. leittechnik für die Wasser-u. Energiewirtschaft, Zug"

Swissgeo

Diverses notes de cours du cycle postgrade en aménagements hydrauliques, EPFL 2001-2003

Augmentation du débit de dotation de la Petite Sarine en aval du barrage de Rossens

Restitution flow increase of the Petite Sarine downstream of Rossens Dam

Laurent Mivelaz

Entreprises Electriques Fribourgeoises, Direction Production Energie, 1636 BROU, Suisse

ABSTRACT : this paper summarizes the design of a new micro-hydroelectric power plant to recover part of the energy loss from increased restitution flow of the Petite Sarine downstream of the Rossens dam. This increase was decided by the Conseil d'Etat Fribourgeois, in application of the new federal law on water protection and under pressure of recreational fishing organizations. An economical survey evaluates the financial impact of the restitution flow increase in terms of energy generation and the allowable installation costs for an energy recovery installation. After the preliminary definition of the equipment and civil works, the study ends with a recapitulation of the environmental surveys that led to the decision, completed with a discussion on the replacement of lost energy. This allows the reader to better realize the consequences of the increase in restitution flow.

RÉSUMÉ: Ce travail consiste à effectuer l'étude d'avant-projet d'une nouvelle centrale de production d'énergie hydroélectrique pour récupérer une partie de l'énergie perdue par l'augmentation des débits de dotation imposés par le Conseil d'Etat fribourgeois, suite à l'entrée en vigueur de la loi fédérale sur la protection des eaux, mais également suite aux revendications des milieux de la pêche. Ce travail est précédé d'une étude économique permettant de chiffrer d'une part les impacts financiers pour l'exploitant et d'autre part le budget de l'installation. L'étude se termine par un résumé des études environnementales entreprises pour aboutir à la décision et finalement, une réflexion au sujet du remplacement de l'énergie perdue permettant au lecteur de mieux se rendre compte des conséquences que peut avoir une telle décision.

1 INTRODUCTION

La loi fédérale sur la protection des eaux (LEaux 1991) du 24 janvier 1991 a été acceptée par le peuple suisse lors des votations du 12 mai 1992. Cette loi vise notamment à assurer le fonctionnement naturel du régime hydrologique (art. 1h). Elle fixe donc le débit résiduel des cours d'eau lorsque des prélèvements sont opérés.

Dès 1997, la Fédération Fribourgeoise des Sociétés de Pêche (FFSP) se base sur l'article 33 LEaux pour demander un débit résiduel supérieur au débit minimum. Selon ce texte, s'opposent notamment à un prélèvement d'eau : « l'importance du cours d'eau en tant que biotope et le maintien de la diversité de la faune et de la flore qui en dépendent ainsi que la conservation du rendement de la pêche et de la reproduction naturelle des poissons. »

L'évaluation de la situation actuelle a été complétée par des essais de dotation à 1, 2.5 et 4 m³/s en juillet 2000. Un vaste ensemble de caractéristiques physiques, chimiques et biologiques de la petite Sarine a été étudié et mesuré lors de ces essais. Différentes variantes d'assainissement ont été analysées et le Conseil d'Etat a rendu le 5 février 2002 la décision suivante :

« Les Entreprises Electriques Fribourgeoises SA sont tenues de laisser couler en aval du barrage de Rossens un débit de dotation de 3.5 m³/s minimum du 20 mai au 30 septembre et 2.5 m³/s le reste de l'année. »

2 L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE ROSSENS - HAUTERIVE

Mise en service en 1902, l'usine de Hauterive turbinait initialement les eaux du barrage mobile de Thusy sous une chute brute de 69 m. L'usine comptait alors 8 groupes de production dont 6 groupes Girard et 2 groupes Pelton.

Dans le courant du printemps 1944 commencèrent les travaux de construction du nouveau barrage de Rossens qui allaient durer approximativement 4 ans.

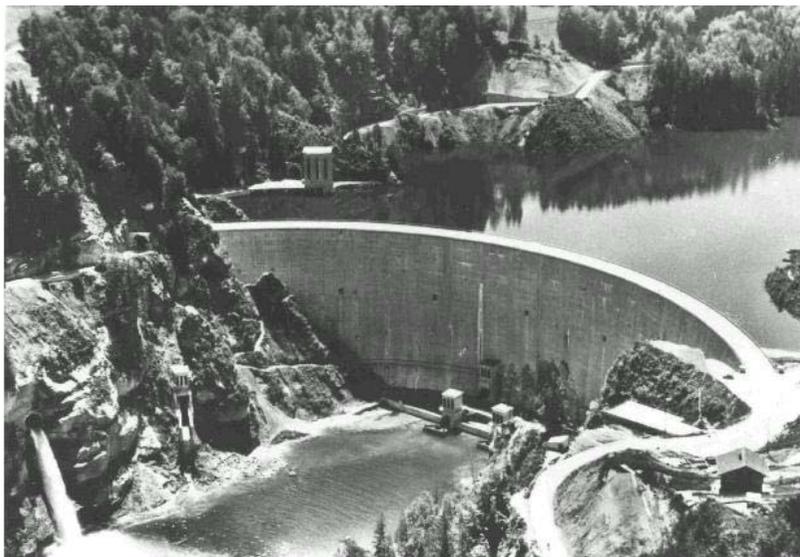
Le 14 octobre 1948, après plus de trois années de durs travaux, la route sur le couronnement fut ouverte à la circulation et le barrage fut officiellement inauguré.

Dès lors, la Petite Sarine était dotée de cinq petits ruisseaux et par d'occasionnels déversements au barrage en cas de crues.

Suite à un arrêté du Conseil d'Etat fribourgeois, un groupe turbine – alternateur fut mis en service au pied du barrage en 1975 afin de doter la Petite Sarine d'un débit de $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le barrage est de type voûte d'une hauteur max. de 83 m et d'une longueur de couronnement de 320 m. Le niveau max. de la retenue est de 677 msm avec un volume total de 173.3 mio de m^3 . Le barrage est équipé de 2 vidanges de fond, d'une vidange intermédiaire et d'un évacuateur de crue, pour une capacité totale d'évacuation de $925 \text{ m}^3/\text{s}$. La centrale de Hauterive est liée au barrage par une galerie de 5 m de diamètre et d'une longueur de plus de 6 km, avec à son extrémité une cheminée d'équilibre d'un diamètre de 15 m. La centrale de Hauterive fonctionne actuellement avec 3 groupes de production de 20 MVA et 2 groupes de production de 8.75 MVA. En 2005, les 2 groupes de 8.75 MVA seront remplacés par un grand groupe de 30 MVA.

Figure 1. Vue du barrage de Rossens à la mise en service en 1948



3 ETUDE ECONOMIQUE

3.1 Calcul des pertes énergétiques et financières

Le calcul des pertes énergétiques et financières est effectué pour les deux modes d'exploitation suivants :

- i) Une exploitation en production de puissance, correspondant au mode d'exploitation actuel de l'aménagement dans lequel la production se fait principalement durant les heures de pointe (ou PEAK) entre 08h00 et 20h00 les jours ouvrables. Lorsque les apports dépassent la capacité de production et d'accumulation, un turbinage hors pointe (ou OFF PEAK) a lieu pour éviter des déversements.
- ii) Une exploitation en production d'énergie, c'est à dire en ruban (ou BASE) toute l'année.

De façon à établir au mieux la perte d'énergie, un calcul relativement poussé de la production d'électricité de l'aménagement de Rossens-Hauterive est effectué pour la situation actuelle, c'est à dire avec le débit de dotation de 1 m³/s et pour la situation future, c'est à dire avec les nouveaux débits de dotation imposés à 3.5 et 2.5 m³/s. La différence donne ainsi la perte énergétique liée à l'augmentation du débit de dotation.

Sur la base de prévisions d'exploitation de la retenue, des apports moyens mensuels et du débit de dotation, le débit turbiné à Hauterive peut être calculé pour chaque mois de l'année pour les heures PEAK et pour les heures OFF PEAK.

Au moyen de mesures effectuées, il est possible de recalculer le niveau aval et les pertes de charge dans les adductions en fonction du débit total turbiné à Hauterive, et ainsi de calculer la chute nette pour chaque jour de l'année, pour les heures PEAK et pour les heures OFF PEAK. La chute nette moyenne mensuelle en heures PEAK et celle en heures OFF PEAK peuvent ensuite être calculées.

L'étape suivante consiste à définir ou calculer pour chaque mois et pour les 2 périodes PEAK et OFF PEAK : les groupes en exploitation sur la base de leur plage de fonctionnement et de leurs caractéristiques de rendement, la puissance électrique en tenant compte des rendements des équipements de production et finalement l'énergie produite.

L'énergie produite annuellement en production PEAK et OFF PEAK se calcule par sommation des énergies produites mensuellement sur les 12 mois de l'année.

De la même manière il est possible de calculer l'énergie produite par la (les) turbine(s) de dotation, ce qui donne finalement l'énergie produite pour l'aménagement complet.

Les prix utilisés sont des prix prévisionnels pour 2005, basés sur des prévisions faites pour le marché de l'énergie. En septembre 2003, ces prix sont estimés à :

Prix moyen PEAK pour l'année 2005 : → 65.88 CHF/MWh

Prix moyen OFF PEAK pour l'année 2005 : → 27.20 CHF/MWh

Les tableaux 1 et 2 ci-dessous résument les pertes énergétiques et financières en production de puissance et en production d'énergie en admettant l'installation d'une nouvelle turbine pour récupérer une partie de l'énergie perdue, et le tableau 3 donne les pertes énergétiques et financières en production de puissance seulement sans l'installation d'une nouvelle turbine de dotation.

Tableau 1. Pertes énergétiques et financières en production de puissance, avec nouvelle turbine

Production	Production annuelle, avec dotation de 1 m ³ /s		Production annuelle, avec dotation de 2.5/3.5 m ³ /s		Pertes de production annuelle	
	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]
PEAK	172'002.01	11'331'492	173'169.20	11'408'387	-1'167.19	-76'894
OFF PEAK	69'345.24	1'886'191	63'155.75	1'717'836	6'189.49	168'354
Total	241'347.25	13'217'683	236'324.95	13'126'223	5'022.30	91'460

Tableau 2. Pertes énergétiques et financières en production d'énergie, avec nouvelle turbine

Production	<i>Production annuelle, avec dotation de 1 m³/s</i>		<i>Production annuelle, avec dotation de 2.5/3.5 m³/s</i>		Pertes de production annuelle	
	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]
PEAK	88'085.39	5'803'065	86'349.12	5'688'680	1'736.27	114'385
OFF PEAK	174'930.77	4'758'117	171'492.78	4'664'604	3'437.99	93'513
Total	263'016.16	10'561'182	257'841.90	10'353'284	5'174.26	207'899

Tableau 3. Pertes énergétiques et financières en production de puissance, sans nouvelle turbine

Production	<i>Production annuelle, avec dotation de 1 m³/s</i>		<i>Production annuelle, avec dotation de 2.5/3.5 m³/s</i>		Pertes de production annuelle	
	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]
PEAK	172'002.01	11'331'492	170'334.21	11'221'618	1'667.80	109'875
OFF PEAK	69'345.24	1'886'191	57'574.56	1'566'028	11'770.68	320'162
Total	241'347.25	13'217'683	227'908.77	12'787'646	13'438.48	430'037

3.2 Enveloppe budgétaire

Pour déterminer l'enveloppe budgétaire, il a été établi une comparaison entre la solution de base qui est l'installation d'un nouveau groupe turbine-alternateur pour récupérer l'énergie au pied du barrage et la variante 1 qui consiste à turbiner en permanence 1 m³/s par le groupe de production actuel et à lâcher le surplus sans turbinage, c'est à dire 2.5 m³/s entre le 20 mai et le 30 septembre et 1.5 m³/s le reste de l'année.

Il a été admis que les coûts d'investissement pour la variante 1 sont nuls, ce qui n'est pas tout à fait exact, mais par rapport à la variante de base, ces coûts sont quasi-insignifiants.

Calcul des recettes

Il est reporté ci-dessous la production annuelle d'électricité (en MWh et en CHF) pour la solution de base, c'est à dire avec le nouveau groupe de production (turbine 2) en plus de l'actuel (turbine 1), et pour la variante 1, c'est à dire uniquement avec le groupe de production actuel.

Les prix de production utilisés dans ce calcul sont les mêmes que ceux utilisés au paragraphe précédent.

Tableau 4. Différence de production d'énergie entre la solution de base et la variante 1

Production	<i>Production annuelle, solution de base, avec nouvelle turbine</i>		<i>Production annuelle, variante 1, sans nouvelle turbine</i>		Différence de production entre la sol. de base et la variante 1	
	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]	[MWh]	[CHF]
PEAK	4'292.16	282'768	1'457.17	95'998	2'834.99	186'769
OFF PEAK	8'438.23	229'520	2'857.04	77'711	5'581.19	151'808
Total	12'730.39	512'287	4'314.21	173'710	8'416.18	338'578
Turbine 1	1'637.03		4'314.21			
Turbine 2	11'093.36		0.00			

La recette supplémentaire de la solution de base par rapport à la variante 1 est de (arrondi) : **CHF 338'500.--**

Calcul des frais d'exploitation

Dans les frais d'exploitation, nous comptons des frais liés à la surveillance des installations, à la commande, surveillance et transmission d'alarmes depuis le centre de conduite, des frais pour

l'entretien et la réparation des équipements et des frais généraux divers tels que des assurances, taxes, etc.

Les coûts d'exploitation supplémentaires de la solution de base par rapport à la variante 1 ont été calculés à **CHF 73'140.--**

Il y a lieu de tenir compte également de la diminution des redevances hydrauliques de la variante 1 par rapport à la solution de base. Ces redevances tiennent compte entre autre des apports dans le lac, pour autant qu'ils soient turbinés. Le calcul donne un écart de 104'000.-- qui peut être assimilé à un coût annuel supplémentaire de la solution de base par rapport à la variante 1.

Calcul de l'enveloppe budgétaire

La différence entre le montant de la recette annuelle supplémentaire et le montant des frais d'exploitation et coûts supplémentaires de la solution de base par rapport à la variante 1 donne le montant de l'annuité constante limite pour lequel un turbinage du débit de dotation supplémentaire est financièrement supportable. Ce montant est de **CHF 161'360.--**

Cet investissement est prévu avec une durée d'amortissement de 25 ans ; le taux d'intérêt moyen actuel est de 5%. Pour ce couple de valeurs, le taux d'annuité constante est de 7.095 %.

L'investissement max. calculé est d'environ **CHF 2'275'000.--**

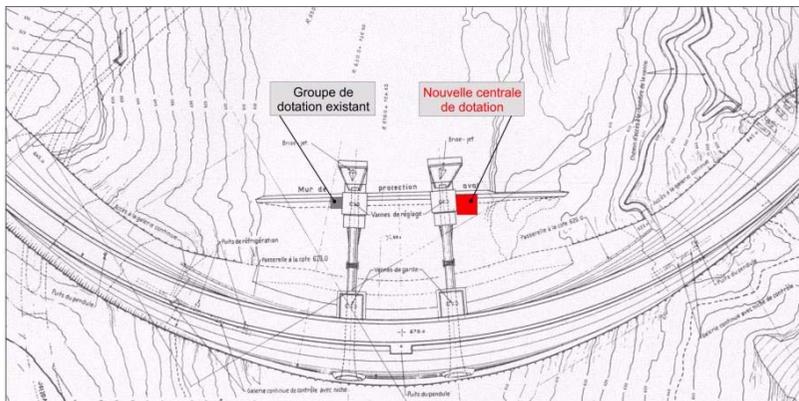
Si l'investissement pour la nouvelle installation de production d'énergie, calculé dans cette étude, dépasse les 2.275 millions de francs, le projet, pour un taux moyen de 5%, n'est pas rentable financièrement et les débits supplémentaires doivent être dotés sans turbinage.

4 ETUDE TECHNIQUE

4.1 Discussion préliminaire avec l'exploitant

En séance de lancement avec l'exploitant, il a été décidé que la nouvelle centrale serait installée sur le côté droit du bâtiment de la vanne de fond N°2, avec la prise d'eau sur la conduite reliant la vanne de garde à la vanne de fond (avantage de pouvoir continuer à doter la Petite Sarine en cas de révision d'une vanne). Pour une raison de bruit, le groupe sera installé dans un bâtiment.

Figure 2. Emplacement de la nouvelle centrale



Après discussion il a été décidé que l'étude porterait sur les variantes suivantes :

- i) un groupe à axe horizontal, débit réglable, bâtiment en béton

- ii) un groupe à axe horizontal, débit réglable, bâtiment métallique
- iii) un groupe à axe vertical, débit réglable, bâtiment en béton
- iv) un groupe à axe vertical, débit réglable, bâtiment métallique

4.2 Dimensionnement de la conduite forcée

Un calcul économique tenant compte des pertes de charge et des coûts d'investissement a été effectué pour les 3 diamètres de conduite forcée suivants : DN900, DN1000 et DN1200. Les pertes de charge ont été calculées en admettant des tubes en acier de type ROMAG avec une rugosité de 0.08 mm. La production annuelle de la nouvelle turbine de dotation a ensuite été calculée en CHF pour chaque diamètre.

Le coût d'investissement a été déterminé pour les 3 diamètres sur la base d'offres. Ce coût a ensuite été ramené sur une année en calculant l'annuité constante pour un amortissement sur 25 ans et un taux moyen de 5%. **Le diamètre DN1000 s'est avéré le plus économique.**

4.3 Caractéristiques générales de la turbine

Les EEF exploitent généralement la retenue entre les niveaux 664 et 676 msm. Le niveau du déversoir de l'évacuateur de crue étant à 677 msm, cette valeur est retenue comme niveau amont maximum. Pour tenir compte d'une petite marge, le niveau minimum exceptionnel a été admis à 662 msm.

Le niveau médian de la retenue, c'est à dire le niveau atteint ou dépassé par la retenue durant 182.5 jours, soit pour la moitié de l'année a été déterminé au moyen de la courbe des niveaux classés. Ce niveau correspond à la cote 673.15 msm.

Le niveau de restitution sera maintenu constant par la construction d'un bassin dans lequel plongera l'aspirateur de la turbine. Sur le site, il a été décidé de fixer en première approximation le niveau du déversoir à 609.35 msm. Avec une longueur de 5 mètres, la hauteur de la lame d'eau sur le déversoir est de 0.31 mètre pour un débit de 2.5 m³/s, donc un niveau aval de 609.66 msm

Au § 4.2, le diamètre de la conduite forcée a été déterminé à DN 1000. La perte de charge calculé pour ce diamètre est 0.70 mCE pour un débit turbiné de 2.5 m³/s.

Les caractéristiques hydrauliques de la future installation sont, pour le débit de 2.5 m³/s :

Niveau amont :	max.	$Z_{am\ max}$	= 677.00	msm
	nom.	$Z_{am\ nom}$	= 673.15	msm
	min.	$Z_{am\ min}$	= 662.00	msm
Niveau aval	constant	Z_{av}	= 609.66	msm
Pertes de charge	constant	Δhr	= 0.70	mCE
Chutes brutes :	max.	$h_{b\ max}$	= 67.34	mCE
	nom.	$h_{b\ nom}$	= 63.49	mCE
	min.	$h_{b\ min}$	= 52.34	mCE
Chutes nettes :	max.	$h_{n\ max}$	= 66.64	mCE
	nom.	$h_{n\ nom}$	= 62.79	mCE
	min.	$h_{n\ min}$	= 51.64	mCE

La machine est réglable, ce qui signifie que pour pouvoir turbiner un débit de 2.5 m³/s sous la chute nette min. de 51.64 mCE, cette même machine doit débiter 2.84 m³/s avec le niveau max. de la retenue et le distributeur complètement ouvert. Sous ce débit, le niveau aval est de 609.68 et la chute nette est de 66.41 mCE. La puissance max. de la turbine sera donc toute proche, voire supérieure à 1700 KW.

Le débit de 2.84 m³/s est dimensionnant pour la turbine. Le turbinage au-delà de 2.5 m³/s n'est envisagé qu'en cas de déversement au barrage.

Pour les chutes et le débit proposé, les choix possibles sont une turbine Francis standard ou une turbine Dériaz. La solution d'une turbine Francis s'impose puisque la turbine fonctionnera avec de très faibles variations de débit.

La comparaison de l'installation horizontale ou verticale de l'arbre d'une turbine se présente par des aspects mécaniques et leurs implications sur le génie civil. Il est possible de relever les avantages principaux d'une installation à axe horizontal de cette dimension qui est généralement moins coûteuse, et dont l'exploitation et la maintenance sont réputées plus favorables. En outre, les travaux de génie civil sont légèrement plus avantageux.

La vitesse de rotation du groupe a été déterminée au moyen de la publication N°7 de l'Institut de Machines Hydrauliques (Graesser 1974). Une comparaison entre les vitesses 750 t/min et 1000 t/min a été effectuée et c'est finalement la vitesse de 750 t/min qui a été choisie car elle permet de placer l'axe de la machine plus d'un mètre au-dessus du niveau aval, ce que ne permet pas la vitesse de rotation de 1000 t/min à cause du phénomène de cavitation. La vitesse de rotation de 750 t/min. autoriserait théoriquement l'implantation de l'axe de la machine au maximum 3.8 m au-dessus du niveau aval.

Au moyen de la publication N°7, il a également été calculé le diamètre caractéristique de sortie d'aubage de la roue à 715 mm. Ce diamètre permet d'effectuer le pré dimensionnement des pièces principales de la turbine, à savoir la roue, la bêche spirale et l'aspirateur, ceci grâce à une méthode statistique (De Leva 1976). Les encombrements de ces pièces sont utiles pour dimensionner le bâtiment.

4.4 Dimensionnement de la partie électrique

Alternateur

Bien qu'un alternateur asynchrone soit de construction plus simple, donc d'un coût d'investissement plus faible et que les coûts d'exploitation soient en règle générale inférieurs à ceux d'une machine synchrone, ce type a été écarté car les constructeurs ne construisent plus actuellement des alternateurs asynchrones de puissance supérieure à 1 MVA.

Que l'axe de l'alternateur soit horizontal ou vertical, le rendement est quasiment identique. Pour une machine à axe vertical, le pivot doit être dimensionné pour supporter le poids du rotor, alors que pour une machine horizontale, seule une butée reprenant l'effort hydraulique doit être prévue. De manière générale, et spécialement pour les petites installations jusqu'à quelques mégawatts, les alternateurs à axe horizontal sont moins coûteux que les alternateurs à axe vertical, car ils sont plus standards. Un alternateur vertical se trouve plus haut et est donc mieux protégé des risques d'inondations.

La vitesse de rotation du groupe turbine – alternateur a été déterminée au § 4.3; elle a été fixée à 750 t/min. La vitesse de rotation d'un alternateur définit approximativement son poids et son encombrement; plus la vitesse est lente, plus l'alternateur est grand et lourd, donc coûteux.

Le nombre de pôles dépend de la vitesse de rotation et de la fréquence du réseau selon la relation suivante : $NP = 2 \times Fr / n$ (Fr : fréquence du réseau, n : vitesse de rotation en tours/s)

Pour $Fr = 50$ Hz et $n = 12.5$ t/s (750 t/min), l'alternateur aura donc 8 pôles.

La puissance max. délivrée par la turbine a été calculée au § 4.3 à 1700 KW. La puissance nominale d'un alternateur se calcule à partir de la puissance maxi de la turbine de la manière suivante :

$$S_n = P_{\max} * \eta_{\text{alt}} / \cos\phi \text{ et s'exprime en KVA ou en MVA}$$

Avec : P_{\max} : puissance maxi de la turbine, calculée à 1700 KW

η_{alt} : rendement de l'alternateur, admis à 0.96

$\cos\phi$: facteur de puissance généralement admise à 0.85 aux EEF

La puissance apparente ainsi calculée vaut 1920 KVA, arrondi à 2000 KVA.

Le cosφ ou facteur de puissance correspond à la capacité de l'alternateur à fournir de la puissance réactive au réseau électrique. Plus cette valeur est basse, plus l'alternateur est capable de fournir de la puissance réactive. Les caractéristiques principales de l'alternateur sont :

type d'alternateur	synchrone
puissance nominale	2'000 KVA
vitesse de rotation	750 t/min
tension	400 V ou environ 6'300 V

Transformateur

Pour limiter les pertes par échauffement dans les lignes, le transport de l'énergie électrique se fait sous haute tension, ce qui veut dire avec des courant plus petits (les pertes par échauffement sont proportionnelles au carré du courant).

Un transformateur de groupe est un appareil statique permettant de transférer une puissance depuis la sortie d'un alternateur avec un certain niveau de tension vers une ligne de transport avec un niveau de tension plus élevé. Ce transfert ne se fait pas sans perte et on admet généralement que le rendement d'un transformateur est d'environ 98 % pour un taux de charge compris entre 80 et 100 %.

On distingue les transformateurs à bain d'huile utilisés généralement pour des puissances supérieures à 10 MVA et des tensions dépassant 35 KV et les transformateurs secs enrobés dans de la résine époxy utilisés généralement pour des puissances inférieures à 10 MVA et des tensions ne dépassant pas 35 KV.

Une première consultation auprès des fournisseurs indique que le coût d'un transformateur sec est de l'ordre de 20% supérieur à celui d'un transformateur à bain d'huile. Toutefois, le fait de ne pas contenir d'huile donne comme avantage de ne pas avoir besoin de prévoir une fosse de rétention, d'où une économie substantielle sur le génie civil. Les caractéristiques du transformateur seront :

Transformateur sec de 2 MVA, 400 V ou 6'300 V / 17'000 V

Raccordement au réseau

La ligne actuelle qui descend au pied du barrage et qui reprend l'énergie du groupe de dotation actuel a une section de 70 mm², ce qui permet d'évacuer une puissance de 7'500 KVA sous 17'000 V, cette ligne est donc suffisante pour le nouveau groupe.

Il est prévu d'effectuer une liaison câblée depuis le 1er bâtiment vers le 2ème, le câble transitant sous ou sur le côté de la passerelle pour arriver dans le bâtiment de la future centrale probablement par le haut.

Un sectionneur sera installé à côté du sectionneur de la machine actuelle, de façon à pouvoir couper la tension pour effectuer des travaux de maintenance.

Un disjoncteur de groupe automatique sera installé après le transformateur et sera raccordé au réseau de transport en moyenne tension par la liaison câblée.

Équipements secondaires

Les équipements secondaires comprennent les services internes continus et alternatifs, les batteries, les installations électriques et l'éclairage à l'intérieur de la centrale, la lubrification, les installations de contrôle-commande, la téléaction par fibre optique ou autre, etc.

Les installations de contrôle-commande sont toutes les installations secondaires permettant de protéger, surveiller, contrôler, piloter et commander le groupe de production d'énergie électrique. C'est actuellement par un automate programmable que toutes ces fonctions sont assurées.

Pour Rossens, le matériel et les prestations suivants seront prévus :

- i) deux armoires pour les services internes continus et alternatifs, et les batteries,
- ii) une armoire pour la régulation de tension, le relais numérique de protections électriques et l'appareil numérique de synchronisation, les mesures de vibrations,
- iii) une armoire pour l'automate et la téléaction,
- iv) une armoire pour la moyenne tension et le comptage,
- v) des transformateurs de potentiel et des transformateurs d'intensité pour le régulateur de tension, le relais de protections électriques, les mesures et le comptage,
- vi) l'installation électrique intérieure et l'éclairage de la centrale,
- vii) tous les câblages entre les éléments du groupe et les armoires électriques.

Les différentes protections de la machine telles que par exemple les sondes de température ou les capteurs de vibrations, sont directement livrées par les fournisseurs de ces équipements.

Le groupe devra fonctionner de manière totalement autonome. La mesure de vitesse prise sur le rémanent de l'alternateur, une régulation de vitesse sera réalisée par l'automate de groupe de façon à permettre une synchronisation sans à-coups. Une fois la machine couplée au réseau électrique, l'automate assurera la régulation de débit de façon à maintenir le débit de dotation à $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ quel que soit le niveau du lac. Le groupe pourra être commandé localement ou à partir du centre de conduite de Broc, vers lequel seront également ramenées les alarmes urgentes et non urgentes.

4.5 Dimensionnement du bâtiment, génie civil

Un petit mandat pour l'étude préliminaire du bâtiment et d'une voie d'accès a été donné au bureau PERSS à Fribourg.

Quatre variantes ont été évaluées, à savoir un bâtiment en béton ou métallique, avec une machine à axe horizontal ou vertical. Les contraintes suivantes ont été prises en considération :

Le site : accès unique depuis le couronnement du barrage,
rocher pour fondation à environ 3 mètres de profondeur.

Le bâtiment : bâtiment qui s'intègre dans le contexte existant,
encombrement des équipements hydromécaniques et des armoires,
porte d'accès pour la plus grande pièce (environ 3 m x 3 m),
chariot pour l'acheminement des pièces entre le pied du barrage et la centrale,
pont roulant de 10 tonnes et système de ventilation.

Le nouveau bâtiment est situé à côté de la conduite de vidange N°2 qui traverse le barrage, sur le remblai à l'amont du contre-barrage. Afin d'intégrer le nouveau bâtiment, des fenêtres de style identiques à celles du bâtiment existant ont été prévues. Par contre, une séparation totale d'avec le bâtiment existant permet d'éviter les problèmes de liaison. Les dimensions du bâtiment ont été déterminées par rapport aux installations hydromécaniques et aux armoires de commande. Les fondations descendent jusqu'au rocher à environ 3 mètres de profondeur. Associées à une dalle massive nervurée, ces fondations permettent d'assurer une bonne rigidité du bâtiment.

4.6 Investissement et planning

Les coûts des fournitures et prestations des équipements électromécaniques ont été déterminés sur la base d'offres budgétaires demandées à des fournisseurs. Les coûts de génie civil ont été calculés par le bureau PERSS.

Axe du groupe	Horizontal	Horizontal	Vertical	Vertical
Tension alternateur	400 V	env. 6'300 V	400 V	env. 6'300 V
Investissement, bâtiment en béton	2'203'200.--	2'275'200.--	2'262'200.--	2'332'200.--
Investissement, bâtiment métallique	2'137'200.--	2'209'200.--	2'196'200.--	2'266'200.--

Les dates clé du projet d'exécution sont les suivantes :

30 janvier 2004	permis de construire (date envisagée)
1 mars 2004	adjudication du lot 2 (turbine et alternateur)
16 avril 2004	adjudication du lot 3 (équipements secondaires)
28 mai 2004	adjudication du lot 1 (génie civil), début des travaux de génie civil
25 octobre 2004	début des travaux d'installation et de montage en centrale
6 décembre 2004	début de la mise en service
3 janvier 2005	début de la marche probatoire
1 février 2005	réception

Sur la base des études précédentes, l'exploitant s'est décidé pour les choix suivants :

- i) le bâtiment sera prévu en béton
- ii) le groupe de production d'énergie sera à axe horizontal
- iii) l'alternateur sera mis en soumission pour une tension de 400 V ou une tension 6'300 V

5 ETUDE ENVIRONNEMENTALE

5.1 Impacts de l'aménagement de Rossens - Hauterive

On peut définir un impact comme un effet ou une conséquence possible d'un objet (en l'occurrence d'un barrage ou d'un ouvrage) ou d'une action ; un impact peut donc être aussi bien positif que négatif.

La construction du barrage de Rossens a amené un certain nombre d'impacts positifs comme par exemple de la production d'énergie électrique propre et renouvelable, une accumulation d'énergie électrique, des postes de travail pour la construction et pour l'exploitation, la régularisation du débit de la Sarine, la protection contre les crues, des effets positifs sur la faune piscicole de lac, ou encore la création d'une grande zone récréative.

Il faut toutefois admettre que le barrage a également amené certains impacts négatifs comme par exemple des expropriations à la construction du barrage, des pertes de terrains agricoles, des impacts sur les transports solides, un obstacle à la migration des poissons, une diminution du débit donc des effets négatifs sur la faune à l'aval du barrage.

Pour un aménagement ancien comme Rossens, il est très difficile tant techniquement que financièrement de diminuer certains effets négatifs locaux. Par contre, il faudrait aussi envisager l'aménagement et ses impacts à un niveau global pour prendre toute la dimension de son impact écologique. En d'autres termes par quel unité de production serait produite l'électricité si cet aménagement n'existait pas ?

5.2 Quelques dates clés

- 1948 : mise en eau du barrage de Rossens
- 1973 : arrêté du Conseil d'Etat Fribourgeois forçant les EEF à doter la Petite Sarine de 1 m³/s
- 1976 : mise en service de la première turbine de dotation de 1 m³/s au pied du barrage
- 1992 : entrée en vigueur de la loi fédérale sur la protection des eaux LEaux
- 1997 : sur la base d'investigations environnementales, la Fédération Fribourgeoise des Sociétés de Pêche (FFSP) engage des discussions avec les EEF

2002 : décision du Conseil d'Etat Fribourgeois obligeant les EEF à doter la Petite Sarine de 3.5 m³/s du 20 mai au 30 septembre et 2.5 m³/s le reste de l'année

2003 : décision du Conseil d'Etat Fribourgeois sur la date d'entrée en vigueur des nouveaux débits de dotation au 1er janvier 2005

2005 : mise en service prévue de la deuxième turbine de dotation de 2.5 m³/s au bas du barrage

5.3 Droit applicable

Le 1er janvier 2002, les EEF se sont transformées en Société Anonyme de droit privé, ce qui a exigé une modification de la concession. C'est donc les articles 29 à 33 qui sont applicables pour la détermination du nouveau débit de dotation du barrage de Rossens.

Le débit résiduel minimal a été calculé selon l'art. 31 à 1.986 m³/s, pour un débit Q₃₄₇ (débit supérieur ou égal durant 347 jours) de 7.6 m³/s.

Les débits de 3.5 m³/s du 20 mai au 30 septembre et de 2.5 m³/s le reste de l'année ont été déterminés sur la base d'une étude multicritère qui est résumée plus loin.

5.4 Revendications des milieux de la pêche

En 1997, la FFSP (Fédération Fribourgeoise des Sociétés de Pêche) entame une discussion avec les EEF en argumentant que, selon les constatations unanimes des milieux concernés (pêcheurs, protecteurs de la nature, ornithologues) le débit de dotation de 1 m³/s est totalement insuffisant. Selon la FFSP, cette insuffisance de débit sur ce tronçon de la Sarine d'environ 14 km classé comme zone alluviale d'importance nationale a des conséquences négatives multiples.

- i) Conséquences sous l'angle piscicole : colmatage du lit, envasement, eutrophisation, réduction des zones propres au développement des poissons indigènes, augmentation de l'activité de prédation des oiseaux pêcheurs, qualité biologique de l'eau néfaste à la vie des poissons.
- ii) Conséquences sous l'angle ornithologique : disparition vraisemblable de deux espèces d'oiseaux devenus extrêmement rares en Suisse : le petit gravelot et le chevalier guignette ; un débit plus important favoriserait le retour de ces espèces en voie de disparition.
- iii) Conséquences sur les batraciens : situation actuelle bonne, mais pourrait être améliorée avec un débit plus important.
- iv) Conséquences sur la faune benthique : une augmentation du débit conduira nécessairement à un développement de la faune benthique propre aux rivières de qualité.

La FFSP souligne également l'importance de la Petite Sarine comme biotope et rivière ouverte à la pêche ; elle pourrait redevenir une rivière exceptionnelle et c'est le seul tronçon de la Sarine pouvant permettre à l'ombre et au nase de se redévelopper et à la truite de prospérer.

5.5 Essais entrepris et analyse multicritères

Des essais de dotation ont été réalisés en juillet 2000 avec 1, 2.5 et 4 m³/s (PRONAT 2001). Les objectifs de ces essais étaient de déterminer les conséquences sur la rivière et son milieu naturel environnant d'une certaine augmentation du débit de dotation au barrage de Rossens. Il s'agissait d'étudier l'impact du débit si possible durant une période chaude et sèche, raison pour laquelle ces essais ont été effectués du 25 au 27 juillet 2000.

Six profils aux conditions d'écoulement différentes le long de la Petite Sarine ont été étudiés. Ces profils ont été concentrés sur des secteurs sensibles au niveau des aspects piscicoles et écologiques. Pour chaque débit et chaque profil, des informations hydrologiques, morphologiques, physico-chimiques, ainsi que des informations sur les étangs et les frayères ont été relevées.

Les paramètres abiotiques étudiés pour les 3 différents débits de dotation constituent une bonne base pour l'évaluation des impacts sur les milieux aquatiques et terrestres dans le tronçon de rivière comportant un débit de dotation minimal selon la LEaux. Ceci est notamment dû au fait que les profils en travers et les biotopes étudiés se situent dans les secteurs de la rivière les plus

importants au niveau piscicole où se trouvent déjà actuellement les sites essentiels de frai pour la truite, le nase et l'ombre.

Parallèlement à ces essais de dotation, une étude d'évaluation des aspects piscicoles et écologiques pour 6 variantes de débit de dotation a été effectuée par un bureau spécialisé.

Dans la perspective d'un débit tenant compte des contraintes environnementales et économiques, différentes variantes avec un débit variable ont été examinées. Pour des raisons d'exploitation, il a été décidé de se limiter à 2 paliers de 2.5 et 3.5 m³/s avec une période de basses eaux en hiver et un débit plus élevé en été. La variante avec un débit de 2.5 m³/s (1er octobre au 19 mai) et 3.5 m³/s (20 mai au 30 septembre) a été jugée la plus convenable tant du point de vue piscicole que du point de vue écologique.

Parallèlement, une étude multicritère a été menée par un bureau d'aide à la décision (PICTET & BOLLINGER 2001). Cette étude consistait à définir les variantes de débit de dotation, puis à définir des critères d'évaluation des variantes et enfin à établir la grille d'évaluation de ces variantes.

Les critères suivants ont été définis :

- i) Impacts sur les poissons (sur le nase, la truite, l'ombre) : impact de la hauteur d'eau, de la vitesse d'eau, de la température et du substrat.
- ii) Impacts sur la zone alluviale : impact sur la flore, sur la faune, sur la dynamique/charriage, qualité des eaux.
- iii) Coûts : Valeur actualisée nette pour les EEF et pour l'Etat de Fribourg.

Bien que les réactions d'un milieu complexe aux mesures préconisées sont difficiles à anticiper de manière précise, l'étude multicritère a conclu que la variante avec un débit de 2.5 m³/s (1er octobre au 19 mai) et 3.5 m³/s (20 mai au 30 septembre) était une solution acceptable par les différentes parties concernées, même si elle n'était pleinement satisfaisante pour aucune.

5.6 Analyse

Les revendications des milieux de la pêche amènent les quelques commentaires suivants (ces commentaires n'engagent que l'auteur) :

- i) « le colmatage et l'envasement du lit serait dus à un courant d'eau insuffisant » : l'eau issue du lac ne contient pas de sédiment car ces derniers s'accumulent dans le lac qui a tendance à s'ensaver, d'où une diminution du volume exploitable du lac.
- ii) L'absence de l'homme sur tout le tronçon de la Petite Sarine serait plus bénéfique au retour du petit gravelot et du chevalier guignette qu'une augmentation du débit de dotation.
- iii) Selon l'information N°67 concernant la pêche, la Petite Sarine est un des tronçons de rivière de Suisse les plus peuplés en nases, et une augmentation du débit de la rivière entraînant une diminution de la température de l'eau pourrait entraîner la disparition de cette espèce.
- iv) Personne ne parle de la très agréable zone de détente tout près de l'abbaye de Hauterive ; la baignade sera-t-elle encore possible avec un débit 3.5 fois plus élevé ?

Un aspect jamais mentionné dans les précédentes études est la substitution énergétique. Au paragraphe 3.1, la perte énergétique a été chiffrée à 5022.3 MWh. Cette perte de production d'énergie se fait principalement durant les heures OFF PEAK ; il est donc possible d'affirmer que ce manque sera compensé par des centrales produisant de l'énergie en ruban (ou BASE), c'est à dire à base d'énergie primaire fossile polluante (charbon, gaz, pétrole) ou nucléaire.

On a pu lire ces derniers mois des articles dans la presse traitant du nucléaire ; on constate que les dirigeants de plusieurs pays (dont l'Allemagne) ont avancé qu'ils seraient prêts à sortir du nucléaire, tout en respectant le protocole de Kyoto sur la réduction des émissions de CO2 (?). Ces mêmes dirigeants pensent pouvoir remplacer l'énergie nucléaire par des énergies renouvelables que sont la biomasse, le solaire et l'éolien. Cependant, la seule énergie stockable à grande échelle est l'énergie hydraulique, donc ne la gaspillons pas. On peut donc se demander à quoi correspondent ces 5022.3 MWh de pertes ?

En terme de consommation électrique, si l'on considère une famille de deux adultes et trois enfants consommant annuellement 3'825 KWh, la perte énergétique ci-dessus correspond à la consommation annuelle de 1313 familles de 5 personnes, donc environ 6565 personnes (la population des communes de Romont, Broc et Grandvillard).

Si l'on veut remplacer ces 5'022.3 MWh par une production thermique avec, par exemple, de la lignite comme combustible, un groupe de production de 630 KW serait nécessaire en supposant une production annuelle sur 8000 heures ; son coût d'investissement serait d'environ 1.5 mio de CHF. Sa consommation annuelle de combustible serait de 6'850 tonnes, ce qui correspond à plus de 240 camions de 28 tonnes par année. Les rejets annuels de CO₂ dans l'atmosphère seraient de 5'280 tonnes, soit la même quantité que les gaz d'échappement émis annuellement par 1700 voitures parcourant 15'000 kilomètres. L'autorisation d'exploiter une telle centrale dans le canton de Fribourg serait-elle accordée ? Si cette énergie nous vient d'un autre pays, personne ne se pose la question car la pollution est ailleurs.

Admettons maintenant une production d'énergie renouvelable solaire ou éolienne. On sait qu'une installation solaire produit en moyenne sa pleine puissance durant 850 heures et qu'une installation éolienne produit en moyenne sa pleine puissance durant 800 heures. La puissance de l'installation solaire nécessaire pour assurer une production de 5'022.3 MWh est de 5.91 MW, ce qui correspond à une emprise au sol de 45'500 m² (ou la surface de 6 terrains de football) et à un investissement de 59.4 mio de CHF. La puissance de l'installation éolienne nécessaire pour assurer une production de 5'022.3 MWh est de 6.28 MW, ce qui correspond à une emprise de 62'780 m² (ou la surface de plus de 8 terrains de football) et à un investissement de 14.1 mio de CHF. Dans ces 2 cas également, l'autorisation d'exploiter une de ces deux centrales dans le canton de Fribourg serait-elle accordée ?

Des gens peu sensibles aux problèmes environnementaux globaux auraient rapidement porté leur choix pour une production thermique.

Ces aspects n'ont malheureusement pas été introduits dans l'analyse multicritère. Avec les nouveaux débits de dotation imposés, nous ne sommes certains que de deux choses, le reste reposant sur une grande part de subjectivité :

- i) Le débit minimum selon la LEaux est assuré (2 m³/s pour Rossens – Hauterive)
- ii) La perte énergétique moyenne annuelle sera d'au moins 5'000 MWh

Nous pensons qu'avec un débit de 2 m³/s, le débit minimum selon la LEaux aurait été garanti, la perte énergétique aurait été réduite et le nase aurait plus de chances de survie dans la Petite Sarine.

6 CONCLUSIONS

Cette étude montre que sans turbinage du débit supplémentaire de restitution, la perte énergétique annuelle est de 13'400 MWh, ce qui correspond à une perte financière de CHF 430'000.-- pour le producteur d'énergie. Avec la construction d'une nouvelle mini-centrale de production, cette perte énergétique annuelle est ramenée à environ 5'000 MWh, ce qui donne une perte financière annuelle d'environ CHF 91'000.-- pour le producteur d'énergie.

Avec la construction d'une nouvelle mini-centrale de production d'un coût total d'environ 2.2 mio de CHF, le compte d'exploitation annuel est légèrement plus intéressant que pour une solution sans nouvelle mini-centrale. Le nouvel investissement est donc justifié.

La variante d'équipement retenue est un groupe turbine Francis - alternateur synchrone de 2'000 kVA à axe horizontal, avec tous les équipements secondaires nécessaires au fonctionnement, le tout à l'intérieur d'un bâtiment en béton.

Le remplacement de l'énergie perdue d'origine hydraulique par d'autres énergies renouvelables n'étant pas pensable, le manque sera compensé par de l'énergie d'origine thermique.

Nous pouvons conclure qu'avec ces nouveaux débits de dotation nous savons ce que nous allons perdre, nous ignorons par contre ce que nous allons gagner.

7 BIBLIOGRAPHIE

- Cochard, L. et.al. 1988. *La construction du barrage de Rossens*, Ed La Sarine, Fribourg.
- De Leva, F. 1976. *Moderni orientamenti nel dimensionamento delle turbine Francis*, ELC Electroconsult, Milan.
- Graeser, J-E. 1974. *Publication N° 7 - Abaque pour turbines hydrauliques*, IMH, Lausanne.
- LEaux. 1991. *Loi fédérale sur la protection des eaux*, document 814.20, Berne.
- Pictet & Bollinger. 2001. *Barrage de Rossens Petite Sarine – Analyse multicritères des variantes d’assainissement (rapport non publié)*.
- Pronat. 2001. *Barrage de Rossens Petite Sarine - Essais de dotation de juillet 2000 (rapport non publié)*.
- Pronat. 2001. *Barrage de Rossens Petite Sarine – Aspects piscicoles et écologiques (rapport non publié)*.
- Sarlos, G. et.al. 2002. *Traité de Génie Civil N° 21 – Systèmes énergétique*, Ed PPUR, Lausanne

Hochwasserschutz Kelchbach

Modellversuche zur Überprüfung der Abflusskapazität des Kelchbachs in Naters

Etude de la capacité d'écoulement du Kelchbach à Naters sur modèle

Judith Monney-Ueberl

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Laboratoire de constructions hydrauliques (EPFL-LCH), Lausanne, Switzerland

ABSTRACT: The river Kelchbach creates a high flood hazard for the village of Naters. A scale model 1:35 for a prototype distance of about 900 m from the mouth of the Rhône was built to verify the proposed protection. The widening of the bed of the Kelchbach allows the safe passage of extreme floods.

RESUME : Le Kelchbach coule à travers de Naters et crée un danger d'inondation. Un tronçon de 900 m du Kelchbach à partir du Rhône est modélisé pour tester un projet de protection. Les essais démontrent que l'élargissement prévu laisse passer la pointe de la crue extrême. Les solides érodés en aval de ce tronçon sont décisifs pour la capacité de transport.

1 EINLEITUNG

Die Beobachtungen der letzten Jahre haben gezeigt, dass die hydraulische Kapazität des Kelchbachs in Naters bei Hochwasser ungenügend ist. Die Ursache liegt neben einem zu geringen Abflussquerschnitt bei der Abnahme der Sohlenneigung im Dorfzentrum. Diese führt zu einer Verminderung der Geschiebetransportkapazität und somit zu Auflandungen. Bei Abflüssen ab etwa $40 \text{ m}^3/\text{s}$ genügt der verbleibende Querschnitt und damit die Abflusskapazität des Kelchbachs nicht mehr.



Abbildung 1: Marktplatzbrücke Naters bei Hochwasser im Jahr 2000 (etwa $40 \text{ m}^3/\text{s}$)

Für ein hundertjähriges Hochwasser HQ_{100} ($69 \text{ m}^3/\text{s}$) oder ein Extremhochwasser EHQ ($105 \text{ m}^3/\text{s}$) genügt der verbleibende Querschnitt und damit die Abflusskapazität des Kelchbachs bei weitem nicht mehr. Solche Ereignisse würden unweigerlich zu katastrophalen Schäden in Naters führen.

Um das Risiko von zukünftigen Überschwemmungen zu verkleinern, prüfte die Gemeinde zwei Hochwasserschutzkonzepte. Das erste Konzept umfasst den Bau eines

Hochwasserentlastungsstollens. Das zweite Konzept besteht aus Anpassungen des Gewässerquer- und Längsschnitts im Dorfbereich (Variante "Gerinneausbau" Abbildung 2). Für beide Konzepte ist der bereits erstellte Geschiebesammler am Dorfeingang eine Voraussetzung.

Die Variante Gerinneausbau beinhaltet die Abtiefung des Bachbettes im Bereich des Marktplatzes und die Aufweitung des Gerinnes zwischen Marktplatz und Kantonsstrasse. Durch die Abtiefung des Bachbettes im Bereich der Marktplatzbrücke wird der Abflussquerschnitt und damit die Abflusskapazität in diesem kritischen Bereich vergrössert. Ausserdem soll das vergrösserte Gefälle dazu beitragen, dass in diesem Bereich kein Geschiebe abgelagert wird.

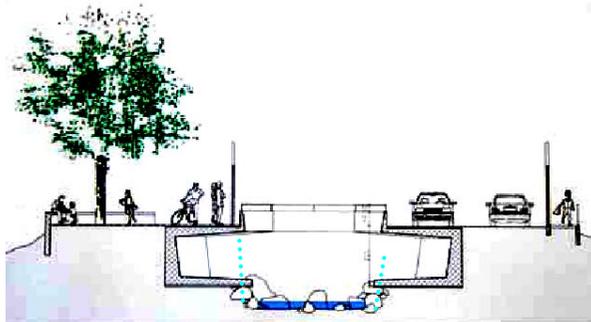


Abbildung 2: Variante "Gerinneausbau" zwischen Marktplatz und Kantonsstrasse
(.....bestehendes Bachbett)

Zusätzlich zu Abtiefung soll das Bachbett auf einer Länge von 170 m zwischen Marktplatz und Kantonsstrasse aufgeweitet werden. Auf beiden Seiten wird unterhalb der bestehenden Fahrbahn und Fussgängerzone das Bachbett verbreitert und damit die Abflusskapazität vergrössert.

2 ZIELSETZUNG UND UMFANG DER MODELLVERSUCHE

Für die Überprüfung der Wirksamkeit der geplanten Hochwasserschutzvariante "Gerinneausbau" sowie deren Optimierung sollen mittels Modellversuchen Schwachpunkte aufgezeigt und Verbesserungen vorgeschlagen werden. Insbesondere werden die Sohlenschwankungen infolge von transportierten und abgelagerten Geschiebemengen für verschiedene Ereignisse und Szenarien untersucht. Versuche betreffend Extremhochwasser erlauben das Abschätzen der Restrisiken. Dazu wird der gesamte Gewässerabschnitt mit allen wichtigen Elementen gemäss Projekt nachgebaut.

3 GRUNDLAGEN

3.1 Einzugsgebiet und Gefälle

Die Länge des Kelchbachs beträgt rund 10 km und sein Einzugsgebiet erstreckt sich über 31 km². Er beginnt auf einer Höhe von ca. 3350 m ü. M. und endet bei der Einmündung in den Rotten auf 673 m ü. M.

Das Längsgefälle oberhalb des Geschiebesammlers bei der Fromatta erreicht 30%. Zwischen der Brücke am Schlossweg und Marktplatz beträgt die Neigung rund 5% und vom Marktplatz bis zur Mündung in den Rotten nur noch 0.7%.

3.2 Abfluss- und Geschiebemengen

In *Abbildung 3* sind das hundertjährige Hochwasser (HQ₁₀₀), das Extremereignis (EHQ) und das kumulierte Geschiebevolumen gemäss VAW-Bericht [2] "Kelchbach Naters, Geschieberückhalt und Hochwasserentlastung" dargestellt.

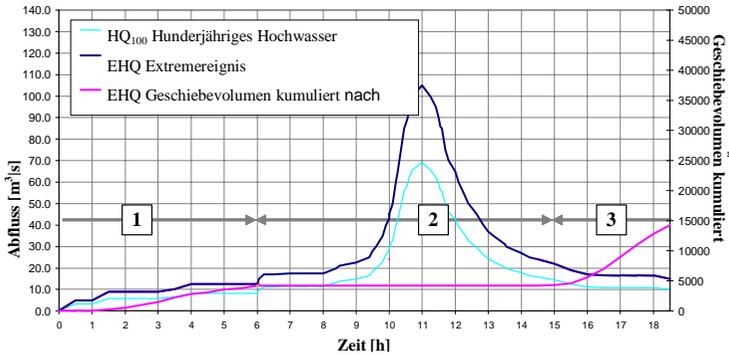


Abbildung 3: Abflusswerte unterhalb des Geschiebesammlers Fromatta, Extremereignis (EHQ), hundertjähriges Hochwasser (HQ₁₀₀), und kumuliertes Geschiebe VAW [2].

Die Abflussspitze für ein hundertjähriges Hochwasser beträgt $HQ_{100} = 69 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einem Volumen von 1.1 Mio m^3 . Für ein Extremhochwasser beträgt die Abflussspitze $EHQ = 105 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einem Volumen von 1.6 Mio m^3 .

Der Rückhalteeffekt des Geschiebesammlers auf die Abflussmengen kann auf Grund seines kleinen Volumens vernachlässigt werden.

Durch den Bau des Geschiebesammlers ändert sich das Solidogramm im Kelchbach unterhalb des Geschiebesammlers. Während vor dem Bau des Sammlers die Spitze des Solidogramms mit der Spitze des Hydrogramms übereinstimmte, wird sie durch den Geschiebesammler nun ans Ende des Hochwassers verlagert. Während der Phase 1 (6 Stunden nach Hochwasserbeginn) läuft der gesamte Zufluss inklusive dem Geschiebe durch den Durchlass des Geschiebesammlers in den Kelchbach. Während der Phase 2 (6 bis 15 Stunden nach Hochwasserbeginn) staut sich der Geschiebesammler ein und beginnt sich zu füllen. Es wird kein Geschiebe mehr in den Kelchbach ausgetragen. Während der Phase 3 (bis Ende des Hochwassers) verschwindet der Einstau und Geschiebe wird aus dem Geschiebesammler in den Kelchbach ausgetragen. Die ausgetragene Geschiebemenge ist gross, da der steile Ablagerungskegel im Rückhaltebecken aberodiert wird.

Das Solidogramm beim Austritt aus dem Geschiebesammler stammt aus Messungen während des Modellversuches für EHQ an der VAW [2]. Die entsprechenden Messungen für HQ₁₀₀ wurden nicht durchgeführt. Dieses Solidogramm entspricht nicht mehr der Realität, da aufgrund des VAW-Berichtes [2] zusätzliche bauliche Massnahmen an der Geschiebesperre veranlasst wurden. Aufgrund des abgeänderten Ausführungsprojektes wurden keine neuen Solidogramme experimentell ermittelt. Aufgrund dieser baulich bereits ausgeführten Änderungen wird vom Projektgenieur nur noch rund einen Drittel des in *Abbildung 3* dargestellten Geschiebevolumens erwartet.

Die angesammelte Geschiebemenge im Geschiebesammler beträgt für ein Extremhochwasser rund $45'000 \text{ m}^3$, wobei sich $34'000 \text{ m}^3$ während der Spitze des Hochwassers ablagern. Die teilweise Entleerung des Sammlers geschieht hauptsächlich während dem Abklingen des Hochwassers, wenn die Abflussmenge unter $20 \text{ m}^3/\text{s}$ sinkt.

3.3 Hydraulische Werte an der Modellgrenze

Bei fließendem Abfluss stellt die Energiehöhe bei der Rotteneinmündung für die verschiedenen Hochwasser die Randbedingung flussabwärts dar (HQ_{100} : 673.5 m ü. M., HQ_{1000} : 674.0 m ü. M.). Diese Höhen stammen aus den numerischen Abflussberechnungen [6, 7]. Diese Werte liegen rund 0,5 m tiefer als in den Berichten der VAW und Teysseire & Candolfi AG. Damit wird der Einfluss des Rückstaus im Kelchbach wegen der Einmündung in den Rotten wesentlich kürzer.

Die Randbedingung flussaufwärts besteht bei strömendem Abfluss aus einem Absatz von 1.8 m Höhe bei km 873.7, bei dem der Abfluss kritisch ist.

4 MODELLBESCHREIB

4.1 Geometrie

Die Modellgrenzen sind in *Abbildung 4* dargestellt.

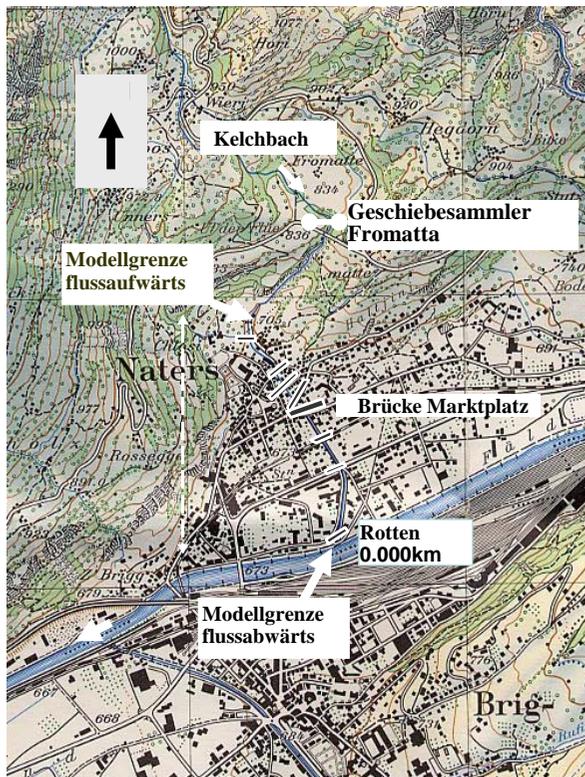


Abbildung 4: Im hydraulischen Modell untersuchter Bereich des Kelchbachs

Die Länge des untersuchten Teilstücks des Kelchbachs beträgt 905 m ab der Einmündung in den Rotten.

Die Distanz zwischen Geschiebesammler und Modellgrenze beträgt rund 300 m.



Abb. 5: Mündung bis Kantonsstrasse



Abb.6: Kantonsstrasse bis Marktplatz



Abb.7: Aufweitung bis Einlaufbauwerk



Abb.8: Aufweitung flussabwärts

4.2 Morphologie des modellierten Bereichs

Charakteristische Daten des Kelchbachs und der Variante Gerinneausbau können gemäss *Tabelle 1* zusammengefasst werden:

Abschnitt	km	Neigung [%]	Stricklerbeiwert Sohle [m ^{1/3} /s]	Stricklerbeiwert Wände [m ^{1/3} /s]	Vergleich Projekt – Ist-Zustand
Rottenmündung	0.000-0.006	0	40	56	
Brücke Dammweg	0.006-0.010	0	40	56	
	0.010-0.258	0.7	40	56	
Brücke Kantonsstrasse	0.258-0.301	0.7	40	50	flacher
	0.301-0.387	0.7	40	70	flacher, Verbreiterung
Brücke Eisenbahn	0.387-0.395	0.7	40	70	flacher, Verbreiterung
	0.395-0.450	0.7	40	70	flacher, Verbreiterung
	0.450-0.471	0.7	40	50	flacher,

					Verbreiterung
Brücke Marktplatz	0.471-0.510	0.7	40	50	flacher
	0.510-0.547	4.8	33	50	steiler
Brücke Blattenstrasse	0.547-0.555	4.8	33	50	steiler
	0.555-0.614	4.8	33	50	steiler
Brücke Hegdornweg	0.614-0.617	4.8	33	50	
	0.617-0.683	4.8	33	50	
Brücke Lombardiweg	0.683-0.688	4.8	33	50	
	0.688-0.780	4.8	33	50	
	0.780-0.860	4.9	20	40	
	0.860-0.873	0.4	20	40	
	0.873-0.890	1.1	20	40	
Brücke Schlossweg	0.890-0.894	1.8	20	40	

Tabelle 1: Geometrie des Kelchbachs und Variante Gerinneausbau

Das Modell basiert auf den unter [3], [4] und [5] aufgelisteten Plänen bezüglich der Geometrie. Die Querschnitte werden gemäss Projekt *Teyssiere & Candolfi AG* entweder verbreitert (Brücke Marktplatz bis Brücke Kantonsstrasse) oder abgetieft (Brücke Marktplatz bis km 0.589).

Die Stricklerbeiwerte wurden anhand der Begehung und von [9] festgelegt und anschliessend anhand der Ergebnisse der Reinwasserversuche und der numerischen Berechnungen justiert.

4.3 Modellähnlichkeit

Das hydraulische Modell wurde im Massstab 1:35 hauptsächlich aus PVC mit einer Modellgenauigkeit von ± 1 mm gebaut. Dieser Massstab erlaubte eine realistische Simulation des Abflusses sowie des Geschiebetretriebs. Die Massstabbeziehungen und Umrechnungsfaktoren für die wichtigsten Messgrössen sind in *Tabelle 2* zusammengestellt.

Messgrösse	Massstabbeziehung	Umrechnungsfaktor
Länge [m] Druck [m Wassersäule] Abflusstiefe [m]	$\frac{L_N}{L_M} = \frac{P_N}{P_M} = \lambda$	= 35
Geschwindigkeit [ms ⁻¹] Zeit [s]	$\frac{V_N}{V_M} = \frac{t_N}{t_M} = \lambda^{1/2}$	≅ 6
Abfluss [m ³ s ⁻¹]	$\frac{Q_N}{Q_M} = \lambda^{5/2}$	≅ 7250
Volumen [m ³]	$\frac{L_N}{L_M} = \lambda^3$	≅ 42'900
Reibungsbeiwerte nach Strickler [m ^{1/3} /s]	$\frac{K_{SN}}{K_{SM}} = \lambda^{-1/6}$	≅ 0.55

Tabelle 2: Wichtigste Messgrössen und Ähnlichkeitsbeziehungen

Das Modell wurde unter Beachtung der Froude'schen Ähnlichkeit betrieben, wobei das Verhältnis der Trägheits- zu den Gravitationskräften im Modell (Index _M) und Natur (Index _N) erhalten bleiben. Um diese Ähnlichkeit zu garantieren, müssen im Modell die Trägheits- und Schwerkraftkräften die Viskositäts- und Kapillaritätskräften dominieren.

4.4 Gerinnerauigkeit

Die Sohle des Modells ist unbeweglich und wurde gemäss der Aufnahmen bei der Begehung massstabgetreu mit Steinen, Kies, Sand und Zement nachgebaut. Die Rauigkeitsbeiwert nach Strickler gemäss *Tabelle 1* variieren zwischen $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, was im oberen Bereich einem aus grossen Blöcken zusammengesetzten Bett und bei der Mündung einer glatten Kiessohle entspricht.

Die Seitenwände des Modells wurden mit einem Geotextil verkleidet, um die Rauigkeit der behauenen Steine nachzubilden. Im oberen Teil bis zum Marktplatz weisen die Wände viele Unregelmässigkeiten und Vorsprünge auf, im unteren Teil sind die Seitenwände glatt. Die Stricklerwerte der Wände betragen zwischen $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

4.5 Kornverteilung des transportierten Geschiebes, Treibholz

Die Wahl der Kornverteilung im hydraulischen Modell kann unter Berücksichtigung der Sedimenttransport-Ähnlichkeit erfolgen. Damit die Naturphänomene im Modell korrekt nachgebildet werden, müssen die Erosions- und Ablagerungsprozesse bei vergleichbaren Geschwindigkeiten beginnen.

Die Grundlage zur Korngrössenbestimmung besteht aus einer Synthese der Resultate des VAW-Berichts [2] sowie Korngrössenverteilungskurven bestimmt mit Hilfe von Linienzahlanalysen durch das Büro *Teyssere & Candolfi AG* [Hochwasserschutz Naters, Projekt Nr. 1620f]. Der gewählte, mittlere Korndurchmesser d_m beträgt 25mm und entspricht dem erwarteten Mittelwert unterhalb des Geschiebesammlers.

Im VAW-Bericht [2] wurde ein d_{50} von 25mm und ein d_{90} von 95mm ermittelt. Dies entspricht beim Kelchbachmodell einem $d_{50\text{Modell}} = 0.7\text{mm}$ und $d_{90\text{Modell}} = 2.7\text{mm}$. Die Versuche wurden mit einem Sand durchgeführt, der $d_{50} = 0.7\text{mm}$ und für $d_{90} = 2.6\text{mm}$ aufweist. Der bei den Versuchen verwendete Sand weist kaum Feinanteile unter 0.1mm auf, weil diese sich im Modell anders verhalten als in der Natur.

Der grösste Teil des Treibholzes wird im Geschiebesammler zurückgehalten. Es können aber auf der Steilstrecke einzelne Bäume in den Kelchbach rutschen. Dies wird mit der Zugabe von einzelnen Hölzern während der Hochwasserspitze simuliert. Gemäss VAW-Bericht [2] beträgt die maximale Länge der Stämme 8m, und der maximale Durchmesser 0.5m.

4.6 Messeinrichtungen

Der Abfluss wurde mit einem Dreiecküberfall direkt beim Einlauf ins Modell gemessen. Zusätzlich halfen vor allem bei der Hochwassersimulation die mittels Induktion gemessenen Durchflussangaben der Pumpenregulierung.

Die Wasserspiegelhöhe und Ablagerungshöhen wurden mit 7 Ultraschallsonden und 7 Linnimetern verteilt über die ganze Modelllänge bestimmt.

Sonden konnten nur dort eingebaut werden, wo der Wasserspiegel ruhig ist und parallel zur Sohle verlief. Dies ist in geraden Stecken mit ruhigem Sohlenverlauf der Fall. Mit Sonden können die Wasserspiegelhöhen kontinuierlich gemessen werden.

Die Linnimeter werden an den Orten eingebaut, wo der Wasserspiegel unruhig ist und in Kurvenbereichen. Gerade an den kritischen Stellen im Bereich des Marktplatzes und der Kantonsstrasse konnte nur mit Linnimetern gemessen werden. Deshalb liegen dort keine kontinuierlichen Messungen der Wasserspiegelhöhe vor.

5 MODELLÜBERPRÜFUNG

5.1 Numerische Berechnung

Die numerische Berechnung diente der Überprüfung des Modells. Es wurde der mit HecRas berechnete mit dem im Modell gemessenen Wasserspiegel bei Reinwasser für HQ₁₀₀ und EQH verglichen.

5.1.1 HQ_{100}

Für die numerische Berechnung wurde ein konstanter Durchfluss von $69 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen. Das Modell wurde gemäss *Tabelle 2* mit 9.5 l/s beschickt.

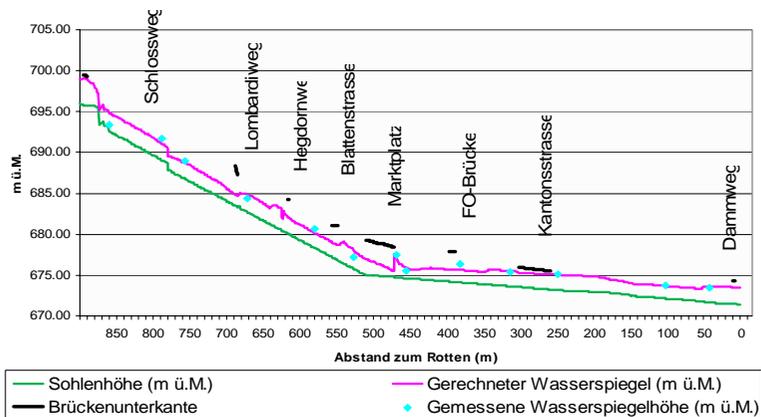


Abbildung 9: Wasserspiegellinie Reinwasser HQ_{100} (berechnet und gemessen)

Die berechneten Werte stimmen gut mit den am Modell gemessenen Wasserspiegelhöhen überein. Keine der Brücken wird überströmt. Sowohl im Modell als auch bei den Berechnungen wird bei km 0.800 ab Rotten die Uferlinie erreicht. Bei HQ_{100} sind also in diesem Bereich Überschwemmungen zu erwarten. Durch die Sohlenabtiefung und Aufweitung im Bereich des Marktplatzes hat die hydraulische Abflusskapazität entscheidend zugenommen. Der Wassersprung nach der Marktplatzbrücke wird exakt nachgebildet.

5.1.2 EHQ

Für die numerische Berechnung wurde ein konstanter Abfluss von $105 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen. Das Modell wurde gemäss *Tabelle 2* mit 14.5 l/s beschickt.

Die berechneten Wasserspiegelhöhen stimmen gut mit den am Modell gemessenen Höhen überein. Für das EHQ ergeben die numerischen Berechnungen vier kritische Bereiche, die überschwemmungsgefährdet sind :

- Bereich Rottenmündung bis ca. 100 m ab Rottenmündung
- Brücke Kantonsstrasse
- Marktplatzbrücke
- Bereich bei 800m ab Rottenmündung: Überflutung des linken Ufers

Die Überschwemmungshöhen für den heutigen Zustand der Ufermauern und Brücken können wegen der Vereinfachungen des Modells nicht genau bestimmt werden (keine Überschwemmungsflächen, Uferlinie \neq Modelloberkante, keine Brückenschürzen). Im Modell wurde der Bereich Rottenmündung bis 100m ab Mündung (674.23 bis 674.91 m ü. M.) auf einer Höhe von knapp 0.3 m, die Brücke Kantonsstrasse ab Unterkante Brücke (675.95 bis 675.99 m ü. M.) auf 0.5 m und der Bereich bei 800m ab Rottenmündung (692.08 m ü. M.) auf einer Höhe von 1 m überschwemmt.

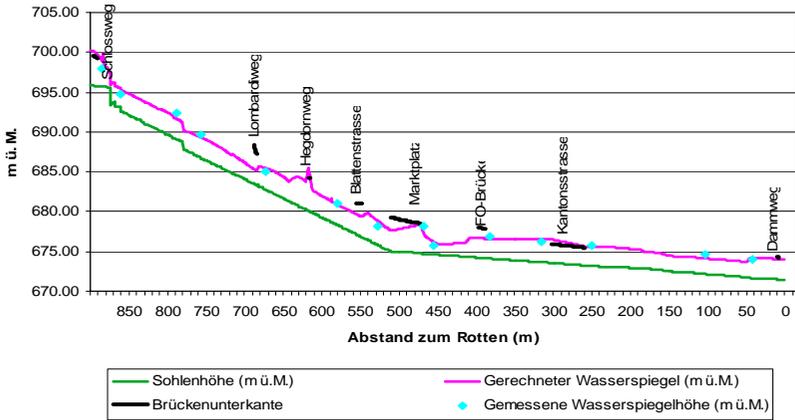


Abbildung 10: Wasserspiegellinie EHQ (Vergleich berechnet und gemessen)

6 MODELLVERSUCHE MIT GESCHIEBE

6.1 Abklingendes EHQ mit ursprünglicher Geschiebeganglinie

Infolge des sich bei abklingendem Hochwasser entleerenden Geschiebesammlers wird erwartet, dass gerade am Hochwasserende in Naters die Überschwemmungsgefahr am grössten wird.

Deshalb wurde als erster Versuch mit Geschiebe das Abklingen des Hochwassers simuliert (während 3 Stunden kommt bei einem Reinwasserabfluss von $18 \text{ m}^3/\text{s}$ eine Geschiebemenge von $3500 \text{ m}^3/\text{h}$). Dies entspricht der Phase 3 auf Abbildung 3.

Im Modell begann sich das Geschiebe knapp unter dem Gefällsknick am Ende der Marktplatzbrücke abzulagern. Die Ablagerungszone erweiterte sich sehr schnell aufwärts, unter der Marktplatzbrücke bis zur Brücke Blattenstrasse. Es wurde nur wenig Material weiter als bis zur Brücke Kantonsstrasse transportiert.

Am Ende des Versuches war das Bachbett unter der Marktplatzbrücke vollständig von den Sedimenten aufgefüllt. Der gesamte Kelchbach floss über die Brücke.

Das heisst also, dass bei der untersuchten Geschiebeganglinie am Ende eines EHQ unabhängig davon, ob der Umgehungsstollen oder die Bachbettverbreiterung gewählt wird, mit einer Überschwemmung von Naters zu rechnen wäre.

Bei der Variante mit dem Umgehungsstollen wäre der Kelchbachquerschnitt noch schneller aufgefüllt als bei der Varianten mit der Gerinneverbreiterung, da dessen zusätzliches Volumen als Stauraum genutzt werden kann.

Die Geschiebeganglinie, auf der dieser Versuch und alle übrigen Berechnungen beruhen, entspricht nicht mehr den Gegebenheiten des ausgeführten Bauwerkes. Diese Geschiebeganglinie wurde aufgrund einer Geschiebesperrenvariante erstellt, die beim Bau modifiziert wurde. Es besteht aber keine experimentell ermittelte Geschiebeganglinie für die ausgeführte Geschiebesperre.



Abbildung 11: Aufgefülltes Bachbett bei der Marktplatzbrücke
(Ende EHQ mit ursprünglichem Geschiebeaustrag)

6.2 EHQ mit reduziertem Geschiebeaustrag

Als Versuch wurde aufgrund der Aussagen von Büro Teysseire & Candolfi das Solidogramm am Ende des EHQ auf einen Drittel der Geschiebemengen verkleinert (Kapitel 3.2). In der Phase 3 wurden statt $10'500 \text{ m}^3$ nur noch 3500 m^3 Geschiebe in den Kelchbach gegeben. Es wurde das gesamte EHQ im Modellmassstab nachgebildet. Der Versuch wird auf einem ablagerungsfreien Bachbett durchgeführt, was einer optimistischen Annahme entspricht.

Die Hochwasserspitze kann mit diesem Geschiebeszenario problemlos durch das verbreiterte Gerinne abgeführt werden.

Das Geschiebe, das nach 6 Stunden ab Hochwasserbeginn abgelagert wurde, wurde nach rund 16 Stunden wieder ausgewaschen. Die Hochwasserspitze reinigt also das Bachbett vom vorher abgelagerten Geschiebe bevor sich der Geschiebesammler zu entleeren beginnt und das Bachbett des Kelchbachs erneut aufgefüllt wird.

Das Geschiebe am Ende des Hochwassers wird wiederum beim Gefällsknick abgelagert. Die Menge ist aber zu gering, um das ganze Bachbett zu verstopfen und um Ausuferungen zu verursachen.

6.3 EHQ mit Solidogramm ohne Geschieberückhaltebecken

Mit diesem Versuch soll überprüft werden, ob allein die Gerinneaufweitung genügen würde, um Naters vor Hochwassern zu schützen.

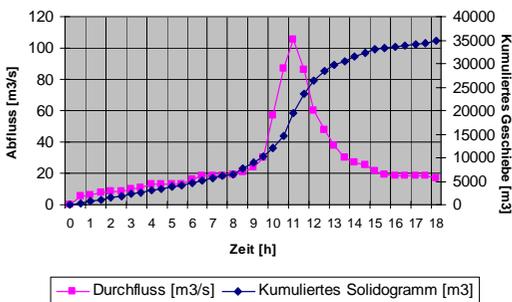


Abbildung 12: Versuchsverlauf EHQ ohne Geschieberückhaltebecken

Das in das Rückhaltebecken einflussende Geschiebe wird durch den Kelchbach direkt weitertransportiert. Die Spitze der Abflussganglinie stimmt mit der Spitze des Solidogramms zeitlich überein.

Der Versuch begann bei Stunde 6 des Hochwassers. Bereits nach 3.5 Stunden Hochwasser (total Stunde 9.5 des Hochwassers) war das Bachbett bei der Aufweitung durch das abgelagerte Geschiebe vollständig aufgefüllt.

Daraus kann geschlossen werden, dass ohne ein Geschieberückhaltebecken die Erweiterung der Gerinnequerschnitts nicht genügen würde, um Naters gegen Hochwasser zu schützen.

6.4 *EHQ Reinwasser mit Baumstämmen*

Zwischen Lombardiweg und dem Geschiebesammler ist der Kelchbach von Bäumen gesäumt. Diese könnten durch ein Hochwasser entwurzelt und mitgerissen werden. Die Bäume oberhalb des Geschiebesammlers werden durch die Sperre zurückgehalten.

Eine Volumenberechnung für diesen Bereich fehlt, doch werden es nur einzelne Bäume sein, die während der Hochwasserspitzen mitgerissen werden, da in diesem Bereich keine grossflächigen Hangrutsche erwartet werden. Als Versuch wurden gewässerter Rundhölzer und Äste bei einem stationären EQ (105 m³/s) dem Kelchbach beigefügt. Das ganze Paket von 24 Bäumen wurde schräg zur Strömung bei km 0.870 ins Wasser gegeben. Bei zehn Versuchen wurde nur einmal örtlich der Abflussquerschnitt durch Baumstämmen versperrt. Ein Ast stellte sich an der Lombardiücke auf. Sonst passieren alle Baumstämmen problemlos den untersuchten Kelchbachabschnitt.

Als Hochwasserschutz genügt es also, Bagger bereitzustellen, um allfällige quer stehende Baumstämmen aus dem Wasser zu ziehen.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Das Modell im Massstab 1:35 erlaubte eine genaue und wiederholbare Beobachtung des Zusammenwirkens von Geschiebe und Wasser während eines Hochwassers.

Unter Annahme des vorhandenen Solidogramms aus den Versuchen der VAW wird Naters am Ende eines Extremhochwassers überflutet und zwar unabhängig davon, ob die Variante Umleitstollen oder Gerinneverbreiterung gewählt wird. Dies liegt daran, dass bei abklingendem Hochwasser der Kelchbach Geschiebe aus den Ablagerungen im Geschieberückhaltebecken in der Fromatta aberodiert und beim Marktplatz abgelagert. Das gesamte Bachbett unter der Marktplatzbrücke wird aufgefüllt.

Dieses Solidogramm ist gemäss den Aussagen des Projektingenieurs zu ungünstig, da aufgrund ihrer Untersuchungen das Auslaufbauwerk in der Fromatta abgeändert wurde. Für das ausgeführte Bauwerk dürfte die Geschiebemenge nur noch einen Drittel der ursprünglich gemessenen Menge betragen. Wie viel Geschiebe aber wirklich durch die Sperre nach Naters transportiert wird, wurde bis jetzt nicht gemessen und kann nur schwer berechnet werden. Ein Modellversuch mit der effektiv ausgeführten Sperrenvariante drängt sich auf.

Die Hochwasserspitzen können durch den erweiterten Kelchbach abgeführt werden. Das HQ₁₀₀ fliesst bei Reinwasserversuchen problemlos ab, während bei EQ vier kritische Bereiche auszumachen sind: Bereich Kantonsstrasse bis Rottenmündung, Brücke Kantonsstrasse, Ende Marktplatzbrücke und Bereich um 800m ab Rotten. Genaue Aussagen sind nur mit einem neuen Solidogramm möglich.

8 REFERENZEN

- [1] Etude du comportement morphologique du Kelchbach lors du passage de crues, Service des Routes et Cours d'Eau de l'Etat du Valais & Commune de Naters. Rapport LCH n° 02/2002
- [2] Bericht Nr. 4129. *Kelchbach Naters, Geschieberückhalt und Hochwasserentlastung*, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETHZ, 1999.
- [3] Aktuelle Gerinnegeometrie des Kelchbachs auf einer Länge von 900 m ab der Einmündung

- in den Rotten (Situation und Querschnitte), Pläne Nr. 300-100, 300-1, 300-2, 300-3, 300-4 et 300-5 von *Teyssaire & Candolfi AG*.
- [4] Gerinnegeometrie des Kelchbachs im Stadtzentrum nach den Notfallinterventionen im Jahre 1997, Pläne Nr. 1620-28, 1620-29, 1620-30, 1620d-5, von *Teyssaire & Candolfi AG*.
- [5] Gerinnegeometrie des Kelchbachs im Dorfbereich Naters gemäss der Variante Gerinneausbau, Situationsplan flussabwärts des Marktplatzes (Nr. 1620i-5), Längenprofil ab dem Kraftwerk Klosis (Nr. 1620i-6), typische Querschnitte flussabwärts der Blattenstrasse (Nr. 1620i-7), von *Teyssaire & Candolfi AG*
- [6] Le Rhône à l'amont du Léman: modélisation hydraulique numérique avec HEC-RAS; base de données ArcView; documentation photographique Canton du Valais - Service des routes et des cours d'eau, Sion, rapport LCH N° 19/02
- [7] Modèle 2002 (Brigue - Léman) complété en novembre 2003 avec les profils Massa - Brigue, y compris embouchure du Kelchbach
- [8] Smart G.M. und Jäggi M., *Sedimenttransport in steilen Gerinnen*, Mitteilung 64, VAW-ETHZ, Zürich, 1983
- [9] Spreafico M., Hodel H.P., Kaspar H., *Rauheiten in ausgesuchten schweizerischen Fliessgewässern*, Berichte des BWG, Serie Wasser Nr.1, Bern, 2001

Optimized rehabilitation of water supply network of Goma (Dem. Rep. of Congo)

Réhabilitation optimisée du réseau d'approvisionnement en eau potable de Goma (Rép. dém. du Congo)

Marc-André Mottier

CSD Ingénieurs Conseils SA, 1227 Carouge

Abstract: The work undertaken in collaboration with the International Committee of the Red Cross (ICRC) allowed to propose measures of rehabilitation of the drinking water supply network of Goma (Republic democratic of Congo; town of approximately 314'000 inhabitants) due to the fact that firstly it was partially destroyed by two lava flows of Niyragongo volcano which has occurred in January 2002, and then that its state (sometimes catastrophic) required a study for its optimized rehabilitation. The software Epanet 2 was used in order to numerically model the hydraulic network. Another software, Wadiso (Water distribution system optimization), allowed the optimization of the pipes, that is to say the choice of the cheapest diameters according to the constraints of development of the city: 20% of increase in consumption over 10 years and a minimal pressure of 5 m in order to ensure the water flow.

Once the model calibrated on the basis of measurement carried out during the field campaign done in April 2003, three phases of rehabilitation were defined: short (1-2 years), mean (5 years) and long (10 years) terms. The rehabilitation of the network pipes should cost approximately 1'038'800 US\$, including the purchase of cast iron pipes, their transport and their installation (phase 1: 208'200 US\$; phase 2: 275'500 US\$; phase 3: 555'100 US\$). The total volume of the reservoirs should rise 190 m³ (current state) to 1'750 m³ (phase 3) in order to guarantee a minimal pressure, to limit the effect of electricity cuts and to distribute the pressures. In addition, the pumping stations will have an increased number of pumps in parallel with the increases of tank storage and the extensions of the network.

The network rehabilitated and extended as suggested functions satisfactorily in term of flow while limiting the head losses and while taking into account the constraints of development of Goma. The recommended measures improve the actual situation without creating new problems and propose a future situation designed in a judicious way by using the existing potentialities of the current network.

Résumé: Le travail mené en collaboration avec le Comité International de la Croix Rouge (CICR) a permis de proposer des mesures de réhabilitation du réseau d'adduction d'eau potable de Goma (République démocratique du Congo ; ville d'environ 314'000 habitants) du fait que d'une part elle a été partiellement détruite par deux coulées de lave provenant du volcan Niyragongo survenues en janvier 2002, et d'autre part que son état par endroit catastrophique nécessitait une étude en vue de sa réhabilitation optimisée. Le logiciel Epanet 2 a été utilisé afin de modéliser numériquement le réseau hydraulique. Un autre logiciel, Wadiso (Water system distribution optimization), a permis l'optimisation des conduites, soit le choix des diamètres les moins onéreux en fonction des contraintes de développement de la ville : 20% d'augmentation de la consommation sur 10 ans et une pression minimale de 5 m afin d'assurer l'écoulement de l'eau.

Une fois le modèle calé sur la base des mesures réalisées pendant la campagne de terrain menée en avril 2003, trois phases de réhabilitation ont été définies : court (1-2 ans), moyen (5 ans) et long (10 ans) termes. La réhabilitation des conduites du réseau devrait coûter environ

1'038'800 US\$, comprenant l'achat des conduites en fonte, leur transport et leur installation (phase 1 : 208'200 US\$; phase 2 : 275'500 US\$; phase 3 : 555'100 US\$). Le volume total des réservoirs du réseau passe de 190 m³ (état actuel) à 1'750 m³ (phase 3) afin de garantir une pression minimale, de limiter l'effet des coupures de courant et de répartir les pressions. Par ailleurs, les stations de pompage présenteront un nombre de pompes augmenté en parallèle aux accroissements de volume de réservoir et aux extensions du réseau.

Le réseau réhabilité et étendu tel que proposé fonctionne de manière satisfaisante en terme de débit tout en limitant les pertes de charge et tout en tenant compte des contraintes de développement de Goma. Les mesures préconisées améliorent la situation actuelle sans créer de nouveaux problèmes et proposent une situation future dimensionnée de façon judicieuse en utilisant les potentialités existantes du réseau actuel.

1 INTRODUCTION

The localized catastrophic state of the drinking water supply network of Goma, city of around 314'000 inhabitants of the Democratic Republic of Congo, as its partial destruction due to the volcanic eruption of Nyiragongo at the beginning of 2002 required the study of the existing network on behalf of the International Committee of the Red Cross (ICRC) and of the local Regideso (governmental enterprise managing the water supply network) in the view of its rehabilitation and its extension according to the future constraints of urban development.

The goals of this study are as follows:

- to numerically model the existing network of Goma with the software Epanet 2,
- to identify its malfunctionings,
- to estimate the consumption flow from the primary network,
- to suggest optimized measures of rehabilitation in several term (short, middle and long term), such as:
 - modifications of the existing network, like the installation of new tank on Sotraki and the Mount Goma (localization and size) or installation of new pipes,
 - analyses of hydraulic impact of the reconnexion tank of the Goma Mount,
 - analysis of hydraulic impact of a pumping station centralized on the level of the lake Kivu.

The optimization of the pipes carried out by means of the software Wadiso (Water Distribution System Optimization) which allows the determination of the cheapest diameter respecting the constraints of pressure and consumption.

2 THE ACTUAL NETWORK

The actual network is presented at the following figure (drawing from appendix 6 of the technical report):

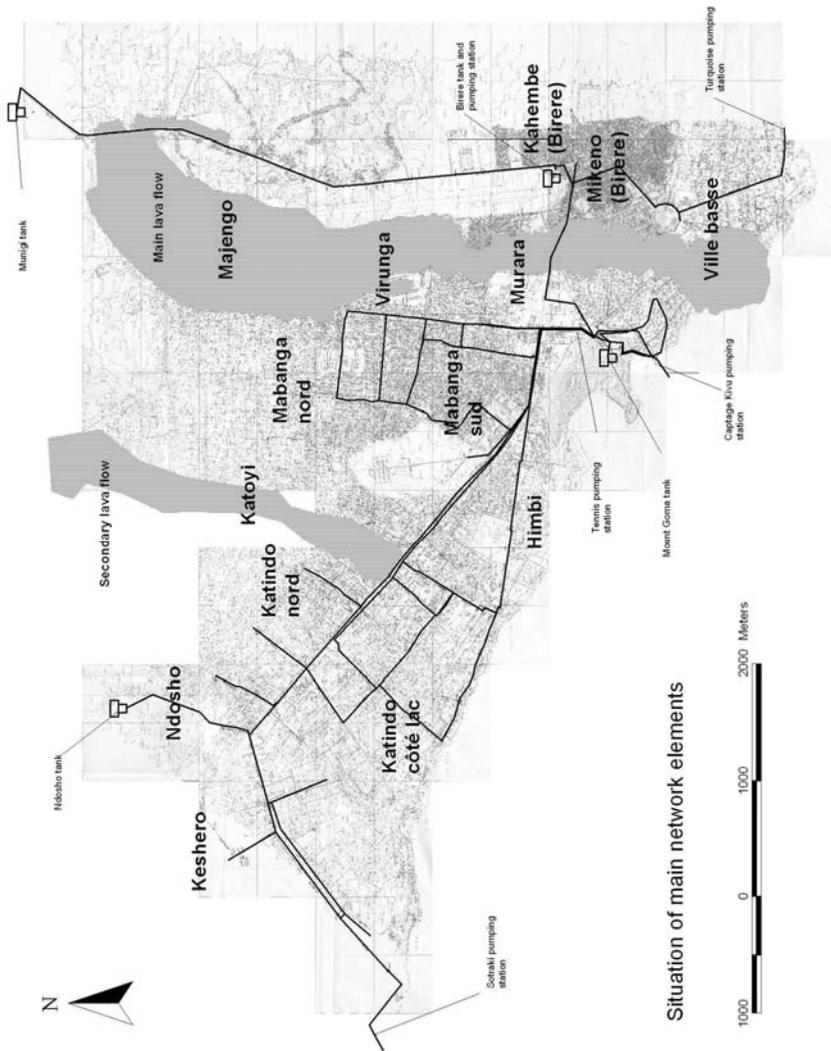


Figure 1: Situation of the town of Goma with its network (red) and the lava flows (purple – situation of January 2002)

The particular characteristics of the pipes of the network are synthesized in the following table:

Year of construction	Constructed length (m)	Constructed length (%)	Material used
1959	14'167.2	20	AG, AJ
1990	886.0	1	AG
1993	3'650.0	5	MDPE, AG
1994	865.0	1	Cast iron
1995	14'030.7	20	AG, cast iron
1998	18'286.7	26	MDPE, AG, PVC, AJ
1999	8'761.3	12	AG
2002	10'047.9	14	AG, MDPE, AJ
TOTAL	70'694.8	100	-

Table 1: Statistics of pipes construction in function of the years (AG: galvanized steel, AJ: lined steel)

We note the importance of the installations of pipes since the years 1990 made of galvanized steel.

The different diameter of installed pipes are as follows:

	Length (m)	Diameter (mm)	Year of installation
Minimum	2.5	40	1959
Mediane	150	100	1995
Maximum	1205	250	2002
Sum	69'337.3	-	-

Table 2 : General Characteristics of pipes

The characteristics of the network tanks are synthesized in the table hereafter:

Tank	Volume (m ³)	Overflow (m)	Pumping station supplying the tank	State
Birere	90	2.5	Tennis (mainly) and Turquoise	Working
Munigi	100	2	Birere	Working
Mont-Goma	300	3	Captage Kivu	Not working
Ndosho	480	Unknown	Sotraki	Construction

Table 3 : Network tanks and characteristics

The supply network of Goma has 5 pumping stations: captage Kivu, Tennis, Turquoise, Birere and Sotraki. Each station consists of several pumps with characteristics presented at the table hereafter.

Pumping station	Number of pumps (always in parallel)	Supply area	Measured mean characteristics	
			Head (m H ₂ O)	Flow (m ³ /h)
Birere	2	East of airport	110 (only one pump)	30 (only one pump)
	4 (G1 à G4, G4 as reserve)	Pumping station of Tennis	80	160
Captage Kivu	1 (G5)	Ville basse and Tennis	(G1+G3+G5)	(G1+G3+G5)
	2 (G6 et G7)	Pumping station of Tennis	80 (G6+G7)	175 (G6+G7)
Tennis	4	Mabanga	65 (the 4 pumps)	60 (the 4 pumps)
	4	Katindo, Katoyi	30 (the 4 pumps)	152 (the 4 pumps)
	2	Birere and its pumping station	51 (both pumps)	90 (both pumps)
	1	Birere	91	89
Turquoise	1	West town	72 (only 1 pump)	98 (only 1 pump)
Sotraki	3 (1 not fonctionning)	(Himbi, Keshero, Ndosho, etc.)		

Table 4: Pump characteristics

3 METHODOLOGY AND FIELD CAMPAIGN

The different steps of this study are as follows:

- collecting fundamental data of the network,
- preliminary modeling of the existing network using Epanet 2, on the basis of up to date data,
- field campaign in Goma in the framework of the ICRC,
- calibration of the model on Epanet 2 on the basis of measurements,
- optimization of the network (and in particular the pipes with Wadiso),
- proposal for rehabilitation means.

Preliminary modeling allowed to define the zones of the network presenting problems (in general, pipes with high speed of water) in order to position the instruments in a judicious way on the network. 18 points of the network were used to carry out measurements of flow and pressure. The following table shows the characteristics of the pipes on which the measuring instruments were installed.

n°	Station ID	Pipe material	Diameter (mm)		Thickness (mm)	Roughness (mm)	Excavation (m)	Coordinates	
			internal	external				East	South
1	Turquoise	Steel	-	222	5.8	- *	0.10	Exit of pumps	
2	Entrée Muzizi	Steel	200	-	5.6	1.04	2.00	749'223	9'812'386
3	Hôtel Grands Lacs	Steel	-	211	6.6	- *	1.10	748'951	9'813'106
4	Lave	Cast iron	200	-	8.5	1.04	0.40	748'718	9'814'122
5	ISGA Munigi	Stainless steel	-	116.5	3.9	- *	0.80	749'660	9'818'300
6	Montée Munigi	Galva. steel	100	-	4.4	0.01	0.70	749'223	9'815'519
7	Captage Kivu - CICR	Steel	-	275.3	3.9	0.5	-	Exit of pumps	
8	Captage Kivu - G1-G5	Steel	-	220	2.6	1	0.30	747'761	9'813'494
		Steel	-	134	2.6	1	0.30		
9	Mabanga 1	Steel	-	116	4.9	- *	1.50	747'991	9'814'780
10	Mabanga 2	Steel	-	114.6	4.5	0.5	1.00	748'104	9'815'942
11	Mabanga 3	Steel	111.4	-	4.7	1.04	0.75	747'427	9'816'014
12	Hôpital	Steel	-	168	5.7	0.5	1.25	747'369	9'814'372
		MDPE	146	-	19	1	1.25	747'369	9'814'372
13	avant Hôpital	Steel	-	108	3	1.5	0.80	747'686	9'814'310
14	Katindo	-	-	50.2	0.1	0.1	0.10	745'274	9'816'134
15	Sotraki	Galvanised	-	167.1	4.6	0.1	0.65	744'449	9'816'790
		steel	211.7	-	5.7	0.1	-	Exit of pumps	
16	Pompe Sotraki	Steel	76.4	-	3.2	1	0.10	746'529	9'814'494
18	Himbi 2	Steel	-	89.1	3.9	0.5	0.10	744'647	9'815'010

* : value calculated by instrument

Stations with excavation

Table 5: Measurement stations and characteristic of the pipes

The measuring equipment used during the field campaign is as follow:

- a digital manometer Vernon&Morris Model XX,
- ultrasonic flowmeters: PortaFlow X (Type FLCS 1011, Fuji Electronics), DigiSonic P (Ultraflux) and Flexus ADM.

4 MEASUREMENT

The average values measured at the pumping stations during the field campaign are presented below:

Pumping stations	Q measured (m ³ /h)	Pressure measured (m)
Sotraki	98	72
Birere	30	110
Turquoise	89	91
Kivu-CICR (G6+G7)	175	80
Kivu G1-2-3	20	80
	140	
Tennis-Katindo	152	30
Tennis-Mabanga	60	65
Tennis-Birere	90	51

Table 6: Daily mean values at the pumping stations

The average values measured inside the network are synthesized hereafter:

Network points	Q measured (m ³ /h)	Pressure measured (m)
Mabanga 1	57	53
Mabanga 2	11	3
Mabanga 3	7	8
Sotraki	38	6 à 10
ISGA Munigi	14	> 70
Montée Munigi	3	28 à 30
Hôtel des Grands Lacs	40	30 à 40
Entrée Muzizi	72	60
Lave	63	env. 30
Hôpital métal	69	22 à 26
Hôpital MDPE	32	-
Himbi 1	12	10
Himbi 2	2	30
Katindo	1	2 to 4

Table 7: Daily mean values on the network points

In a general way, the mean values were used because a constant behaviour of flow measured during the field campaign.

During the month of field campaign, a total of approximately 13 hours of electricity cuts obstructed measurements, that is to say a 26 minutes average per day. The effect of such cuts is easily observable on the second graph presented in figure 6. We note moreover the great constancy of measurements over all the period of the day. Night measurements could not be carried out because of the insecurity in Goma all over the night from 9h00 pm.

5 MODELISATION

5.1 Presentation

The study of the supply network of Goma used two software: Epanet 2 (hydraulic modeling of water supply network) and Wadiso (optimization of a network).

The Wadiso software was used like first stage of optimization. The results obtained then were worked over again and validated using Epanet 2 as a second stage. This last stage moreover made it possible to size certain elements of the network such as the volume of the tanks and the characteristics of the pumping stations.

The following constraints of optimization, which are also regarded as constraints of urban development of Goma, were considered:

- increase of 20% of the population (or rather of the consumption) of Goma over 10 years,
- minimal pressure of approximately 5 m of water column on the whole network.

The model of the current network on Epanet 2 shows the following characteristics:

Elements	Network
Number of nodes	99
Number of tanks	2
Number of pipes	110
Number of pumps	8
Number of valves	3
Flow units	m ³ /h
Head loss formula	Darcy-Weisbach

Table 8 : Synthesis of the actual network model on Epanet 2

The most important phase carried out before the field campaign is the skeletonization of the network, that is to say the process of selection of the parts of the hydraulic network which will

present a significant impact on the behavior of the system. A choice must be operated to determine the level of detail of what we want to model.

In the case of this study, the choice was quickly made since the available data did not make it possible to model the network up to the private tap. Moreover, this would have been without utility regarding the fact that the goal is to understand the general behavior of the network and not to know in detail the hydraulic impact of each consumer of Goma. In a general way, a detailed model is necessary for the study of water quality or for the analysis of the fire flows.

5.2 Calibration

The calibration is the adaptation of the model characteristics to make comparable in situ measurements and model calculations. The measured flows and (not always) pressures are relatively constant throughout the day, except at the time of electricity cut. This is why, the calibration was carried out on the basis of average values. These average values were considered on one hand in extreme points of the system (pumping stations, see Table 6), and on the other hand inside the network (values of Table 7).

The calibration requires the choice of a criteria by which the computed values can be regarded as comparable with those measured. According to Walski et al. (2001), the model of a supply network with an aim of its rehabilitation must be able to reproduce the static heads in the studied zone with the precision of the data of altitude during the phase of normal consumption. That means that the computed values must be as good as those measured. These considerations also apply to the flows.

However, a question remains: what does mean a comparable value with another? An acceptable degree of error has to be considered in order to determine in which margin can be located the computed values by the model compared to in situ measurements. Regarding the necessary level of detail for the present study, an error of 15% between the measured and calculated values seems acceptable. In the majority of the cases, the variation of measurements exceeds 15% between the mean values and the extremes.

The model calibration was made with a particular reflexion in order to obtain the best result according to the goals of drinking water supply of the town of Goma. The aim being to ensure the water supply of the whole population in term of volume, it is the flow which was regarded as priority. The model must be calibrated as well from the point of view of the flow as of the pressure. However, the phase of calibration highlighted contradictory situations. Indeed, the only effective means of pressure and flow calibration is in this case the modification of consumption at the nodes since speeds of water in the pipes are in general lower or equal to 1 m/s (low effect of the roughness and the local head losses). Insofar as the pressure and the flow have to be modified in the same direction, it leads to an impossibility, because if consumption of a particular node is increased, the pressure decreases and vice versa. Consequently, the adopted method considers that the flows on the whole network and the pressures at the pumping stations (only) must be gauged.

The figure hereafter shows the correct calibration between the measured and calculated flows.

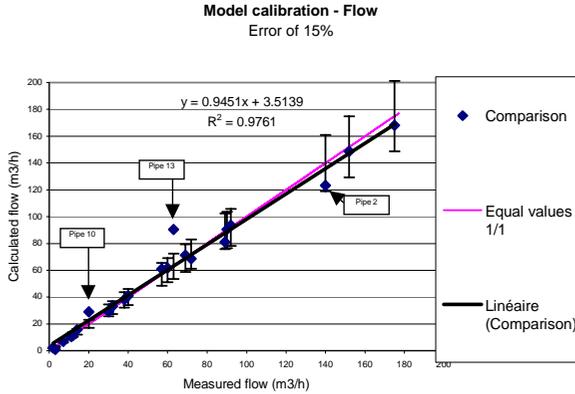


Figure 2: Flow calibration

The delivery of the G1, G2 and G3 pumps of captage Kivu consists of two pipes in parallel: the pipes n° 10 and n° 2 of the model. The opposite errors of both pipes are compensated. The calculated flows at pipe n° 13 (= measuring point under lava flow) are more than 15% superior to measurements. In spite of the correct calibration of the flow of the Tennis pumping station (Birere direction), the computed values on pipe n°13 are not comparable with measurements. We can thus suspect of important water losses upstream of the measuring point. As a recall, pipe in question was installed on the main lava flow following the eruption of January 2002. In one hand, the cooling of the lava perhaps caused constraints on pipe, and in the other hand the installation was not done in an optimal situation. As mentioned previously, the calibration of the pressures was carried out only on the level of the pumping stations because of the encountered contradictory cases. The following figure presents the pressure calibration.

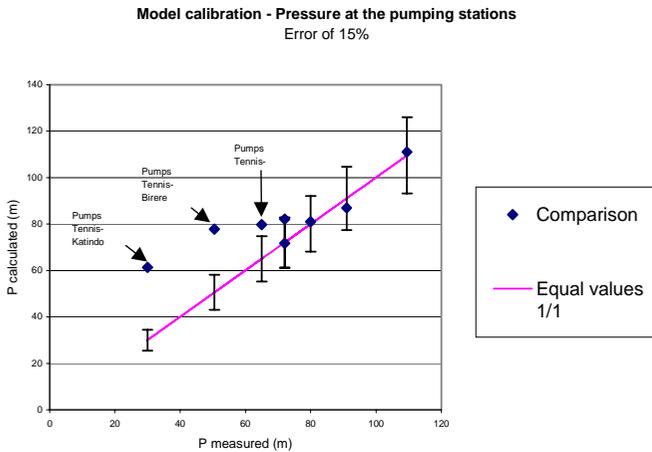


Figure 3: Pressure calibration at pumping stations

The pressures are correctly calibrated except the pressures from the Tennis pumping station. Several explanations are possible:

- o difference between the theoretical and calculated pump curves (head-flow),
- o difficult operation between both pumping stations in parallel, Tennis and captage Kivu.

5.3 Results of actual network modelisation

In a general way, the figures of this chapter present spatialized pressures and not the flows, in spite of the type of selected calibration. The spatialized pressure expresses in fact the capacity of the network to ensure node consumptions. Thus, the negative pressures are possible and it means that consumption is not guaranteed. The pressure maps is a simple way to see the unsupplied regions of the town.

Mean consumption on the whole current network of Goma reaches approximately 37 l/inhab/d. In comparison, the measured consumption on the basis of Regideso data (12 l/inhab/d) is not reliable because this kind of data is mainly based on invoices. The field campaign showed the important problems faced by the Regideso in term of administration.

The figure below shows the actual pressure distribution on the basis of calculated pressure on the nodes. The problems of water supply are located especially in the region of the Munigi tank supplied by the Birere pumping station and in the northern Ndosho-Katindo districts supplied by Sotraki. These zones have negative pressures, what expresses the fact that the network cannot provide the node consumptions. On the whole current network, the pressure varies between 3.4 m and 111.0 m except four nodes with negative pressure localized in the red region of the figure below. The maximum pressure, which decreases then relatively quickly, is found at the exit of the station of Birere pumping station. The median pressure reaches approximately 45-50 m.

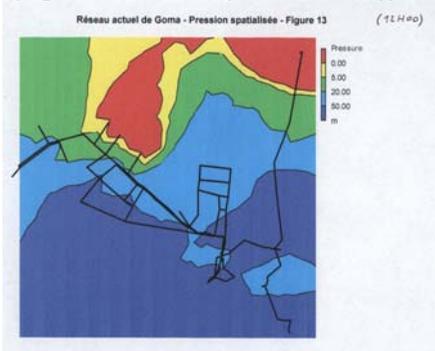


Figure 4: Current network of Goma – spatialized pressures (12h00)

Modelisation is carried out over 24 hours (extended period simulation, EPS), which makes possible to note that the Munigi tank is emptied in approximately 12 hours when it is half filled at the beginning of simulation. The characteristics of the pump of Birere are not sufficient to fill the Munigi tank, which is gradually emptied.

In addition, it is observed that the pump head of Sotraki is not sufficient to guarantee a positive pressure in high points of the network located in the northern Katindo district.

The following figure presents the spatialized pressures by considering that both parallel pumps of the Sotraki and Birere pumping stations function simultaneously (more or less double flow). As a recall, both pumping stations are equipped each other with 2 pumps in parallel. However, at the present time, each pump functions mainly alternatively. This shows that the capacity of these pumping stations is enough to feed the town with the current configuration of the network under satisfactory flow conditions.

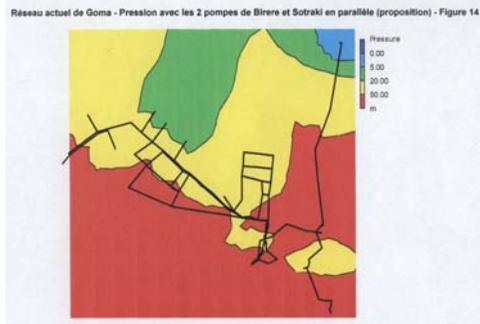


Figure 5: Current network of Goma - Pressure with both parallel pumps of Birere and Sotraki (proposal)

6 MALFUNCTIONNINGS

Modeling makes it possible to note the following problems: unsupplied zones and important linear head losses.

The linear head losses (by unit of length of pipe) are most important (obviously) at the places where water speed is high. In a total way, the pipes presenting important unit linear head losses (higher than 20 m/km) represent 3'551 m, i.e. 5% of the total length of the network (70'694.8 m). These pipes induce approximately 152 m of linear head losses.

As mentioned previously, the problems of pressure are especially localized in the region of the Munigi tank (supplied by the Birere pumping station) and in Ndosho-Katindo northern region supplied by Sotraki. These zones have negative pressures, which indicates that they are not supplied with water.

The problems from both available tools for analysis (observations of the field campaign and modeling of the current state) will be solved in three phases (see hereafter).

7 REHABILITATION

The term "rehabilitation" means both following aspects:

- rehabilitation itself: necessary bridgings after the destruction due to the lava flows, repair of the old and/or damaged network and modifications of certain elements of the network,
- extension of the network and its improvement: change of certain inadequate elements (such as pumping stations, tanks and pipes) according to the constraints of urban development.

The diameters of the added (network extension), changed (bad state) or added in parallel (insufficient capacity) pipes are optimized according to the future constraints, that is to say an increase of consumption of 20% and a minimal pressure of approximately 5 m of water (0.49 bar or 7.1 psi).

Wadiso was used as first stage of optimization, "coarse" optimization. Then, the diameters suggested by Wadiso were worked over again and validated with Epanet 2 as a second stage, "fine" optimization. Moreover, this last stage allows to determine in a detailed way the aspects related to the tanks (volume) and the pumping stations (change of characteristics).

Only the added (extension), modified/doubled (insufficient capacity) and remade (water losses) pipes were the subject of a calculation with Wadiso. In a general way, a diameter of 150 mm is recommended (6 inches).

The considerations of cost calculated by Wadiso are not presented, because this software does not allow to take into account the total cost of the pipes (purchase, transport and installation).

As mentioned previously, 3 phases of rehabilitation, which can be regarded as a logical succession, were defined over 10 years. The following tables synthesize these measures of rehabilitation.

In terms of length, the new pipes are as follows:

New pipes (m)				
Diameter (mm)	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Sum
150	6'800	8'400	11'900	27'100
200	-	-	4'800	4'800
300	-	300	-	300
Sum	6'800	8'700	16'700	32'200

Table 9: Synthesis of the new pipes (length)

The following table presents the costs relatively to the new pipes (cast iron) taking into account purchase, transport and installation.

Total cost (\$)				
Diameter (mm)	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Sum
150	208'200	257'200	364'300	829'700
200	-	-	190'800	190'800
300	-	18'300	-	18'300
Sum	208'200	275'500	555'100	1'038'800

Table 10: Synthesis of the new pipes (cost)

The costs evaluated above do not take into account the enlarging of the tanks of the phase 3 (tanks Mount Goma 600 m³ and Ndoshu 960 m³).

As a synthesis, the following table shows the evolution of tank volume in function of the three phases:

Tanks	Actual	Phase 1	Phase 2	Phase 3
Munigi	100	100	100	100
Birere	90	90	90	90
Mount Goma	0	300	300	600
Ndoshu	0	480	480	960
Sum	190	970	970	1'750

Table 11: Evolution of tank volume in function of the 3 phases

As a global view, the addition or stop of pumps is summarized hereafter:

Pumping stations	Actual (pumps in function)	Phase 1	Phase 2	Phase 3
Sotraki	1	+1	-	-
Tennis	4+4	-	-	-
Kivu	3+2	+1 (G4)	+1 (G2)	-
Birere	1	-	+1	-
Turquoise	1	-	Stop	-

Table 12: Addition or stop of pumps in function of the 3 phases

8 CONCLUSIONS

The network rehabilitated and extended as suggested functions satisfactorily in term of flow while limiting the pressure losses and while taking into account the constraints of development of Goma.

The recommended measures improve the actual situation without creating new problems and propose a future situation designed in a judicious way by using the existing potentialities of the current network.

9 REFERENCES

- American Water Works Association (AWWA). 1989. *Distribution Network Analysis for Water Utilities*, AWWA, Denver.
- Boillat J.-L. 2001. Gestion et ingénierie des ressources en eau – Hydraulique de l'ingénieur, LCH – ENAC – EPFL, Lausanne.
- Colloque de Bujumbura (14 – 18 mai 1991). 1993. *L'eau et l'aménagement dans l'Afrique des Grands Lacs – Pays enclavés n°5*, Centre de Recherches sur les Espaces Tropicaux et Institut de Géographie (Université de Bordeaux), Bordeaux.
- Eiger G., Shamir U. And Ben-Tal A. 1994. Optimal design of water distribution networks, *Water Resources Research*, 30(9), 2637.
- Engelhardt M.O., Skipworth P.J., Savic D.A., Saul A.J. and Walters G.A. 2000. Rehabilitation strategies for water distribution networks: a literature review with UK perspective, *Urban Water*, vol. 2, no 2, 153-170.
- Gessler J. and Walski T.M. 1985. *Technical report EL-85-11 – Water Distribution System Optimization*, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg (Mississippi).
- Gessler J., Walski T.M. and Sjostrom J.W. 1988. Selecting optimal pipe sizes for water distribution systems, *Journal of the AWWA*, 80(2), 35.
- Heller P. 2002. Diploma Thesis – Selection of near-optimal solutions in an exhaustive enumeration scheme for the optimization of pipe networks, Fort Collins (Colorado).
- Lansley K. And Basset C. 1991. Parameter estimation for water distribution networks, *Journal Water Resources Planning and Management*, ASCE, 117(1), 126.
- Maiga A. H. 1996. Evaluation des aspects institutionnels, techniques, d'exploitation et de gestion des systèmes d'approvisionnement en eau potable des petits centres urbains d'Afrique francophone, thèse n° 1489, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne.
- Maystre Prof. L.Y et Krayenbuhl L. 1994. *Approvisionnement en eau potable*, Département de Génie rural, EPFL, Lausanne.
- Sanks R.L. 1998. *Pumping station design*, 2nd edition, Butterworth, London:
- Savic D.A. and Walters G.A. 1997. Evolving sustainable water networks, *Hydrological Sciences*, 42(4), 549.
- Walki T.M., Brill E.D., Gessler J., Goulter I.C., Jeppson R.M., Lansley K., Lee H.L., Liebmann J.C., Mays L.W., Morgan D.R. and Ormsbee L.E. 1987. Battle of the network models: epilogue, *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 113(2), 191.
- Walski T. and al. 2001. *Water Distribution Modeling*, Haestad Method, Waterbury (USA).
- Walski T.M. 2000. Model calibration data: the good, the bad and the useless, *Journal of the AWWA*, 92(1), 94.
- Walski T.M., Gessler J. and Sjostrom J.W. 1990. *Water distribution – Simulation and sizing*, Lewis Publisher, Ann Arbor, Michigan.

Study of arch concrete dams constructed by RCC method

Thermo-mechanical comparison of RCC and conventional methods applied in construction of arch dams

L'étude des barrages-voûtes construits à l'aide de BCR

Nima Nilipour

Stucky Consulting Engineers, Renens, Switzerland

ABSTRACT: In this study, a level 3 thermal analysis is performed for a concrete arch dam comparing roller compacted concrete (RCC) method with conventional block construction methods. The effect of method of construction is investigated by using a Finite Elements software, Z_Soil 3D, and simulating construction schedule, taking into account concreting steps and evolution of time-dependent parameters. Comparative study is done to determine the effect of the thermal parameters. Temperature results show that applying conventional method, at the same elevation higher temperature rise is experienced in the core of the dam as compared with RCC method. Based on calculated maximum principal stresses it is revealed that higher tensile stress occurs in the model using conventional method in the early age of concrete. Whereas, maximum tensile stress in RCC model occurs later due to operation loads comparatively with a lower value, hence post-cooling is not necessary in RCC construction method.

RESUME: Dans cette étude, une analyse thermique du niveau 3 est effectuée pour un barrage voûte comparant la méthode béton compacté au rouleau (BCR) aux méthodes conventionnelles de construction par bloc. L'effet de la méthode de construction est étudié en employant un logiciel Élément Fini, Z_Soil 3D, en simulant le programme de construction, tenant compte des étapes de bétonnage et de l'évolution des paramètres dépendant du temps. L'étude comparative est effectuée pour les paramètres thermiques. Les résultats pour une même altitude montrent que dans le cas de la méthode conventionnelle, l'augmentation de température est plus élevée dans le noyau du barrage comparé à la méthode BCR. Les maximum des contraintes principales sont calculées et on remarque qu'une traction plus élevée est produite dans le modèle en utilisant la méthode conventionnelle dans le jeune âge du béton. Les tractions maximums dans le modèle de BCR sont donc dues charges d'opération avec une valeur plus basse, donc le refroidissement artificiel n'est pas nécessaire dans la méthode de construction BCR.

1 INTRODUCTION

From the beginning of the 60's dam engineers started looking for a faster and more economical construction method. As part of this effort, RCC (Roller Compacted Concrete) has been applied in dam construction using different design philosophies. Since the 80's the use of RCC method in construction of gravity concrete dams has been successfully applied in many important projects and helped to develop remaining hydro potential all around the world in order to cope with the increasing need of drinking water, irrigation, flood protection and energy production (Dunstan 2003).

The successful application of RCC method in gravity concrete dams has made RCC an alternative construction method in all types of mass concrete structure. At the end of 2001, there were 232 completed large dams and a further 31 were under construction. RCC dams have been found to be economic in all countries from the most developed to the developing (Dunstan 2003).

In the late 80's the first attempts were made to apply RCC method to the construction of arch-gravity and arch concrete dams. Despite around 15 years from the first RCC arch dam attempt, there are a handful of arch-gravity and arch concrete dams constructed by this method. All of these projects are located only in two countries, namely South Africa and China (Qiuhua 2003).

The main objective of this study is to compare two construction methods of arch dams e.g. conventional block method with RCC method, hereafter called CVC (Conventional Vibrated Concrete) model and RCC model. This comparison deals merely with thermal issues and their effects on the structure from cracking analysis point of view. Other matters, which might differentiate these two methods such as economical aspects and construction techniques are not the main concerns in this study.

Temperature studies are part of the design procedure of mass concrete structures. Studies on arch dams temperature fall into two distinct categories. The first category is the construction temperature studies which are usually performed after an acceptable layout has been obtained. The second category is the operational temperature studies which is used to determine the temperature loading in the dam. Since the operational studies would be the same for one structure, either constructed by RCC or other methods, the main focus of this analysis will be on the construction temperature studies.

The construction technology of an RCC arch dam is similar to that of RCC gravity dam. The main difference between these two types of RCC dams is the temperature control and design of joints. There are no transverse joints but only some crack inducers in the first three RCC arch dams constructed in the world, e.g. Knellpoort and Wolwedans in South Africa and Puding in China (Zhu 2003).

Table 1. Statistics of RCC arch dams (Qiuhua 2003, Stucky 2002)

No.	Project name	Type of arch dam	Height (m)	Crest length (m)	Base Thickness (m)	Country	Construction situation
1	Knellpoort	Gravity	50.0	200.00	30.0	S. Africa	Completed in 1988
2	Wolwedans	Gravity	70.0	270.00	35.0	S. Africa	Completed in 1990
3	Paxton	Gravity	17.0	70.00	-	S. Africa	Completed in 1992
4	Puding	Double-curvature	75.0	195.67	28.2	China	Completed in 1994
5	Wenquanbao	Single-curvature	48.0	187.87	13.8	China	Completed in 1994
6	1 st . Xibingxi	Single-curvature	630	93.00	12.0	China	Completed in 1996
7	Hongpo	Gravity	55.2	244.00	26.0	China	Completed in 2000
8	Longshou	Double-curvature	80.0	226.58	28.0	China	Completed in 2001
9	Shapai	Single-curvature	130.0	250.25	28.0	China	Completed in 2002
10	Shimenzi	Single-curvature	109.0	187.00	30.0	China	Completed in 2002
11	Lanhekou	Double-curvature	100.0	311.00	28.0	China	Under construction
12	Bailiangya	Single-curvature	102.0	348.00	25.0	China	Under construction
13	Leidatan	Gravity	84.0	215.00	-	China	Under construction
14	Zhaolaihe	Double-curvature	107.0	205.60	-	China	Under construction

After the construction of RCC arch dams in different climatic conditions, it was revealed that special care should be put in design and construction of RCC arch dams in cold regions. The measures to reduce thermal stresses include: Lowering placing temperature and maximum temperature rise in concrete, and insulating surface to reduce temperature gradient between the surface and interior (Yue et al. 1999). Considering the necessity of transverse joints for RCC arch dams, RCC model enjoys transverse joints without any thermal effect and only intervening in the thermo-mechanical analysis.

2 DESCRIPTION OF THE PROJECT

2.1 *General*

The Sarraire dam project is located in the Canton of Valais, Switzerland, approximately 2 km downstream of Les Toules arch dam. It is one of the proposals aiming to increase the security of Les Toules dam commissioned in 1963. The increasing radial deformation and cracking zones of Les Toules make it the subject of investigations seeking the reasons behind this behaviour and proposing remedial measures (Stucky 2001).

Therefore, the main objectives of the Sarraire dam project are to improve the safety of Les Toules dam, by creating water pressure acting on the downstream face of Les Toules dam, and also to provide more water storage capacity for energy production to make the project economic. Using RCC method in construction of Sarraire arch dam can reduce the cost of the project and make it competitive comparing with other proposals, e.g. reinforcement of Les Toules dam by using buttress elements on toe of the dam (Stucky 2001).

The dam site is located in a relatively high mountainous region with a cold weather condition. Large amounts of snow in the winter and difficult accessibility should be considered while establishing the construction schedule. The annual variation of average temperature shows a difference of 21.5 °C between the maximum and minimum temperature and the annual average temperature is about 5 °C.

The geological study reports more or less the same rock quality for Les Toules and Sarraire dam sites. Young schist rock found in the area relatively close to the surface can be considered incompressible and resistant against lateral pressure of the dams (Lugeon 1947). This report is also used to evaluate the modulus of elasticity of the foundation and its thermal properties.

2.2 *Geometry of the dam*

The total height of the dam is 126 m, the thickness at foundation level is 30.54 m and the total crest length (L_c), is 494 m. This gives the thickness/height ratio of 0.24. Comparing this value with the recent constructed RCC arch dam listed in Table 1, it can be seen that except Puding dam with the ratio of 0.38, others have the values in the range of 0.19 to 0.29.

Having L_c/H ratio smaller than 4, the valley can be considered as a rather narrow valley. Lombardi factor is also calculated to control the slenderness of the dam. Obtained Lombardi factor 13.9 is satisfactory and places the dam in the zone of reliable existing arch dams in the height-slenderness graph (Schleiss 2002). 3-D view of the dam is shown in Figure 1.

3 NUMERICAL MODELLING

3.1 *RCC model*

Thickness of each layer in RCC projects, using high-paste mix concept, varies between 30 and 50 cm (Rodrigues Andriolo 1998). The most usual layer thickness is 30 cm, which is also adopted for this study.

Thermal and cracking analyses are done for the central part of the dam, since the temperature problem is more critical in this part due to a thicker section, compared with the side parts. Five convection elements are associated with each RCC layer. The top air convection and two formwork convection elements have the same existing time, which means the heat transfer starts immediately after concreting through these elements. The formwork convection elements are kept for one day and then replaced by air convection elements which stay permanently unless there would be another surface heat transfer procedure to be simulated such as water in the reservoir. The top air convection element is removed as the upper RCC layer is placed.

In order to have a proper temperature distribution through the thickness of the dam, each RCC layer should be divided transversely into smaller elements. Additionally, finer mesh is used in the vicinity of the upstream and downstream surface where the temperature gradient is higher.

3.1.1 Construction schedule

The construction schedule of the dam using RCC method is established by considering the geometry of the dam, the climate and technical limitations. The geometry of the dam has been modeled in a way that vertical joints can be placed every 15 m, if necessary, to satisfy the usual distance for conventional construction method.

The geographical and climatic constraints limit the construction period of the dam body in each year from middle of May to the middle of October. The concreting operation is considered 24 hour non-stop 5 days a week. These assumption leads to 110 working days per year and two layers per day making it possible to construct the dam body in two years. Average monthly required concreting capacity is obtained as 70,000 m³ and the maximum value as 84,000 m³ in mid-height of the dam.

3.1.2 Material properties

Concrete mixture of RCC adopted in this study has a cementitious content of 180 kg/m³ and total heat generation of 309 J/g after 200 days for cement and 40% of that for pozzolan which is 50% of the cementitious material (90 kg/m³). These values were chosen based on average values found in the literature, especially those of recently constructed RCC arch dams in China. Other thermal and mechanical parameters of the RCC mix and the rock foundation are given in Table 2.

Table 2. RCC and rock foundation properties used in this study

	Heat conductivity (kN/day/°C)	Heat capacity (kN/m ² /°C)	Specific heat (J/kg/°C)	Dilatancy (1/°C)	1-year Modulus of elasticity (kN/m ²)	1-year compressive strength (kN/m ²)
RCC	225	2300	940	6e-06	3.65e+7	2.0e+4
Rock foundation	100	2300	900	1e-06	2e+7	-

3.1.3 Initial and boundary conditions

The temperature varies between 8 °C and 17 °C during concreting period. The average value for the concreting phase is 12 °C which is adopted for foundation as initial temperature and all RCC layers as fresh concrete placement temperature.

Boundary conditions for this thermal calculation are upstream and downstream dam faces, dam crest and the foundation. In the case of exposed surfaces the boundary conditions are introduced by means of convection elements and bottom boundary conditions is provided by allowing heat exchange between the dam and its foundation. The size of the foundation in the model should be in a way that there would be no thermal effect due to hydration heat of concrete on its exterior faces. Making this assumption, downstream, upstream and bottom face of the foundation can be considered as adiabatic condition. The logic is the same as in the case of a mechanical calculation where the displacements are restrained in the extreme boundaries of the foundation. The top face of the foundation in the upstream and downstream of the dam is subjected to air and therefore connected to air convection elements.

3.2 CVC model

The same mesh is used for CVC model, except for the convection elements and construction schedule. Eight convection elements are used to simulate surface heat dissipation through formwork and air at four lateral faces and one convection element at top face of each concrete lifts. Usual values are adopted for concrete lift thickness and transverse joint spacing, 3 m and 15 m, respectively.

3.2.1 Construction schedule

Based on the past experiences and values found in the literature (Stucky 1980), 4 and 12 days are selected as minimum vertical and horizontal concreting time intervals between lifts, respectively. Therefore, considering five working days per week and five months per year as

bases of the construction schedule, a maximum monthly concrete production rate of 50,000 m³ and an average value of 35,000 m³ are obtained.

3.2.2 Material properties

The cementitious content for CVC model is adopted using recommended values in (Stucky 1980) and other constructed projects, with the average dosage of 200 kg/m³, of which 70% low heat cement and 30% fly ash, and total energy release of 270 J/gr after 28 days. The total energy release reaches to 54000 kJ/m³ compared with 39000 kJ/m³ in the case of RCC model. Since the same type of aggregate would be used and the cementitious content of CVC model is close to that of RCC model, other thermal properties can be assumed the same as presented in Table 2, 1-year modulus of elasticity and compressive strength are adopted as 3.95e+7 and 2.2e+4 kN/m².

4 ANALYSIS AND RESULTS

A level 3 thermal analysis is performed comparing RCC model with CVC model (U.S. Army Corps of Eng. 1997). Analysis is done in two stages, firstly thermal analysis is performed to prepare the temperature field in function of time, considering annual cyclic variation of ambient temperature and heat of hydration as thermal loads. The thermal calculation is a transient heat flow problem, according to definition of Z_Soil software (Z_Soil Manual 2003), in which the heat source option simulates the hydration heat of concrete. Then in the second stage, thermo-mechanical calculation is carried out using the results of the thermal computation, which are introduced on the nodes of the mesh. Thermo-mechanical analysis is a driven load deformation problem associated with a heat problem, using nonlinear elastic aging concrete model to consider the effect of concrete maturity on elastic properties. The effect of creep is not taken into account.

4.1 Temperature analysis results

In the case of thermal analysis the output results are nodal values. Hence, the temperature is given at nodes of the mesh presented for chosen elevations as spots in Figure 1, and by using interpolation the temperature distribution across the dam section can be obtained.

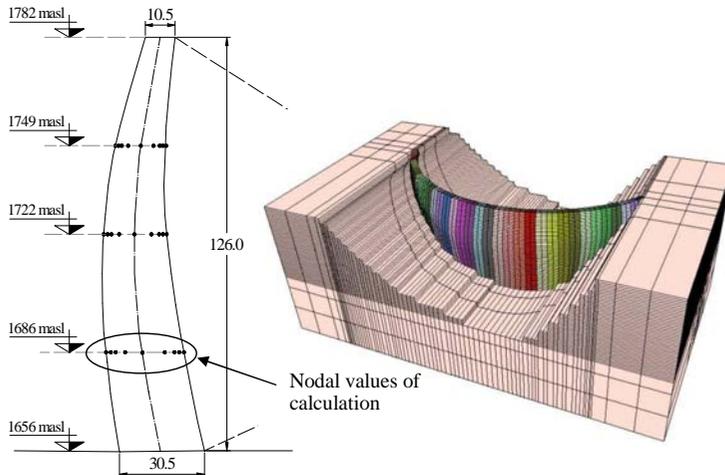


Figure 1. 3-D view and cross section of the central block of Sarraire dam.

In the following figures the results at elevation 1686 masl are presented, where the maximum temperature occurs in both models. As it can be seen in Figures 2, 3, temperature at the node on the surface follows ambient temperature curve after removing the formwork, whereas other interior points have a smaller temperature drop in the winter. At the elevation 1686 masl, the maximum temperature rise in RCC model happens 132 days after concrete placement, 29.5°C, whereas in the case on CVC model it occurs earlier, around 25 days after placement, 42.5 °C, see Figures 2, 3. Accordingly, higher temperature drops are experienced in interior points of CVC model.

At 1.6 and 3.32 m from the surface, temperature fluctuations almost stabilize in the first winter and have sinusoidal variation with small changes in the maximum and minimum values in the next years. In these points maximum and minimum temperature values show an increasing reaction time delay, going from surface towards centre of the section, with respect to the ambient temperature due to conductivity of the concrete. In the same way, the amplitude of these sinusoidal curves decreases from surface towards the center. Since the section is relatively large at this elevation, the effect of seasonal temperature on the temperature at the central part is not considerable and temperature at this zone decreases with a rather constant rate after reaching its peak value and finally stabilizes around annual average temperature.

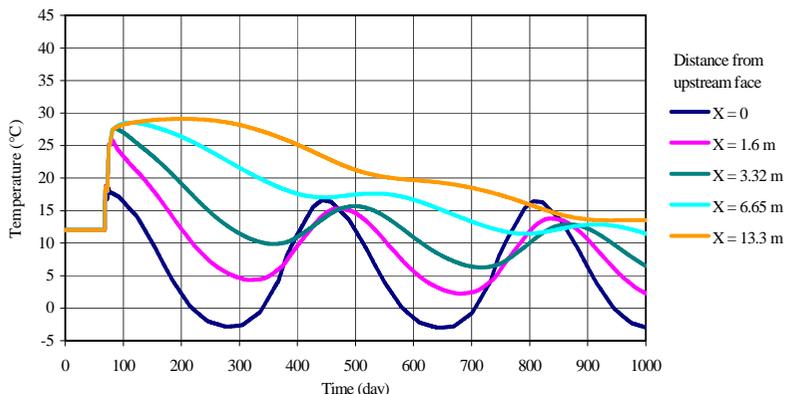


Figure 2. Temperature variation as a function of time at elevation 1686 masl for RCC model.

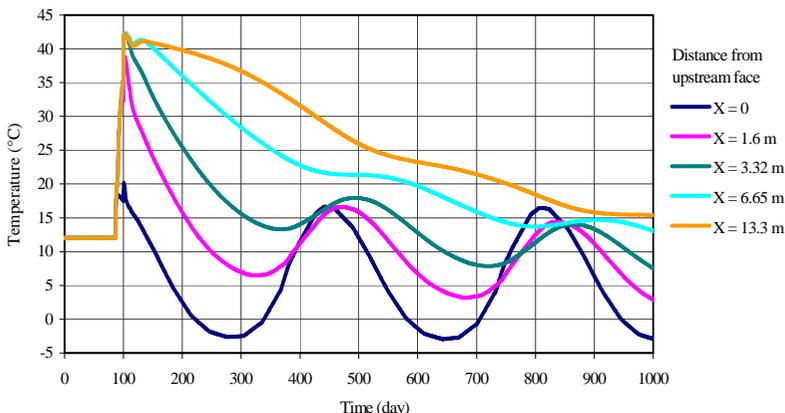


Figure 3. Temperature variation as a function of time at elevation 1686 masl for CVC model.

Figure 4 compares the maximum temperature and thermal gradient happened in different elevations in RCC and CVC models. It can be seen that local maximum temperatures occur in mid-height of the concreted part in each construction year. The absolute maximum temperature is built up where the combination of thickness of the section and vertical time interval between lifts is more unfavorable.

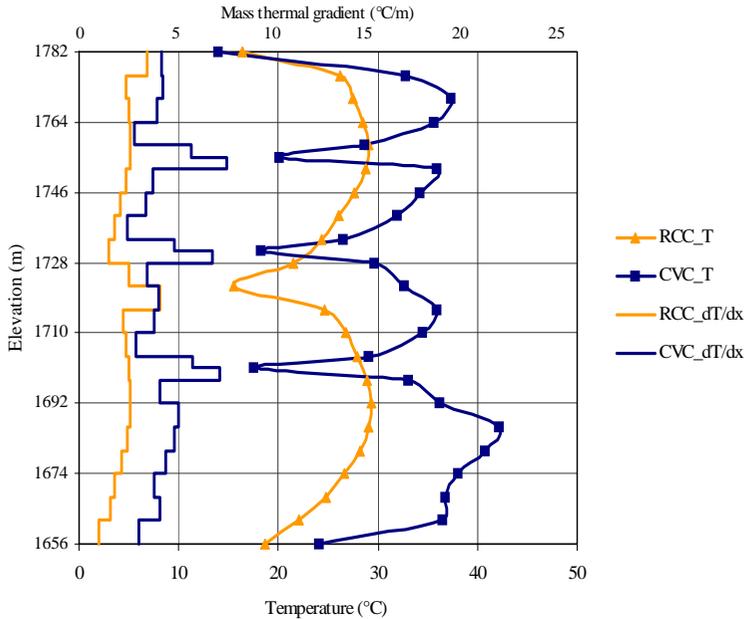


Figure 4. Comparison of temperature and thermal gradient envelopes of RCC and CVC models in vertical direction.

Vertical distribution of thermal gradient in both cases shows its maximum value at the elevations where concreting stops before the winter, see Figure 4. Hence, there are three local maximums for CVC model and only one for RCC model. Additionally, higher values of thermal gradient are observed for CVC model as the temperature rise is comparatively superior, while the concrete placement temperature is assumed to be the same for both methods.

Results presented in Figure 5 show that despite having higher temperature in the center of the section for CVC model, the surface thermal gradient is not considerably different except near the surface. In other words, surface thermal gradient conditions for two models differ only near the surface, unlike mass thermal gradient which has a higher value in all zones across the dam section.

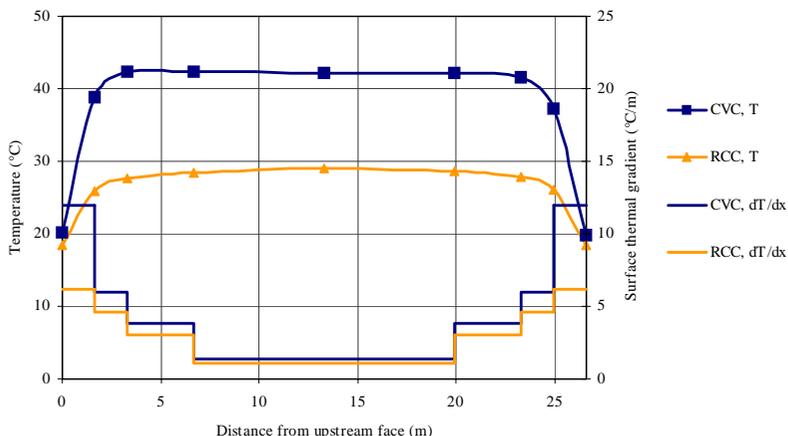


Figure 5. Comparison of temperature and thermal gradient envelopes for RCC and CVC models at elevation 1686 masl.

4.2 Cracking analysis

In general, in order to conduct a cracking analysis, the main outputs taken into consideration are principal tensile stresses and principal tensile strains in the concrete. Since the modulus of elasticity and strength of concrete vary during the setting process, the ratio between principle stress and principle strain changes accordingly. In other words, the evolution of allowable values of tensile stress and tensile strain has to be taken into account if any of them is considered for determining cracking potential.

Since the maximum temperature and thermal gradient occur around elevation 1686 masl, it can be anticipated that from cracking potential point of view, investigating the stresses at this elevation is adequate in order to find critical values and to understand the thermo-mechanical behaviour of the dam and eventually to compare the two construction methods.

Based on the results presented in Figures 6, 7, it can be said that tensile stresses (maximum principal stress, S_{11}) obtained in CVC model are superior compared with results of RCC model due to higher temperature rise and thermal gradient in CVC model as it is shown in Figures 4, 5. Release of hydration heat with a higher rate and with a higher final amount also contributes to this difference. Additionally, maximum tensile stress in CVC model happens earlier, on day 15 in CVC model compared with on day 50 in RCC model (see Figs 6, 7). Figure 6 reveals that maximum tensile stresses in RCC model are generated due to the operational thermal loads (in this study annual variation of ambient temperature) while in the case of CVC peak values of tensile stress occurs in an early age of concrete due to construction thermal loads. Hence, as post-cooling is implemented during construction, it seems to be not necessary for RCC method.

Considering only tensile stresses, it can be said that CVC model is potentially more vulnerable to cracking than RCC model. It should be noted that post-cooling, which is a usual practice in arch dams constructed by conventional method, is not considered in this study in order to be able to compare the two methods in equal conditions. In other words, in a real design, high tensile stresses obtained in CVC model can be avoided using post-cooling and other measures.

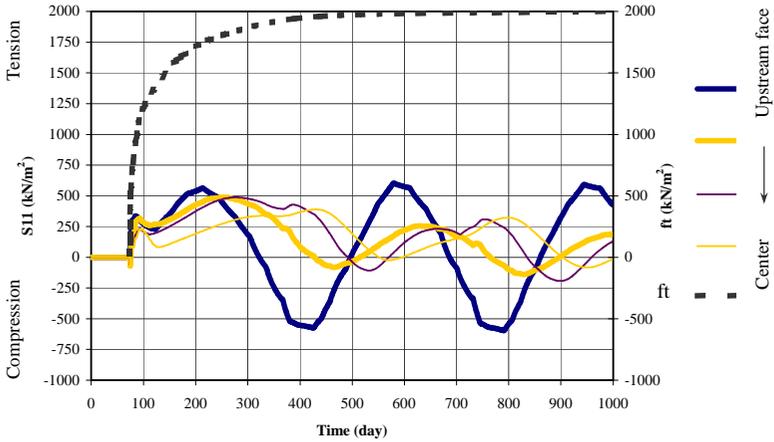


Figure 6. Maximum principal stresses at elevation 1686 masl for RCC model

It should be mentioned that since the material is assumed to be non-linear elastic, if tensile strength is exceeded in some points, leading to cracking, redistribution of stresses can not be carried out and it is needed to apply more complicated material model to determine the stress levels after cracking.

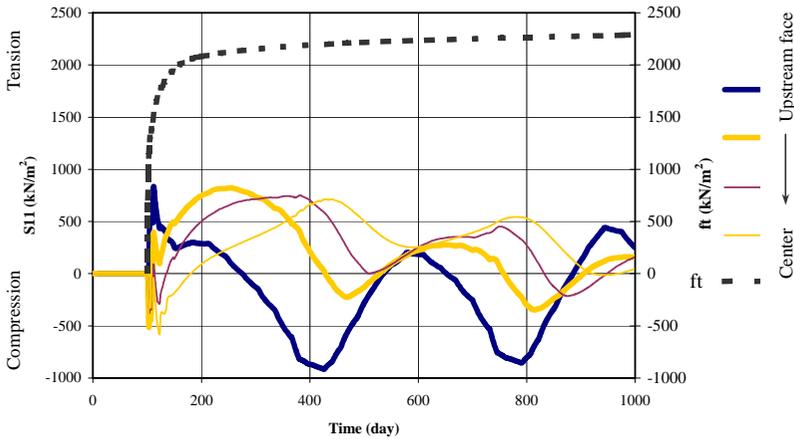


Figure 7. Maximum principal stresses at elevation 1686 masl in CVC model

4.3 Parametric study

The effect of coefficient of thermal expansion is studied by performing two thermo-mechanical calculation for both RCC and CVC models using the same corresponding temperature field but different dilatation coefficients, $6\text{e-}6\ 1/^\circ\text{C}$ and $10\text{e-}6\ 1/^\circ\text{C}$. As it can be expected from analytical formula of thermal strain calculation, the results strain and stress are linearly changed by variation of coefficient of thermal expansion, where thermal constraints are fixed. Coefficient of thermal expansion is mostly influenced by type and amount of coarse aggregate in the mixture, hence with the same cementitious content obtained results can vary significantly having the same tensile strength.

The effect of monolith width is studied by performing thermo-mechanical analysis having different vertical joints spacing for RCC model. Two cases are compared with 15 and 30 m joint spacing, using the same thermal loads. Assuming 30 m joint spacing, the increase of maximum principal stress in the first 10 days is not very different comparing with case of 15 m joint spacing. However, there is a considerable augmentation of tensile stress on surface later during winter. In other words, despite more tensile stresses in case of larger joint spacing, risk of cracking in the early age of concrete remains unchanged. The effect of monolith width declines in the next years mostly in the surface where the maximum occurs. Assuming the same rate of increase of tensile stress with respect to monolith width, it can be predicted that having 45 m joint spacing may lead to cracking in the surface.

Convection elements are applied to simulate the exchange of heat between the dam body and the ambient temperature. The sensitivity of the thermal results is investigated by varying the convection coefficient in RCC model. A thermal analysis is conducted introducing convection coefficients of 12.5 and 5 $\text{N/m/s}^\circ\text{C}$ (instead of 25 and 10 $\text{N/m/s}^\circ\text{C}$) for air and formwork convections, respectively. As it is anticipated using smaller convection coefficients leads to higher temperature in the concrete. Despite a considerable change in convection coefficient, the peak temperature increase at this elevation is about $1\ ^\circ\text{C}$. In addition, since the temperature rise increases more or less in the same manner in all points, the thermal gradient is not greatly affected by this parameter. In other words, the sensitivity of thermal results to convection values is not very significant.

The effect of thermal conductivity is studied by comparing the results presented above and a thermal calculation with a different thermal conductivity. In the latter the value of conductivity is adopted as 150 kN/m/day , (instead of 225 kN/m/day). Using a much lower value of conductivity the maximum temperature at this elevation increases less than $1\ ^\circ\text{C}$. Whereas the temperature difference between the two cases after two years can reach 5 and $3\ ^\circ\text{C}$ in the centre of the section and the middle point, respectively. As the important change of thermal conductivity does not radically change the thermal results, it can be concluded that a good estimation of thermal conductivity based on aggregate type, used in the concrete mix, can be sufficient for an accurate thermal calculation.

5 SUMMARY AND CONCLUSIONS

A level 3 thermal analysis has been performed for RCC (Roller Compacted Concrete) and CVC (Conventional Vibrated Concrete) models. Transient thermal analysis followed by a time dependent driven load coupled deformation-heat problem is carried out using non-linear elastic material. Cement hydration heat and ambient temperature are considered as thermal loads.

Obtained peak temperatures show that CVC model undergoes a higher temperature rise compared with RCC model. Maximum temperature rise of 18 and $30\ ^\circ\text{C}$ is observed in RCC and CVC model, respectively. This is due to higher cementitious content, higher percentage of cement in the concrete mixture and different construction schedule in CVC model compared with RCC model. Accordingly, higher mass and surface thermal gradients occur in CVC model, 7.4 and $12\ ^\circ\text{C/m}$, respectively, compared with 4 and $6.2\ ^\circ\text{C/m}$ in RCC model. Evolution of temperature in the centre of the block shows that maximum temperature at the same elevation occurs earlier in CVC model compared with RCC model due to different development curves of hydration heat. In both models, temperature in the centre of the block gradually reduces and eventually stabilises around average annual temperature.

Maximum principal stresses are higher in CVC model and it happens few days after the concrete placement. In the case of RCC model, maximum value happens later due to the ambient temperature variations after passing the local peak because of sudden temperature rise in the concrete. In other words, in RCC model the effect of operational thermal loads seems more important than construction thermal loads, consequently post-cooling seems not necessary for the RCC method.

The stress results are very sensitive to coefficient of thermal expansion and modulus of elasticity, which are greatly influenced by the type of aggregate, thus for each project, laboratory tests have to be conducted to adopt reasonable values based on local conditions. The optimum concrete mixture should be searched for concrete mix with low coefficient of thermal expansion and modulus of elasticity and high tensile strength. As the important change of thermal conductivity does not radically change the thermal results, it can be concluded that a good estimation of thermal conductivity based on aggregate type, used in the concrete mix, can be sufficient for an accurate thermal calculation.

Table 3. Comparison of RCC and CVC models at elevation 1686 masl

	Maximum temperature rise (°C)	Maximum surface thermal gradient (°C/m)	Maximum mass thermal gradient (°C/m)	Maximum tensile stress (kN/m ²)
RCC	18	6.2	4.0	550
CVC	30	12.0	7.4	850

From thermal point of view and its related cracking potential, RCC method does not suffer any disadvantages compared with conventional method; contrarily less required transversal joints is an advantage. Therefore, the superiority of RCC or CVC method remains based on the construction cost and other issues, e.g. permeability, durability.

More studies need to be done to find out the effect of other parameters and different construction schedules and climatologic conditions.

REFERENCES

- Andriolo Rodrigues F. 1998. *The use of Roller Compacted Concrete*, Oficina de Textos, Brazil.
- Dunstan, M. 2003., The State-of-the-art of RCC Dams In 2002, *Proc. Of RCC Dams Workshop in Iran*: 11-22.
- Lugeon, M. 1947. Note géologique sur deux projets de hauts barrage en amont de Bourg-St-Pierre (*Unpublished report*).
- Qiuhua, C. 2003. New design method of RCC high arch dam, *Proc. Of the 4th. Int. Symp. on roller compacted concrete (RCC) dams in Spain*: 427-430.
- Schleiss, A. 2002. *Barrages*, Lausanne LCH, ENAC, EPFL.
- Stucky, J-P. 1980. *Barrages en beton*, Lausanne, EPFL.
- Stucky SA 2001. Renforcement du Barrage des Toules – Technical report, Report No. 4405/4032, Renens (*Unpublished report*).
- Stucky SA 2002. Roller Compacted Concrete for Arch dam, Case History, Report No. 6005/2202, (*Unpublished report*).
- U.S. Army Corps of Engineers 1997. *Engineering and Design, Thermal Studies of Mass Concrete Structures*, ETL 1110-2-542 Washington.
- Yue, Y., Huang, S., Ding, B., 1999. The key techniques to control thermal cracking in RCC dams in cold region, *Proc. of RCC Conf. in China*: 501-514.
- Z_Soil.PC 3D User Manual, 2003. Lausanne, Zace Services Ltd. Software engineering.
- Zhu, B. 2003. RCC Arch dams: Temperature control and design of joints, *Journal of International Water Power & Dam Construction*, Aug. 2003: 26-30.

Sécurité des ouvrages d'accumulation et directives de l'OFEG

Application au canton de Vaud

Safety of Dams, Implementation of the FOWG guidelines *Application for the canton of Vaud*

Alexandre Oberholzer

Office fédéral des eaux et de la géologie, Section Barrages, CH-2501 Biemme, Suisse

RÉSUMÉ: Cette étude concerne l'application des directives sur la sécurité des ouvrages d'accumulation et donne un état des lieux des petits ouvrages situés sur le territoire du canton de Vaud. Elle permet au Service des eaux, sols et assainissement (SESA) d'avoir en mains les premiers instruments nécessaires pour identifier les ouvrages d'accumulation répertoriés, établir le danger particulier et définir les ouvrages à assujettir. Dans un deuxième temps, cette étude présente une systématique pour l'évaluation de la sécurité structurale, propose voire renforce les activités de surveillance et d'entretien actuelles, soumet un type d'organisation pour l'exécution des tâches cantonales et offre un schéma d'analyse détaillé sur les mesures à prendre en considération, notamment les contrôles visuels, éléments essentiels de la sécurité des barrages. Ce document de base est aussi le prélude à de futures et indispensables investigations.

ABSTRACT: This study concerns the application of the FOWG guidelines about the safety of dams and gives an inventory of the situation for the small dams of the canton of Vaud. With this study, the Service of waters, soils and sanitation (SESA) has the first implements for the identification of the registered dams, for the assessment of the particular danger and the subscription of the dams. In a second phase, it presents a systematic way for the evaluation of the structural safety ; it moves and reinforces the monitoring and the actual maintenance activities, proposes a type of organisation for the execution of the cantonal activities and provides a detailed and conceptual schema of the mesures to take into consideration. The visual checks are the essential elements for the safety of dams. This basic document is the first step for future and indispensable investigations too.

1 INTRODUCTION

Dans le cadre de l'application de l'Ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation (OSOA, RS 721.102, 7 décembre 1998), l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) a préparé, en collaboration avec les autorités cantonales, les milieux scientifiques, les organisations professionnelles et de l'économie, des directives ayant pour objectif d'apporter les précisions nécessaires à l'application des divers articles de l'OSOA. La figure 1 en page suivante indique les critères géométriques pour lesquels l'ordonnance s'applique automatiquement (art. 1 al. 1). Du point de vue répartition des compétences, la Confédération procède à l'exécution de la surveillance des ouvrages selon l'art. 21 et les cantons ont désormais la tâche d'assurer celle des petits ouvrages (art. 22).

La figure 2, également en page suivante, indique les compétences des intervenants. Selon l'article 29 al. 1, les cantons ont 5 ans pour mettre en place une structure assurant les activités qui leur sont confiées. Ils peuvent effectuer ces tâches eux-mêmes ou mandater des spécialistes pour collaborer à leur exécution. Même si la révision de l'OSOA du 20 août 2003 porte ce délai de 5 à 7 ans, la présente étude permet déjà de fournir des objectifs liés aux futures décisions à prendre par les autorités cantonales.

Figure 1. Domaine d'application de l'OSOA selon les critères géométriques

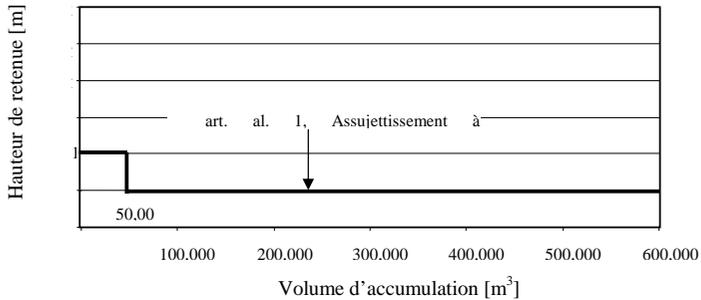
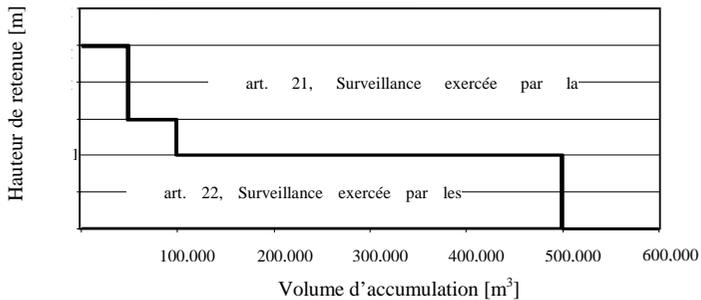


Figure 2. Répartition des compétences liées à l'OSOA



2 HISTORIQUE

Du point de vue législatif, la Loi fédérale du 22 juin 1877 sur la police des eaux (RS 721.10) et le règlement concernant les barrages du 9 juillet 1957 fixaient jusqu'à un passé récent les orientations principales de la sécurité des barrages. Durant les années 1980, l'intérêt se porta sur les petits ouvrages, convaincus qu'ils pouvaient représenter un danger important sur la zone aval car ils n'étaient pas ou peu surveillés et des inspections furent effectuées sur 19 ouvrages, démontrant une sécurité insuffisante. Conscient de ce sujet de sécurité publique, le Conseil fédéral envoya en date du 12 août 1987 une lettre circulaire aux cantons, indiquant les démarches à entreprendre afin d'assumer la responsabilité de leurs petites retenues. Jusque vers la fin des années 1990, des projets de règlements et de lois étaient en préparation. Cette intense activité juridique et technique n'a pas débouché sur toutes les solutions désirées. Les discussions se dirigèrent donc vers un projet d'ordonnance et c'est le 7 décembre 1998, avec l'Ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation (OSOA), que l'on pouvait débiter formellement la sécurité des petits ouvrages, avec les tâches à effectuer par les cantons. Afin d'appuyer l'aspect réglementaire à la pratique exercée, des directives d'application furent établies. Le document général rassemblant les cinq rapports de base et intitulé directives de l'OFEG sur la sécurité des ouvrages d'accumulation fait office de rapport d'application. Il est applicable depuis la fin 2002 par l'autorité de haute surveillance et les autorités cantonales.

En plus de la Loi sur la police des eaux et l'OSOA, il convient de respecter d'autres lois et ordonnances fédérales contenant un ou plusieurs articles ayant une relation directe avec les ouvrages d'accumulation. Par exemple, la Loi fédérale sur l'utilisation des forces hydrauliques, la Loi fédérale et Ordonnance fédérale sur l'aménagement des cours d'eau ou la Loi fédérale et Ordonnance fédérale sur la protection des eaux devront également être suivies.

3 GEOGRAPHIE DU CANTON DE VAUD

Le canton de Vaud compte 383 communes, réparties sur 19 districts. Sa population est de 628,000 habitants et sa superficie de 3200 km². Le territoire est diversifié et comprend 2 réseaux hydrographiques : les eaux allant vers le Nord (Rhin) et celles allant vers le Sud (Rhône). Presque 75% du territoire est composé de zones agricoles utiles (43%) et boisées (31%). Les surfaces d'habitat et d'infrastructure correspondent à 8% du total. Par rapport au niveau suisse, la surface rurale est 10% supérieure (VD 74%, CH 68%). La surface habitat et infrastructures est en proportion 25% plus grande (VD 8.4%, CH 6.4%). Ces chiffres indiquent donc de fortes disparités d'utilisation du sol. Le canton de Vaud, avec 8.7% de la population résidant en Suisse pour une superficie représentant le 7.8% de la superficie totale suisse, est fortement peuplé. La densité moyenne de population est de 220 habitants par km², bien supérieure à la moyenne suisse (176 habitants par km²). Pour le 75% des communes (275 sur 383), cette densité est inférieure à la moyenne cantonale.

4 IDENTIFICATION DES OUVRAGES D'ACCUMULATION

4.1 Base

Depuis la mise en vigueur de l'OSOA, le canton de Vaud s'est préoccupé de l'aspect de la surveillance des petits barrages. Le service compétent au niveau cantonal informa l'OFEG en 1998 en lui transmettant une liste provisoire de 17 ouvrages. Ces informations comprennent lacs naturels, ouvrages de production d'énergie, de protection, digues et autres barrages en rivière.

4.2 Formulaire du SESA à l'attention des communes

Afin de préparer au mieux son travail de surveillance, le SESA informa les communes vaudoises en 2001, leur demanda de remplir un formulaire préparé à cet effet et de le retourner pour évaluation. Les critères fixés sont plus précis et concernent entre autres le type d'ouvrage, son utilisation et diverses caractéristiques géométriques.

4.3 Retour des formulaires du SESA, classement des réponses

Entre juin 2001 et fin 2002, les communes vaudoises répondent au SESA en transmettant leurs informations. Ces données ont été stockées mais n'ont pas été dépouillées ni traitées. Elles sont donc soumises à examen. Le tableau 1 ci-après fait le bilan des réponses au printemps 2003.

Tableau 1. Récapitulatif des réponses des communes

Désignation	Nombre	Taux
Communes informées	383	100.0%
Communes ayant répondu	358	93.5%
Taux de refus	25	6.5%
Réponses positives	137	35.8%
Réponses négatives	221	57.7%
Réponses négatives (formulaire vide, « néant » ou « rien à signaler)	193	87.3%
Réponses négatives (pas d'ouvrage de ce type ou de moindre importance)	28	12.7%

5 EVALUATION PRÉLIMINAIRE EN VUE D'UN ÉVENTUEL ASSUJETTISSEMENT

5.1 Mise en place informatique des données existantes

Afin de déterminer le nombre d'ouvrages entrant dans les critères fixés par le SESA, un premier tri a été effectué concernant les 137 communes ayant répondu positivement, soit 316 ouvrages. Le document préparatoire établi par le service des forces hydrauliques du canton du Valais, présenté à l'occasion du Workshop petits barrages du 7 mai 2003 à Berne, a également servi de base de réflexion pour les informations des ouvrages du canton de Vaud.

5.1.1 Mode de sélection des ouvrages et bassins d'eau potable

Décision a été prise de ne pas recenser la quasi-totalité des ouvrages dédiés à l'eau potable. En effet, ils sont le plus souvent enterrés et en béton armé. Le risque d'une rupture et de submersion aval est considéré comme nul. Il s'agit de 151 bassins. L'analyse se poursuit avec 165 installations selon les critères du SESA.

5.1.2 Avis généraux des chefs de secteur du SESA

Décision a été prise de demander un avis préliminaire de la part des chefs de secteur du SESA. Leurs indications et remarques ont porté essentiellement sur le danger vis-à-vis des populations.

5.2 Consultation des archives du SESA et de l'OFEG

Dans l'attente de données encore manquantes, les indications des communes sont correctes. Les dossiers du SESA et de l'OFEG permettent de vérifier les informations fournies. Une autre tâche fut d'essayer de terminer l'inventaire des 165 ouvrages recensés avec les données incomplètes, notamment celles liées aux ouvrages de protection. Le temps consacré à la recherche d'indications est long et fastidieux et des zones d'ombre existent encore. Le complément sera fourni partiellement par les inspections in situ. Le taux d'information à disposition est d'environ 85-90%. C'est sur cette base que le travail d'évaluation a été entrepris.

5.3 Détermination des ouvrages à inspecter

En prévision des visites in situ, le nombre d'ouvrages à analyser se chiffre à 65. Les critères hauteur, volume (temporaire ou permanent), distance par rapport aux zones d'habitations et l'état des installations furent la base des inspections sur le terrain. Sur ces critères, 45 visites furent effectuées. Les ouvrages non inspectés à ce jour représentent à première vue un danger particulier faible voire nul. Ces indications manquantes seront déterminées ultérieurement.

5.4 Inspections in situ

Les indications prises sur le terrain ont été utiles, permettant de se faire une bonne idée des ouvrages à analyser. Elles ont porté sur l'aperçu général et la situation topographique. Un dossier photographique complète les informations à disposition. Le fait d'aller sur le terrain permet assez vite de « sentir » si l'ouvrage correspond aux critères demandés. L'appréciation qualitative et visuelle est essentielle et comme pour les grands barrages, elle représente une information de base très importante. Une première évaluation montre que la majorité des ouvrages est dans un état jugé satisfaisant. Seuls quelques cas sont estimés difficiles comme ceux de Bex (R. Meyer), Cronay, Ballaigues, Orbe ou Penthaz.

5.5 Analyse post-visite

Elle a consisté pour chaque ouvrage à déterminer les caractéristiques demandées par le SESA et à estimer le niveau de danger particulier. Si le volume de retenue V_r et la hauteur de retenue H_r sont connus, il n'est pas pour autant simple d'évaluer le danger particulier au moyen de l'analyse de l'onde de submersion en cas de rupture de l'ouvrage de retenue. La hauteur de l'onde H_i et l'intensité H_i vi doivent être déterminées à l'endroit considéré comme dangereux. Les méthodes simplifiées 1D (CTGREF / CASTOR pour la version PC) et 2D (Beffa) ont été utilisées. Le choix de la méthode appropriée est essentielle. L'autre point important est la présentation des résultats. La forme de fiche technique a été adoptée (Description, localisation et caractéristiques, commentaires post-visite, appréciation et annexe). Dans la majorité des cas, c'est le critère du danger particulier qui a été évalué pour l'analyse préliminaire en vue d'un futur assujettissement. Les valeurs seuils font l'objet du tableau 2 de la page suivante et se basent sur la directive de l'OFEG sur la protection contre les crues des cours d'eau.

Tableau 2. Valeurs seuils pour la mesure du danger particulier

Danger élevé	Habitation, lieu de travail, bâtiment public, place de camping
$H_i > 2\text{m}$, $H_i v_i > 2\text{m}^2/\text{s}$	publique, voie de communication, ligne de chemin de fer
Danger moyen	Habitation (construction légère), lieu de travail (construction légère), place de camping publique, voie de communication
$2\text{m} \geq H_i > 1\text{m}$ et $2\text{m}^2/\text{s} \geq H_i v_i > 1\text{m}^2/\text{s}$	
Danger modéré	Place de camping publique, voie de communication
$1\text{m} \geq H_i > 0.5\text{m}$ et $1\text{m}^2/\text{s} \geq H_i v_i > 0.5\text{m}^2/\text{s}$	
Danger faible	
$H_i \leq 0.5\text{m}$ et $H_i v_i \leq 0.5\text{m}^2/\text{s}$	

5.6 Synthèse des résultats préliminaires

Tableau 3. Classification des ouvrages selon le danger particulier

Ouvrage	H_i [m]	V_i [m ³]	Type	Utilisation
Ouvrage d'accumulation de danger particulier élevé				
Avenches	3.90	72,000	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues
Ballaigues	16.00	53,000	Barrage en béton	Autres
Chavannes-près-Renens, R9	4.00	29,250	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues
Crissier, R2	4.60	26,400	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues
Cronay	4.00	8000	Barrage en béton	Cours d'eau
Orbe	3.60	200,000	Barrage-vanne	hydroélectricité
Puidoux	6.05	3,000,000	Digue en terre + barrage en béton	Eau potable
Villeneuve (500)	9.95	22,500	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues
Ouvrage d'accumulation de danger particulier moyen				
Bex (R. Meyer)	5.00	8000	Digue en terre	Loisirs
Concise	3.30	9300	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues
Crissier, R8	4.50	8300	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues
Féchy	3.90	22,000	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues
Penthaz	4.50	6000	Digue en terre	Autres
Ouvrage d'accumulation de danger particulier modéré				
Givrins	4.00	12,000	Digue en terre	Arrosage
Lignerolle	5.00	22,000	Digue en terre	Autres
St-George / 1	1.50	900	Digue en terre	Etang, Biotope

5.6.1 Conclusions de l'évaluation préliminaire

L'évaluation fait ressortir qu'une analyse approfondie doit être effectuée en premier lieu pour les ouvrages de danger élevé (8) et en deuxième lieu pour ceux de danger moyen (5), soit 13 installations. Les ouvrages de danger particulier modéré (3) feront l'objet d'une vérification complémentaire suivie probablement d'un assujettissement. Cette liste préliminaire de 16 ouvrages est différente des objets remis par le SESA en 1998 car 11 nouveaux ouvrages sont recensés. L'analyse des données des communes, les renseignements additionnels du SESA et de l'OFEG et les inspections in situ ont apporté de précieux renseignements. Pour les ouvrages de danger particulier faible (29) non illustrés ici, aucune évaluation complémentaire n'est prévue actuellement. Pour leur grande majorité, un entretien et une surveillance légère sont néanmoins recommandés afin que ces sites gardent le caractère non dangereux comme estimé actuellement.

6 DÉTERMINATION DES OUVRAGES D'ACCUMULATION À ASSUJETTIR

Le processus d'évaluation est repris quasiment identique à la directive de l'OFEG. La méthode est rigoureuse et permet d'entreprendre les actions nécessaires pour déterminer quels sont les ouvrages à assujettir. Elle apporte à l'autorité cantonale une aide à la décision efficace. Dans le but de sérier les priorités d'action à entreprendre, les ouvrages d'accumulation ont été classés dans le tableau 4 de la page suivante.

6.1 Ouvrages à assujettir

Tableau 4. Priorités d'action des ouvrages d'accumulation à analyser
 Ouvrage remplissant les critères géométriques ($H_t \geq 10$ m ou $H_t \geq 5$ m et $V_t > 50,000$ m³) et à assujettir à la surveillance fédérale (OFEG)

Ouvrage	Hauteur [m]	Volumef[m ³]	Type	Utilisation	Volume	Priorité d'action
Ballaigues	16.00	53,000	Barrage en béton	Autres	permanent	1
Puidoux	6.05	3,000,000	Digue en terre + barrage en béton	Eau potable	permanent	1

Ouvrage ne remplissant pas les critères géométriques ($H_t < 10$ m ou $H_t < 5$ m et $V_t \leq 50,000$ m³) et à assujettir à la surveillance cantonale (SESA), critère du danger particulier

Ouvrage	Hauteur [m]	Volumef[m ³]	Type	Utilisation	Volume	Priorité d'action
Avenches	3.90	72,000	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues	temporaire	1
Bex (R. Meyer)	5.00	8000	Digue en terre	Loisirs	permanent	1
Chavannes-près-Renens, R9	4.00	29,250	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues	temporaire	1
Crissier, R2	4.60	26,400	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues	temporaire	1
Cronay	4.00	8000	Barrage en béton	Cours d'eau	permanent	1
Orbe	3.60	200,000	Barrage-vanne	hydroélectricité	permanent	1
Villeneuve (500)	9.95	22,500	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues	temporaire	1
Concise	3.30	9300	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues	temporaire	2
Crissier, R8	4.50	8300	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues	temporaire	2
Féchy	3.90	22,000	Digue en terre + barrage en béton	Protection contre les crues	temporaire	2
Penthaz	4.50	6000	Digue en terre	Autres	permanent	2
Givrens	4.00	12,000	Digue en terre	Arrosage	permanent	3
Lignerolle	5.00	22,000	Digue en terre	Autres	permanent	3

6.2 Ouvrage à analyser par l'exploitant

Ouvrage ne remplissant pas les critères géométriques ($H_t < 10$ m ou $H_t < 5$ m et $V_t \leq 50,000$ m³) et pouvant être assujetti à la surveillance cantonale

Ouvrage	Hauteur [m]	Volumef[m ³]	Type	Utilisation	Volume	Priorité d'action
Penthaz	2.40	30,000	Barrage-vanne	Hydroélectricité	permanent	1

7 CONVENTION D'UTILISATION ET BASE DU PROJET

7.1 Objectifs

La convention d'utilisation et la base du projet, appelé communément sécurité structurale, constituent le 1er pilier de la philosophie de la sécurité des ouvrages d'accumulation. Les informations contenues dans cet important document permettent de garantir un dimensionnement et une exécution adéquate. Le but est que la sécurité de l'ouvrage d'accumulation doit être assurée pour tous les cas de charge et d'exploitation étudiés.

Ce dossier peut être établi pour tout type d'ouvrage et concerne aussi bien les projets, les transformations ou ceux dont on veut analyser la sécurité. Les normes techniques sur les barrages n'existant pas et un ouvrage représentant toujours un prototype, le consensus normatif n'est pas évident à déterminer. La convention d'utilisation et la base du projet se basent principalement sur les indications des normes SIA 260 et 261 et les recommandations du Comité suisse des barrages (CSB).

7.2 Convention d'utilisation

La convention d'utilisation indique la fonction de l'ouvrage, les données de base du projet, les conditions liées au site, les dispositions structurales à prendre en considération et décrit les caractéristiques de l'ouvrage. Elle sera établie avec l'exploitant.

7.3 Base du projet

7.3.1 Structure

La base du projet mentionne les actions et bases de dimensionnement de l'ouvrage, les situations critiques liées aux cas de charge étudiés, l'estimation des dangers et des dégâts, les causes pouvant en être l'origine, les mesures pour y remédier et analyse également le risque résiduel, même après les mesures entreprises. L'objectif « sécurité » doit être discuté avec l'exploitant et les autres intervenants de la surveillance et n'est pas l'apanage seul du bureau d'ingénieurs chargé d'effectuer ce contrôle.

7.4 Conclusions

L'évaluation de quelques rapports sur des projets réalisés a montré que plusieurs façons d'établir des concepts d'utilisation et de sécurité existaient. Chaque bureau, chaque ingénieur a sa manière de faire. Néanmoins, il serait souhaitable d'effectuer ce travail important selon des procédures claires et définies. La norme SIA en propose une qui peut être appliquée assez aisément, sur la base de la SIA 260, 261 et 261/1.

Les conventions d'utilisation proposées dans différents rapports analysés ne contiennent pas tous les sujets potentiels à développer. Elles mettent toutefois en évidence les paramètres les plus importants à prendre en considération. La différence entre les propositions contenues dans les documents de l'OFEG ou du CSB par rapport aux analyses effectuées est faible.

Par contre, la base du projet, avec la démarche des thèmes analysés selon les indications de la SIA ou les recommandations du CSB, est plus facile à suivre que les propositions élaborées dans les différents projets analysés. Leurs façons de procéder ne montrent pas toutes les phases de travail et même si les critères principaux y sont développés, la structure d'analyse est différente. Il serait donc important de choisir une systématique de travail pour laquelle les contrôles effectués par l'autorité cantonale s'en trouveraient facilités. On profitera de choisir un style de convention d'utilisation et de base du projet assez large, avec une même schématique, et on essaiera de l'appliquer pour tous les ouvrages. On obtiendra alors l'analyse la plus rationnelle possible, assurant une unité dans le traitement de l'information.

8 MODE DE SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES OUVRAGES

8.1 Objectifs et tâches

L'OSOA mentionne que l'exploitation d'un ouvrage d'accumulation doit être organisée de façon à garantir en tout temps la sécurité de celui-ci (art. 9 al. 1). Sa partie barrage, ses fondations et la zone de la retenue (amont et aval) doivent donc être conformes à ces critères de sécurité, la tâche essentielle étant de mettre en évidence rapidement une anomalie ou tout comportement singulier.

La surveillance et l'entretien sont assurés par 3 éléments essentiels:

- (a) Contrôles visuels
- (b) Contrôles et essais de fonctionnement
- (c) Dispositif d'auscultation

8.2 Organisation

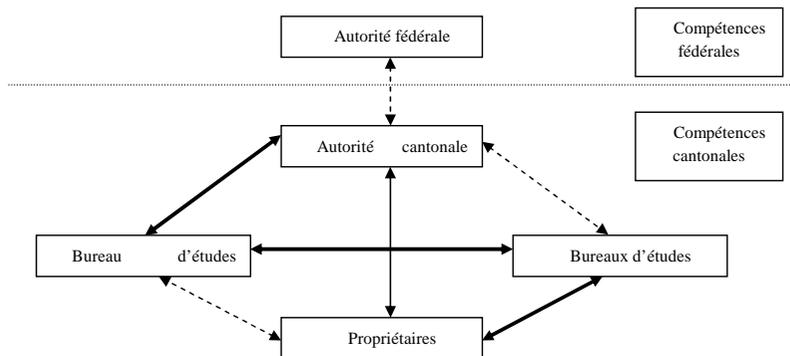
L'organisation de la surveillance et de l'entretien établie par l'autorité cantonale se basera sur le concept des 3 niveaux, quasi identique à la base fédérale:

- i) Exploitant (entreprise, personne privée, commune ou autorité cantonale)
- ii) Professionnel expérimenté (ingénieur civil)
- iii) Autorité de surveillance cantonale (SESA)

L'autorité de surveillance cantonale a également la possibilité de faire appel à un ou des experts confirmés pour procéder à un examen extraordinaire de la sécurité pour un ouvrage assujéti ou non à son autorité. Quant à l'autorité de surveillance fédérale, elle est chargée de vérifier l'application des bases légales en vigueur.

Dans le cas d'ouvrages de protection contre les crues, l'autorité cantonale mandatera un professionnel expérimenté pour exercer les tâches de surveillance. Une organisation bien définie est proposée dans la figure 3 ci-dessous. Une délégation de compétences apparaît comme une structure souple, efficace économiquement (moindre coût de personnel interne), assurant un savoir-faire de qualité (bureaux privés œuvrant déjà dans les ouvrages hydrauliques) et offrant des liens précieux entre les intervenants. Cette structure paraît à même d'assurer tous les critères demandés par l'OSOA et les directives de l'OFEG. Les 3 piliers de la philosophie de sécurité (sécurité structurale, exploitation, surveillance et entretien, ainsi que le plan en cas d'urgence) continueraient à être bien coordonnés.

Figure 3. Structure organisationnelle de la surveillance



8.3 Contrôles visuels

Les contrôles visuels représentent la démarche la plus importante. Effectués à intervalles réguliers, des dommages ou événements singuliers de l'ouvrage d'accumulation peuvent être détectés à temps et permettent d'effectuer les corrections nécessaires. Les différentes parties de l'ouvrage d'accumulation conserveront ainsi un état satisfaisant et le fonctionnement en tout temps de ses installations sera garanti.

Pour les barrages en béton, on veillera à effectuer les vérifications en particulier sur l'état, la fissuration et les éclatements de béton. Pour les digues en terre, on tâchera en premier lieu de procéder aux vérifications liées aux principaux modes éventuels de rupture : érosion interne et externe, glissement en masse et débordement en crête. Ces contrôles se rapporteront à l'état des talus, zones de tassement et glissements, à la végétation sur le parement aval ou à proximité, aux venues d'eau sur ou dans les proches environs du pied de digue et également sur les rives.

De manière générale, les vérifications se rapportant aux appuis du barrage ou de la digue, aux environs de la retenue, à la partie aval de la retenue, celles concernant les équipements mécaniques et électriques, sans oublier les ouvrages hydrauliques (seuil, coursier ou bassin amortisseur) seront effectuées.

Les conseils donnés à l'exploitant sont de préparer un programme de contrôle avec une check list des points à prendre en considération. En complément et pour illustrer ce chapitre essentiel, les propositions des fréquences de contrôles pour les ouvrages assujettis à l'autorité cantonale sont mentionnées dans le tableau 5 ci-dessous.

Tableau 5. Fréquence des contrôles visuels pour les ouvrages assujettis

Critère	Danger modéré		Danger moyen		Danger élevé	
	temporaire	permanent	temporaire	permanent	temporaire	permanent
1x / mois	X		X ^b		X ^b	
1x / semaine		X	X ^a	X	X ^a	X ^b
> 1x / semaine						X ^a

X^a Contrôle rapide, X^b Contrôle plus détaillé

8.4 Contrôles et essais de fonctionnement

Les vérifications périodiques seront effectuées au rythme minimum de 1x / année. Elles s'appliqueront aux organes de décharge, à leur équipement de commande et aux moyens de communication, à savoir les liaisons phoniques.

Pour les ouvrages avec un danger particulier élevé, seul Orbe possède des équipements hydromécaniques. Ces derniers seront contrôlés par une ouverture partielle, avec un soulèvement de la vanne d'environ 10 cm, suivi d'une fermeture. Il est également recommandé de faire exécuter cet essai avec une ouverture complète lorsque les conditions d'exploitation le permettent. Les moyens de liaison entre les barrages du Pontet (SEC), du Day (Romande Energie), du Chalet (UO) et Orbe devraient être contrôlés au minimum 1x / année.

Même s'ils ne sont pas assujettis, on procédera de la même manière pour les ouvrages liés à la production d'électricité de danger faible (Bex Peuffeyre, Château-d'Oex, Gland, Gryon et Penthelaz). Des check lists / canevas uniformes de procédure d'essai devraient être aussi établis.

Pour les ouvrages de protection contre les crues les plus importants, un système d'alerte devrait être installé dans le but d'avertir les autorités afin de gérer l'événement extraordinaire (cru). Les ouvrages en réseau (Mèbre-Sorge) sont particulièrement concernés. Pour les retenues isolées les plus importantes (Avenches, Féchy et Villeneuve), un dispositif permettant de déterminer la hauteur d'eau dans la retenue à distance devrait également être installé.

8.5 Dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation a pour but de détecter à temps les anomalies du comportement par des contrôles, dans le cas présent, pendant l'exploitation. Que cela soit un ouvrage à but hydroélectrique, de protection contre les crues ou autre, les sollicitations extérieures ont un effet sur la structure de l'ouvrage. Ces effets peuvent être analysés et dans le cas des petits ouvrages, on suivra prioritairement quelques paramètres significatifs, à des endroits de l'ouvrage d'accumulation bien déterminés.

Les paramètres à observer sont : le niveau du plan d'eau, les venues d'eau, récoltées par exemple au pied du barrage, et les déformations (nivellement pour les digues, alignement et mesures d'angles pour les autres). Ils représentent les éléments de vérifications les plus importants. Le tableau 6 présente une proposition de dispositif d'auscultation pour les ouvrages d'accumulation assujettis à l'OSOA. Pour les ouvrages non assujettis, un contrôle de l'état et un entretien approprié suffisent dans de nombreux cas.

Tableau 6. Proposition de dispositif d'auscultation pour les ouvrages assujettis

Ouvrage	Plan d'eau	Déformations	Venues d'eau
Ouvrage d'accumulation de danger particulier élevé			
Avenches	X	Digue	
Ballaigues	X	X	X
Chavannes-près-Renens, R9	X		
Crissier, R2	X	Digue	
Cronay		assainissement complet	
Orbe		les 3 paramètres puis assainissement complet	
Puidoux	X	X	X
Villeneuve (500)	X	Digue	
Ouvrage d'accumulation de danger particulier moyen			
Bex (R. Meyer)	X	X	X
Concise	X	Digue	
Crissier, R8	X	Digue	
Féchy	X	Digue	
Penthaz	X	X	X
Ouvrage d'accumulation de danger particulier modéré			
Givrins	X		
Lignerolle	X	X	X

8.6 Entretien

L'entretien est la tâche exclusive de l'exploitant et a pour intérêt de conserver toutes les parties de l'ouvrage en bon état et de garantir le fonctionnement des installations en tout temps, qu'il s'agisse d'un grand, moyen ou petit barrage.

L'entretien est nécessaire et, avec les contrôles visuels réguliers, représente une des clés pour maintenir un ouvrage en état de fonctionnement. L'installation doit conserver le plus longtemps possible les caractéristiques pour lesquelles elle a été conçue. Pour les entreprises électriques, leur ouvrage correspond à un outil de production. Pour le canton ou la commune, l'ouvrage de protection a pour objectif la sécurité des personnes et des biens en aval. Pour les autres (privé, association), leurs ouvrages doivent continuer à remplir le rôle de biotope ou zone de loisirs.

Parmi les ouvrages de danger particulier élevé et donc assujettis à l'OSOA, un entretien sérieux est demandé pour les barrages de Cronay et Orbe. Il en ira de même pour Penthaz. Pour les autres, on procédera aux mesures usuelles et régulières des ouvrages, des parties annexes, de l'éventuel dispositif d'auscultation, de la zone de retenue et des accès au barrage.

8.7 Consignes de services et d'exploitation

Cet important document comprend les informations mentionnées dans les chapitres 8.2 à 8.6 et représente le dossier essentiel que l'exploitant est tenu d'avoir. Il fixe les éléments nécessaires à l'organisation de la surveillance et l'auscultation de l'ouvrage et devra toujours être mis à jour.

8.8 Autres documents

Dans ses différents articles, l'OSOA mentionne des dossiers spécifiques devant être fournis soit par l'exploitant, soit par le professionnel expérimenté, soit encore par un ou des experts. Le type d'ouvrage détermine également le nombre de documents à établir. Si Orbe, avec un danger particulier élevé, nécessite le panel complet des dossiers de sécurité, les ouvrages plus petits ou n'ayant pas d'installations hydro-mécaniques, ne nécessiteront pas autant de travail. Les documents à fournir de la part des intervenants cités précédemment seront donc réduits. Le tableau 7 illustré ci-dessous mentionne, pour les ouvrages assujettis à l'OSOA, quels devraient être les documents à obtenir, garantissant la sécurité à tous les niveaux de surveillance concernés par la sécurité de l'ouvrage d'accumulation (exploitant, professionnel expérimenté, experts et autorité).

Tableau 7. Documents de sécurité à obtenir pour les ouvrages assujettis

Ouvrage	Rapport relatif aux contrôles visuels	Rapport des essais de fonctionnement	Rapport relatif au contrôle annuel	Rapport annuel relatif au comportement	Rapport des mesures géodésiques	Rapport d'examen extraordinaire de la sécurité
Ouvrage d'accumulation de danger particulier élevé						
Avenches	X		X		X	
Ballaigues	X		X		X	
Chavannes-près-Renens, R9	X		X			
Crissier, R2	X		X		X	
Cronay	(X)	(X)	(X)	(X)	(X)	X ^a
Orbe	(X)	(X)	(X)	(X)	(X)	X ^a
Puidoux	X		X		X	
Villeneuve (500)	X		X			
Ouvrage d'accumulation de danger particulier moyen						
Bex (R. Meyer)	(X)		(X)		(X)	X ^a
Concise	X		X		X	
Crissier, R8	X		X		X	
Féchy	X		X		X	
Penthaz	X		X		X	
Ouvrage d'accumulation de danger particulier modéré						
Givrins	X		X			
Lignerolle	X		X		X	

^a Mesure prioritaire à prendre dès l'assujettissement à l'OSOA. Possibilité d'étendre cette mesure à tous les ouvrages (X) Rapports à fournir après l'examen extraordinaire de la sécurité

9 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La présente étude propose de donner un état des lieux des 45 ouvrages inspectés sur le territoire vaudois, dont 15 seront vraisemblablement assujettis à l'OSOA. Parmi ces ouvrages, 13 seront sous la surveillance cantonale (SESA) et 2 sous la surveillance fédérale (OFEG). Les vérifications effectuées sur les ouvrages de danger particulier élevé, moyen et modéré sont l'objet de la première phase à exécuter par l'autorité cantonale.

Cette étude est la base d'un processus itératif et de nouveaux éléments sur les ouvrages analysés apporteront un éclairage supplémentaire au travail encore à fournir. Pour continuer cette tâche, le SESA devra demander aux propriétaires de lui remettre les données nécessaires à l'évaluation du danger particulier pour un éventuel assujettissement 1) de futurs ouvrages et 2) des ouvrages déjà analysés succinctement et représentant actuellement un danger particulier faible. L'évaluation complémentaire sera la base d'une mise en place d'autres éléments tels que contrôles visuels, analyse de sécurité, mesures d'entretien et de surveillance.

Cette étude développe aussi les principes à prendre en compte pour le domaine sécurité structurale. Une systématique de travail est à rechercher et devrait se baser sur les propositions de la norme SIA 260 et 261 ou des recommandations du CSB. Avec autant d'avis techniques que de bureaux d'études, une philosophie d'action basée sur l'établissement de check lists devrait être le chemin à suivre. L'autorité cantonale s'en trouvera facilitée dans la mise en œuvre des décisions à prendre et aura ainsi une vision plus claire et détaillée des ouvrages sous sa responsabilité.

Le but du domaine surveillance et entretien n'est pas de donner à l'autorité cantonale une façon de faire clés en main. Un concept d'organisation est présenté, des propositions pour les contrôles visuels, contrôles et essais de fonctionnement, dispositif d'auscultation sont indiquées. Ils constituent des aides à la décision. Rappelons qu'une surveillance régulière et un entretien approprié restent les meilleurs atouts pour conserver un ouvrage en bon état de fonctionnement.

L'OSOA donne aux cantons la responsabilité de gérer leurs ouvrages. Ils sont donc souverains et libres de s'organiser comme ils le souhaitent. Le service technique responsable devra néanmoins se baser sur les lois, ordonnances et directives en vigueur. Il est utile de souligner que l'OFEG restera à disposition, comme par le passé, pour l'établissement d'une collaboration et d'un soutien dans le cadre de la mise en place de la surveillance au niveau cantonal. Cet important chantier nécessite la participation active de toutes les compétences communes.

10 BIBLIOGRAPHIE

- Beffa, C. Ein Parameterverfahren zur Bestimmung der flächigen Ausbreitung von Breschenabflüssen. Oktober 2000
- CNSGB. 1997. *Surveillance de l'état des barrages et check lists pour les contrôles visuels.*
- CSB. 2000. *Sécurité structurale des barrages : plan d'utilisation et plan de sécurité.* Décembre 2000.
- CSB. 2000. *Petits et moyens barrages : Construction, exploitation et entretien pour usages différents,* Journées d'étude des 15 et 16 juin 2000 à Poschiavo
- Lafitte, R. 1996. *Classes of risks for Dams,* Abstract. Hydropower & Dams, Issue Six - 1996
- OFEG. 2001. *Protection contre les crues des cours d'eau. Directives de l'OFEG*
- OFEG. 2002. Sécurité des ouvrages d'accumulation. *Directives de l'OFEG, Version 1.1, Novembre 2002*
- OFEG. 2002. Sécurité des ouvrages d'accumulation. *Documentation de base relative aux critères d'assujettissement. Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.0, Juin 2002*
- OFEG. 2002. Sécurité des ouvrages d'accumulation. *Documentation de base relative à la sécurité structurale. Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.0, Août 2002*
- OFEG. 2002. Sécurité des ouvrages d'accumulation. *Documentation de base relative à la surveillance et à l'entretien. Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.0, Décembre 2002*
- OFEG. 2003. Sécurité des ouvrages d'accumulation. *Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes. Rapports de l'OFEG, série Eaux, Version 1.2, Mars 2003*
- Paquier, A. Calcul simplifié des ondes de rupture de barrages, Informations techniques du CEMAGREF. Décembre 1994, Lyon
- Pougatsch, H. *Surveillance des ouvrages d'accumulation. Conception générale du dispositif d'auscultation.* Eau, Energie, Air. 94. Jahrgang, 2002, Heft 9/10, CH-5401 Baden
- SIA. 2003. Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses, Actions sur les structures porteuses, Introduction aux normes SIA 260 et 261, Documentation D 01881, 2003, Zürich

Schwall / Sunk – Betrieb im Oberlauf der Aare

Le Marnage dû à l'exploitation hydroélectrique dans l'Aar à l'amont du lac de Brienz

Hydro peaking in the Aare River upstream of Lake Brienz

Jrène Oppeliger

Wasser- und Energiewirtschaftsamt des Kantons Bern, 3011 Bern, Schweiz

ABSTRACT: The storage power stations are suited for the production of the peak load. This mode of operation produces quick changes of water levels and discharges. Some investigations of waters showed a connection between hydro peaking and increased drift. For several rivers values were calculated, which lead to no substantial disturbances. The KWO (Kraftwerke Oberhasli AG) are planning an extension of the hydro power plants. With a new power station Innertkirchen III the production of peak load shall raise. The paper's purpose is, to advice measures for the power stations of KWO, which lead to a decrease of affects of hydro peaking on the Hasli-Aare. The characteristic hydro peaking values were raised. For the construction of Innertkirchen III measures are suggested, which absorb the gush. Since no secured investigations are present over the influence of hydro peaking on the Hasli-Aare, also no final valuation can be made.

RESUME Les centrales hydroélectriques à accumulation sont destinées à la production de l'électricité de pointe. Ce mode de fonctionnement produit des modifications d'écoulement et de niveau d'eau rapides. Divers études indiquent le lien entre le marnage et la dérive. Pour des rivières différentes des valeurs ont été calculées qui ne conduisent pas d'un dérangement essentiel. Les KWO (Kraftwerke Oberhasli AG) planifient un achèvement de leurs installations. La nouvelle centrale Innertkirchen III doit produire de l'électricité de pointe supplémentaire. La présente étude a pour objectif d'élaborer des mesures pour des centrales hydroélectriques des KWO, qui diminuent les effets du marnage sur la Hasli-Aar. Les valeurs caractéristiques du marnage sont élevées. Pour la centrale Innertkirchen III des mesures sont proposées, qui absorbe le flot ininterrompu. Par-ce que aucune étude sure n'est à disposition sur l'influence du marnage sur la Hasli-Aar, aucune évaluation finale ne peut être donné.

1 EINLEITUNG

Die Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) verfügen über eine Gesamtkonzession, die sie zur Nutzung des Wassers im gesamten Einzugsgebiet der Grimsel und des Susten berechtigen. In sieben Stauseen und einem natürlichen See werden die Hasliaare, das Gadmer- und Gentalwasser sowie das Urbachwasser und deren Zuflüsse gespeichert und in neun Zentralen zu Band- und Spitzenenergie verarbeitet. Gleichzeitig wird auch die Frequenzhaltung des Kantons Bern übernommen. In verschiedenen Stufen wird das Wasser turbinert und teilweise auch wieder in höher gelegene Speicherseen gepumpt. Die Rückgabe des turbinierten Wassers in den natürlichen Wasserkreislauf erfolgt in Innertkirchen in die Hasliaare. Für die Schwallbewegungen in der Hasliaare sind somit nur die Kraftwerke Innertkirchen I und II massgebend. Die maximale Ausbauwassermenge der Kraftwerke beträgt $40 \text{ m}^3/\text{s}$ für Innertkirchen I und $30 \text{ m}^3/\text{s}$ für Innertkirchen II. Aus betrieblichen Gründen wird in den Wintermonaten maximal $60 \text{ m}^3/\text{s}$ turbinert.

Mit dem Ausbauprojekt „KWO plus“ sollen die Anlagen der KWO in verschiedenen Etappen saniert und ausgebaut werden. Unter anderem sind eine Erhöhung der Staumauern des

Grimselsees sowie der Bau einer neuen Zentrale vorgesehen. Das Ziel des Gesamtprojektes ist eine flexiblere Produktion zwischen Spitzenenergie und Regulierung, die vermehrte Umlagerung und Erhöhung der Reserven sowie die Steigerung der Leistung und somit auch der Energieproduktion. Die vorgesehenen Ausbauten bewirken eine Erhöhung der bisherigen Winterproduktion von 40 auf 55%.

Das neue Kraftwerk Innerkirchen III soll 70 m³/s direkt ab dem Rätchbodensee ableiten. Die Bruttofallhöhe beträgt ca. 1'140 m, die Bruttoleistung ca. 600 MW. Wird das turbinierter Wasser in die Hasliaare eingeleitet, verursacht es zusätzliche Schwallbewegungen.

Speicherkraftwerke sind prädestiniert zur Produktion von Spitzenstrom. Das gespeicherte Wasser wird nach Bedarf abgearbeitet. Diese Betriebsweise erzeugt künstliche Abflussschwankungen, die vor allem werktäglich auftreten. Die möglichen Auswirkungen auf die Hydrologie und die Gewässerökologie sind allgemein bekannt. Für den Alpenraum bestehen jedoch keine gesicherten Ergebnisse, die bei der konkreten Beurteilung eines Gewässers herangezogen werden können.

In Rahmen dieser Arbeit wird abgeklärt, wie sich der heutige und der zukünftige Betrieb der KWO auf die Gewässerökologie der Hasliaare auswirken. Es werden Massnahmen vorgeschlagen, wie der Schwall in der Hasliaare gedämpft werden kann.

2 GRUNDLAGEN

2.1 Hydrologie

Das Einzugsgebiet liegt zwischen 3700 und 619 m.ü.M. und umfasst eine Fläche von 443 km². Von dieser Fläche werden ungefähr 20 % durch Anlagen der Kraftwerke nicht beeinflusst. Das natürliche Abflussregime der Hasliaare und ihrer Zuflüsse ist deshalb durch die verschiedenen Wasserentnahmen und Stauhaltungen beeinträchtigt.

Auf Grund alter Messungen aus den Jahren 1909 bis 1921, die noch vor dem Bau der Kraftwerke erhoben wurden, kann eine natürliche Jahresganglinie aufgezeichnet werden, welche dem alpin-glaziären Regime zugeordnet werden kann. Dieses Regime zeichnet sich durch kleine Abflüsse im Winter sowie hohe Abflüsse infolge Schneeschmelze im Juli-August aus. Der heutige Abfluss der Hasliaare (vor der Einleitung des Turbinenwassers) beschränkt sich weitgehend auf die noch verbleibenden Abflüsse aus dem Einzugsgebiet unterhalb der Fassungen. Der heutige Abfluss der Hasliaare wird an der Messstelle Brienzwiler der Landeshydrologie, ca. 11 km unterhalb der Zentralen von Innerkirchen, aufgezeichnet. Die Abflusskurve in Abbildung 1 zeigt einen werktäglichen Schwall, der besonders im Winter bei Niederwasser sehr ausgeprägt ist.

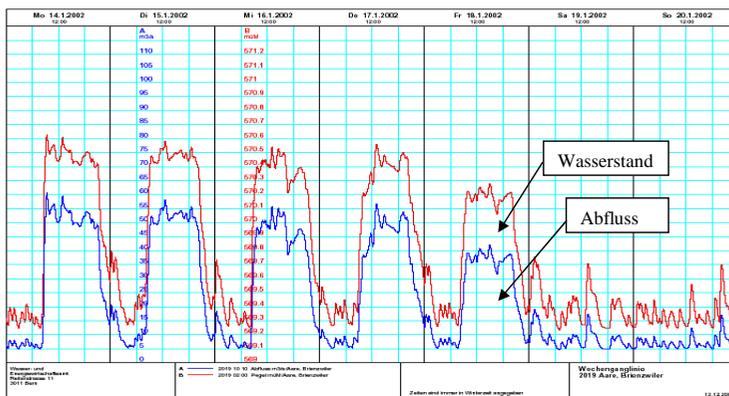


Abb. 1 Abfluss- und Wasserstandskurve der Hasliaare in Brienzwiler vom 14. – 20. 12 2002

2.2 Gewässermorphologie

Abgesehen von den technischen Einrichtungen der Wasserkraftnutzung sind bis zur Talebene von Innertkirchen die Hasliaare sowie das Gadmer- und Urbachwasser in ihrem natürlichen Zustand erhalten. Die durch die Wasserfassungen reduzierten Abflüsse beeinträchtigen jedoch den Wasserhaushalt.



Abb. 2 Oberlauf Hasliaare



Abb. 3 Urbachwasser

Von der Talebene in Innertkirchen bis zum Briener See wurde die Hasliaare von Mitte des 19. Jahrhunderts an begradigt, um das Land zu entsumpfen und die Bevölkerung vor Hochwasser zu schützen. Die Strukturvielfalt ist dadurch massiv geschmälert worden.

2.3 Gewässergüte

Die Temperatur der Hasliaare liegt im Schnitt zwischen 3.5°C im Januar und 7.4°C im Juli. Die Temperatur im Winter ist rund 1°C wärmer als bei vergleichbaren unbeeinflussten Flüssen, was auf die Turbinierung von wärmerem Tiefenwasser zurückzuführen ist.

Die Hasliaare war schon immer ein schwebstoffreicher Fluss. In den Jahren vor den Kraftwerksbauten lag die mittlere Jahresfracht bei 340'000 Tonnen, nahm dann aber infolge der Inbetriebnahme der Speicherseen auf ca. 130'000 Tonnen ab. Die Belastung im Sommer ist vor allem auf die natürlichen Bedingungen wie Schnee- und Gletscherschmelze sowie die Niederschläge zurückzuführen. Im Winter liegen die Werte in höheren Konzentrationen vor. Die Ursache liegt hier eindeutig im Kraftwerksbetrieb.

2.4 Hydrobiologie

Das ganze Einzugsgebiet reicht vom Gletscherbach bis zum Mittellauf des Gebirgsbaches. Das Nährstoffangebot ist relativ bescheiden. Infolge der kalten Temperaturen sind Kaltwasserformen der Strudelwürmer und Steinfliegen anzutreffen.

Fischereibiologisch handelt es sich bei der Hasliaare und ihrer Zuflüsse um die Forellenregion. Neben der Bachforelle sind auch der Bachsäibling und die Groppe heimisch. Die gefährdete Seeforelle steigt zum Laichen bis in die Region Guttannen und bis zur Schlucht des Urbachwassers auf.

Der Oberlauf der Hasliaare bis Innertkirchen sowie das Urbachwasser gelten als gute Fischgewässer. Die Restwasserstrecken sind praktisch schwebstofffrei.

Punktueller Untersuchungen in der Schwallstrecke ergaben einen geringen Fangertrag sowie eine stark eingeschränkte Anzahl Wirbellose. Die Artenvielfalt auf diesem Gewässerabschnitt ist stark beeinträchtigt. Das Fehlen von Algenbewuchs deutet darauf hin, dass die Flusssohle durch die Strömung und das transportierte Feinsediment bei Schwall hydraulisch und mechanisch belastet ist. Ob diese Beeinträchtigung jedoch nur auf den Schwallbetrieb zurückgeführt werden kann, sollte durch ökologische Untersuchungen auf der Schwallstrecke und Vergleiche mit ähnlichen Gewässern (Lütschine) abgeklärt werden. Es ist durchaus denkbar, dass die Kanalisierung sowie die beschränkten Lichtverhältnisse und die Schwebstoffbelastung einen wesentlichen Anteil an die geringe Besiedelung beitragen.

3 SCHWALLBETRIEB

3.1 *Charakteristik des Schwallbetriebs*

Unter Schwallbetrieb versteht man den schnellen Wechsel von hoher (Schwall) und tiefer (Sunk) Wasserführung, der vor allem in von Speicherkraftwerken betroffenen Fließgewässern anzutreffen ist. Der Wechsel von Schwall und Sunk entspricht in keiner Weise einem natürlichen Abflussregime. Das zeigen Vergleiche einer Schwallganglinie mit einer typischen Hochwasserganglinie. Neben dem offensichtlich gestörten Abflussverhalten können auch in ökologischer Hinsicht Veränderungen auftreten.

Mögliche Auswirkungen auf die Gewässer im Alpenraum sind allgemein bekannt. In der Mehrzahl der untersuchten Gewässer (65 – 90 %) bewirkt der Schwallbetrieb eine Verminderung und eine veränderte Zusammensetzung der Gewässerfauna sowie eine Zunahme der bei Schwall abdriftenden und bei Sunk strandenden Organismen (BUWAL 2003). Auf Grund der unterschiedlichen Morphologie der Gewässer können jedoch die Resultate nicht einfach übertragen werden.

Die wichtigsten Kennwerte zur Charakterisierung des Schwallbetriebes sind:

- Das Verhältnis zwischen Maximalschwall und Minimalsunk in m^3/s oder normiert als $x:1$.
- Die Pegeldifferenz zwischen Maximalschwall und Minimalsunk in m oder cm .
- Die maximale Geschwindigkeit des Schwallanstiegs und des Schwallrückgangs in m^3/s pro Minute.

Bei Untersuchungen an schweizerischen Schwallstrecken wurden Werte zwischen 1.3:1 und 30:1 für das Verhältnis Schwall / Sunk sowie Werte zwischen 10 und 209 cm für die Pegeldifferenz ermittelt. In gewissen Zeiten können aber auch weit höhere Werte erreicht werden.

3.2 *Ökologische Anforderungen an den Schwallbetrieb*

Die ökologische Hauptforderung an den Schwallbetrieb ist die Dämpfung der Abflussschwankungen nicht nur mengenmässig sondern auch frequenzmässig. Eine Veränderung des hydrologischen Regimes ist jedoch bei der Speicherbewirtschaftung ausgeschlossen (EAWAG).

Mit der Dämpfung des Schwalls und der Verlangsamung des Schwallanstiegs kann die Drift reduziert werden. Das hat zur Folge, dass die Artenvielfalt langfristig nicht geschädigt wird beziehungsweise erhalten werden kann.

In der Literatur sind nur wenige numerische Angaben zu finden. Zudem beschränken sich diese auf ein bestimmtes Flussgebiet und sind deshalb nicht direkt übertragbar. Auf Grund von Untersuchungen an Gebirgsflüssen in der Schweiz werden bei einem maximalen Schwall – Sunkverhältnis von 4:1 keine gewässerökologischen Auswirkungen erwartet. Österreichische Studien gehen von einem ähnlichen Verhältnis aus. Auf 0.5 bis 1.7 m^3/s h werden die ökologisch verträglichen Abflussänderungen in den untersuchten Gewässern bestimmt, bei denen keine Katastrophendrift einsetzt bzw. die Organismen bei fallendem Wasserspiegel ins wasserführende Gerinne folgen können (BUWAL 2003).

Die effektiven Werte, die bei schweizerischen Kraftwerken mit schwalldämmenden Massnahmen berechnet wurden, liegen bei 8:1 bis 45:1 für die Differenz Schwall – Sunk sowie bei 0.5 bis 13.1 m^3/s min für die Geschwindigkeit des Schwallanstiegs bzw. –rückgangs (Limnex 2001).

3.3 *Schwallbetrieb der KWO*

Die Analyse der Resultate der letzten zehn Jahre, die systematische Auswertung der Tagesganglinien des Jahres 2002 und der Vergleich mit dem Jahr 2001 zeigen deutlich die Betriebsweise der beiden Kraftwerke Innertkirchen I und II.

Das Kraftwerk Innertkirchen I produziert über das ganze Jahr in einem gleichmässigen Rhythmus. An Werktagen wird über Mittag und am Abend Spitzenenergie produziert, während in der Nacht die Netzfrequenz gehalten werden muss.

Das Kraftwerk Innertkirchen I produziert im Sommer Bandenergie. Im Winter wird jedoch nur über die Mittagszeit und am Abend turbinert.

Die grössten Spiegelschwankungen und Geschwindigkeitsanstiege finden in den Wintermonaten statt. Der Spitzenabfluss beider Kraftwerke beträgt maximal 60 m³/s. Die minimalen Abflüsse in der Nacht sinken dank der Frequenzhaltung selten unter 5 m³/s.

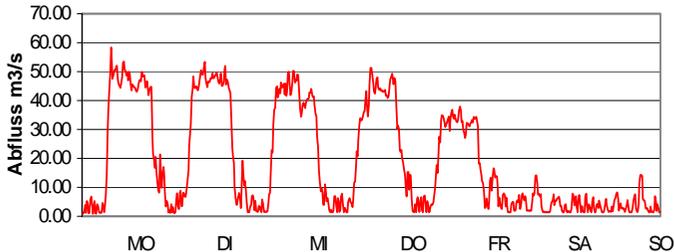


Abb. 4 Wochenganglinie der Turbinenwassermenge der Zentralen Innertkirchen I und II vom 14. – 20. Januar 2002

Das Verhältnis Schwall – Sunk erreicht einen Wert von 12:1. Beim Ausfall der Regulierturbine kann das Verhältnis jedoch auf 29:1 steigen. Dieser Fall stellt jedoch den schlimmsten Fall dar und ist für die normale Betriebsweise nicht repräsentativ.

Die mit dem Programm HEC-RAS berechnete maximale Wasserspiegeländerung in der Hasliaare beträgt direkt unterhalb der Zentralen 1.55 m. Vor der Aareschlucht, 600 m flussabwärts reduziert sich dieser Wert auf 84 cm. Die Rate des Schwallanstiegs liegt bei ca. 1 m³/s min.

Mit dem Bau einer weiteren Zentrale in der Talebene von Innertkirchen werden die Schwallkennwerte ohne Massnahmen steigen. Mit der heutigen Technik sind die Turbinen theoretisch in der Lage, die volle Leistung innert 30 Sekunden zu erreichen. Unter der Annahme, dass die bestehenden Kraftwerke den Betrieb wie bisher weiterführen, ergeben sich für eine theoretische Woche Januar Kennwerte von 20:1 für die Rate Schwalldifferenz sowie eine maximale Wasserspiegeländerung von 1.95 m.

Wie der Vergleich mit der bereits sanierten Zentrale Amsteg in Tabelle 1 zeigt, ist die Rate der Schwalldifferenz der KWO auch mit dem Kraftwerk Innertkirchen III tiefer. Die Raten für den Schwallanstieg bzw. –rückgang sind jedoch ohne Massnahmen höher

Tabelle 1 Schwallkennwerte der KWO sowie Vergleich mit Amsteg (Reuss)

	ökol. vertretbar	IK I+II ohne Massnahmen	IK I+II+III	Amsteg mit Massn.
max. Rückgabe ab Zentralen m ³ /s		60	130	29
min. Rückgabe ab Zentrale m ³ /s		4	4	0
min. Restwassermenge m ³ /s		1	2.5	1.2
Rate Schwalldifferenz	4:1	12:1	20:1	25:1
Rate Schwallanstieg m ³ /s min	0.028	1.04	14 (theor.)	0.5
Rate Schwallrückgang m ³ /s min	0.017	1.09	14 (theor.)	0.6

Der heutige Betrieb der KWO verursacht tägliche, wöchentliche und saisonale Schwankungen des Abflusses, die in keiner Weise mit dem natürlichen Abflussregime übereinstimmen. Eine grundlegende Veränderung des hydrologischen Systems wird man jedoch nicht vornehmen können.

Über die ökologischen Auswirkungen des Schwallbetriebs auf die Hasliaare sind praktisch keine Untersuchungen vorhanden. Das Fehlen von Aufwuchsalgen deutet darauf hin, dass die Flusssohle durch die Strömung und das transportierte Feinsediment bei Schwall hydraulisch und mechanisch belastet ist. Es ist aber durchaus auch möglich, dass die beschränkten Lichtverhältnisse infolge der Trübung das Aufkommen der Algen verhindern. Der Bestand an

Fischen und Wirbellosen ist gering. Ob diese Tatsache alleine durch den Schwall bedingt ist, kann nicht abschliessend beurteilt werden. Dazu fehlen Untersuchungen auf der Schwallstrecke sowie vergleichende Analysen mit ähnlichen, unbeeinflussten Gewässern.

4 MASSNAHMEN ZUR DÄMPFUNG DES SCHWALLBETRIEBS

4.1 *Inventar der Massnahmen*

Zur Reduktion der Auswirkungen des Schwallbetriebs auf das Ökosystem sind eine Reihe von Massnahmen bekannt. Es sind dies betriebliche Massnahmen, die durch Änderung der Betriebsweise eine Reduktion der Geschwindigkeit des Schwallanstiegs und -rückgangs und eine Reduktion des Schwall – Sunkverhältnisses beinhalten. Mit baulichen Massnahmen kann der Schwall gedämpft werden. Durch Umleitung des Schwalls in ein grösseres Fliessgewässer oder einen See kann der Schwall ganz verhindert werden.

Tabelle 2 Massnahmen

Massnahmen	Ziel
Langsames An- und Zurückfahren der Turbinen	Reduktion der Geschwindigkeit des Schwallanstiegs und -rückgangs
Erhöhte Minimalwasserabgabe ab Zentrale	Reduktion der Differenz Schwall – Sunk
Verminderte Maximalwasserabgabe ab Zentrale	Reduktion der Differenz Schwall – Sunk
Erhöhte Restwasserabgabe ab Stauanlage oder Fassung	Reduktion der Differenz Schwall – Sunk
Bau eines Ausgleichbeckens	Dämpfung der Schwallspitze
Bau eines Speicherstollens (Kaverne)	Dämpfung der Schwallspitze
Bau eines Umleitstollens	Kein Schwall

Welche flussbaulichen Massnahmen mithelfen, den Zustand der Gewässer zu verbessern, ist momentan Inhalt von Studien an Rhone und Alpenrhein (Baumann et al. 2002). Allgemein bekannt ist, dass Renaturierungsmassnahmen die Strukturvielfalt zwar erhöhen, in schwallbeeinflussten Gewässern allerdings Grenzen haben. Aufweitungen mit flachen Ufern können den ökologischen Schaden vergrössern, da weite Gebiete dem ständigen Wechsel von Überflutung und Trockenfallen ausgesetzt sind.

4.2 *Mögliche Massnahmen für das Kraftwerk Innertkirchen III*

Auf Grund der Auslegung des Kraftwerkes Innertkirchen III als reines Spitzenstromkraftwerk stehen betriebliche Massnahmen nicht zur Diskussion. Die Schwallspitzen müssen mit baulichen Massnahmen gedämpft werden.

Es wurden die folgenden Massnahmen geprüft:

- Bau eines Umleitstollens
- Verlegung des Kraftwerkes an den Briener See
- Bau eines Ausgleichbeckens
- Bau eines Speicherstollens
- Erhöhung der Restwasserabgabe

4.2.1 *Umleitstollen*

Für die Umleitung des turbinieren Wassers wird der Bau eines 15 km langen Stollens untersucht. Er verläuft von der Zentrale in Innertkirchen in der linken Talflanke bis zum Briener See. Der grob dimensionierte Stollen weist einen Innendurchmesser von 5,8 m auf (Schleiss 2001). Auf Grund der schlechten geologischen Verhältnisse muss mit Kosten von ca. 60 Mio Fr. gerechnet werden.

4.2.2 Kraftwerk am Briener See

Bei einem Kraftwerk am Briener See beträgt die Bruttofallhöhe rund 1'200 m. Somit kann die Bruttoleistung um 30 MW auf 630 MW erhöht werden. Als Nachteil werden die fehlende Infrastruktur sowie noch ungeklärte Fragen der Stromabgabe ans Netz gewertet.

4.2.3 Ausgleichsbeckens

Die Verfügbarkeit von Land für den Bau eines Ausgleichsbeckens ist in der Talebene von Innertkirchen nur bedingt gegeben. Auf Grund der engen Platzverhältnisse beträgt das maximal mögliche Speichervolumen 350'000 m³, was Dammbauten in der Höhe von 7 m ergibt. Der maximale Ausfluss aus dem Becken beträgt höchstens 40 m³/s.

4.2.4 Speicherkanal

In der näheren Umgebung des geplanten Kraftwerkes sind weder Stollen noch Kavernen vorhanden, die geflutet werden könnten. Ein Speicherkanal mit der gleichen Kapazität wie das Ausgleichsbecken wird rund 15 km lang.

4.2.5 Erhöhung der Restwassermenge

Um die minimale Abflussmenge vor der Einleitung von Turbinenwasser zu erhöhen, wurden verschiedene Varianten geprüft.

Die Abgabe von turbinierem oder gespeichertem Wasser in die heutige Restwasserstrecke wurde geprüft. Mit dem Einleiten von Schwebstoff belastetem Gletscherwasser würde die Tier- und Pflanzenwelt, die sich auf die bestehenden Restwasserbedingungen eingestellt hat, geschädigt.

Die Erhöhung der Restwassermenge gemäss Gewässerschutzgesetz wird im Rahmen einer Schutz- und Nutzungsplanung geprüft, welche noch nicht abgeschlossen ist. Im Vergleich zum einzuleitenden turbinierem Wasser ist diese Menge jedoch marginal.

4.3 Mögliche Massnahmen für Innertkirchen I und II

Für die Zentralen Innertkirchen I und II stehen betriebliche Massnahmen im Vordergrund.

Mit der Haltung der Netzfrequenz erfüllt das Kraftwerk Innertkirchen I bereits eine betriebliche Massnahme zur Erhöhung der Restwassermenge ab Zentrale. Diese Regelung sollte auch in Zukunft beibehalten werden, damit sich das Verhältnis Schwall – Sunk nicht verschlechtert.

Mit den baulichen Verbesserungen der Zuflussbedingungen zum Kraftwerk Innertkirchen I (Bau Parallelstollen) sowie der Revision der Ausrüstung wird die Verfügbarkeit der Zentrale erhöht. Es ist zu befürchten, dass die Schwallanstiegsrate zunehmen wird. Die Festlegung einer maximalen Anstiegsrate ist eine mögliche Massnahme.

Im Weiteren ist zu prüfen, ob Innertkirchen II auch im Winter Bandenergie produzieren sollte, damit die Schwall – Sunkdifferenz etwas reduziert werden könnte.

5 VARIANTENVERGLEICH UND EMPFEHLUNGEN

Auf Grund der verschiedenen Ziele, die man mit den vorgeschlagenen Massnahmen erreichen will, können nicht alle Varianten miteinander verglichen werden. Es gilt daher, die für das jeweilige Ziel beste Variante zu ermitteln.

5.1 Vergleich Umleitstollen – Kraftwerk am See

Mit dem Umleitstollen und dem Kraftwerk am Briener See können zusätzliche Schwallauswirkungen auf die Hasliaare vermieden werden. Nicht geklärt sind jedoch die ökologischen Auswirkungen der direkten Einleitung von Schwebstoff belastetem Turbinenwasser auf den Briener See.

Auf Grund einer groben Kostenschätzung ist dem Kraftwerk am See der Vorzug zu geben.

5.2 Vergleich Ausgleichsbecken – Speicherkanal

Mit einem Ausgleichsbecken oder Speicherkanal kann der zusätzliche Schwall gedämpft werden. Das mögliche Volumen lässt jedoch eine Entleerung des Beckens über die Nacht nicht zu. Somit kann die Tagesganglinie nicht wesentlich verändert werden (Abbildung 5).

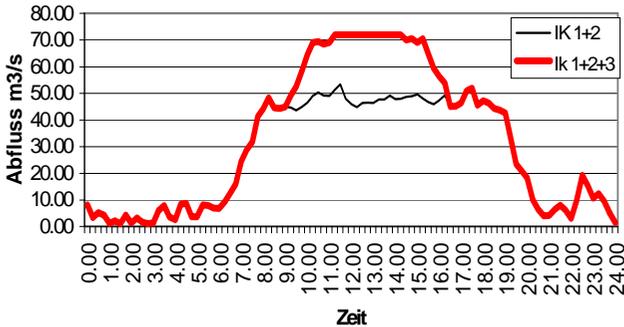


Abb. 5 Tagesganglinie der Zentralen Innertkirchen I + II sowie der Zentralen Innertkirchen I + II (reduzierte Wassermenge) + III

Obwohl die Platzverhältnisse für ein Ausgleichsbecken knapp sind, wird aus Kostengründen die Beckenvariante bevorzugt

5.3 Empfehlungen

Da die ökologischen Auswirkungen des heutigen Schwallbetriebs auf die Hasliaare noch nicht untersucht wurden, ist die Empfehlung konkreter Massnahmen sowohl für den heutigen als auch für den zukünftigen Betrieb schwierig. Grundsätzlich ist mindestens der heutige Zustand zu erhalten. Damit der Aufstieg der Seeforellen auch weiterhin gewährleistet werden kann, dürfen die heutigen Verhältnisse und Geschwindigkeitsprofile nicht wesentlich verändert werden. Durch zusätzliche Ruhezeiten innerhalb der Schwallstrecke, die bei jedem Wasserstand überflutet sind, kann auch den weniger robusten Schwimmern die Möglichkeit zum Aufsteigen gegeben werden

Um den heutigen Zustand zu gewährleisten stehen die folgenden zwei Möglichkeiten im Vordergrund:

- Betrieb Kraftwerk Innertkirchen III am Brienzsee sowie Betrieb Kraftwerke Innertkirchen I und II wie heute
oder
- Betrieb Kraftwerk Innertkirchen III mit Ausgleichsbecken und gleichzeitiger Betrieb der Kraftwerke Innertkirchen I und II mit reduzierter Wassermenge.

Sollte der heutige Zustand wirksam verbessert werden, sind die folgenden Möglichkeiten denkbar:

- Betrieb Kraftwerk Innertkirchen III am Brienzsee und betriebliche Massnahmen für die Kraftwerke Innertkirchen I und II oder
- Betrieb Kraftwerk Innertkirchen III mit Ausgleichsbecken ohne Betrieb Kraftwerke Innertkirchen I und II.

6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Mit dieser Arbeit wurden der heutige sowie der zukünftige Schwallbetrieb der KWO untersucht. Die möglichen Auswirkungen auf die Hasliaare konnten jedoch nicht abschliessend beurteilt

werden. Dazu fehlen wichtige ökologische Untersuchungen der Schwallstrecke sowie Vergleiche mit ähnlichen, jedoch unbeeinflussten Gewässern (z.B. Lütschine).

Sollte bereits der heutige Zustand wesentlich verbessert werden, wären einschneidende Betriebsvorschriften für die Kraftwerke I und II zu erlassen sowie der Bau von Innertkirchen III am Brienzler See zu prüfen.

Muss der heutige Zustand weiterhin gewährleistet werden, ist der Bau eines Ausgleichsbeckens zu prüfen. Mit einem Ausgleichsbecken wird der Schwall des neuen Kraftwerkes Innertkirchen III gedämpft. Auf Grund des beschränkten Beckenvolumens ist jedoch eine Beckenentleerung während der Nacht praktisch nicht möglich. Die Differenz Schwall - Sunk wird somit nicht verringert. Zusammen mit betrieblichen Massnahmen an den bisherigen Zentralen kann aber der heutige Zustand weitgehend erhalten werden.

Welche der Varianten weiterzuverfolgen ist, muss zuerst durch gewässerökologische Untersuchungen der Hasliaare und Vergleiche mit ähnlichen Gewässern (z.B.. Lütschine) ermittelt werden.

In beschränktem Rahmen können auch flussbauliche Massnahmen (z.B. immer wasserführende Ruhezones) zur Aufwertung der Schwallstrecke beitragen.

Literatur

- Baumann P.; Schälchli U. (2002): Trübung und Schwall im Alpenrhein. Wasser, energie, luft, 94. Jahrgang 2002 Heft 11/12 (Seiten 307-315)
- BUWAL (2003): Gewässerökologische Auswirkungen des Schwallbetriebes. Schriftenreihe Umwelt , Mitteilungen zur Fischerei Nr. 75
- EAWAG: Grundanforderungen der Schwall-/Sunkregelung. Oekostrom-Publikationsreihe Band 6
- Limnex (2001): Schwall/Sunk - Betrieb in schweizerischen Fliessgewässern. Grundlagenstudie im Auftrag des Buwal
- Schleiss A. (2001): Dimensionnement et réalisation des aménagements hydrauliques et barrages. Cycle d'études postgrade en aménagements hydrauliques, Module 3

ROT – Critical analysis, benchmarking against traditional approach and decision making tool

ROT - Analyse critique et évaluation de performance par rapport au système traditionnel, et outil de prise de décision

Sri Prakash

*Electrowatt-Ekono AG, Zurich, Switzerland
Jaypee Ventures Limited, New Delhi, India*

ABSTRACT: Most of the rehabilitation work for hydro power plants worldwide is done by adopting the traditional approach of contracting. One of the upcoming ways to implement the rehabilitation of a hydro-electric project is by using **ROT** (Rehabilitate-operate-transfer) solution. Analysis of ROT process is done to evaluate its merits and demerits. A decision making tool based on drivers affecting the rehabilitation process is introduced to facilitate the choice of the rehabilitation process to be adopted for a particular project. Emmenweid hydro-electric project in Switzerland being implemented by Electrowatt-Ekono AG under their ROT business plan is used as the case study. Financial analysis for this project is performed for the ROT process as well as for traditional processes and the corresponding NPV (Net present value) and IRR (Internal rate of return) calculated. Decision making tool developed in this study is tested for the Emmenweid project and the results of the financial analysis match with that of the tool. Conclusions and recommendations are made with respect to the ROT process implementation on hydro projects.

RÉSUMÉ: La plupart des travaux de réhabilitation pour les centrales hydrauliques sont réalisés dans le monde entier en adoptant l'approche traditionnelle d'exécution des mandats. Une autre façon de réhabiliter un projet hydro-électrique consiste en la solution ROT (Réhabiliter-exploiter-transférer). Les avantages et désavantages de la solution ROT sont définis. Un outil de prise de décision basé sur les facteurs-clés des projets de réhabilitation est développé et présenté pour faciliter le choix entre la méthode traditionnelle et la méthode ROT pour un projet particulier. Le projet de réhabilitation de la centrale hydro-électrique d'Emmenweid (Suisse) a été utilisé comme cas d'application dans la présente étude. Une analyse financière a été réalisée pour le procédé ROT aussi bien que pour l'approche traditionnelle. La NPV et l'IRR ont été calculés. L'application de l'outil de prise de décision confirme les résultats obtenus de l'analyse financière. Des conclusions et des recommandations sont faites en ce qui concerne l'exécution de projets hydro-électriques selon la méthode ROT.

1 INTRODUCTION

Rehabilitation is crucial for restoring fundamental hydro project performance where there are deficiencies in design or construction or when the project does not fulfil its required primary purpose. The ROT (Rehabilitate-operate-transfer) business was developed as a consequence of the age profile of the existing generating power plants particularly in Europe. With the majority of hydropower plants being left substantially untouched, generation equipments currently installed are between 40 and 80 years old.

The ROT business was therefore developed to identify for owners those power plants that could yield greater returns by means of investment in rehabilitation of the generation equipment. This could be done by leaving the infrastructure of the power plants virtually untouched and only

replacing ageing equipment to enhance reliability and availability. In certain cases, due to improved technology, it is also possible to enhance the installed capacity of these plants. This study is done from the point of views of an engineering consultancy company as well as an owner of a power plant.

2 TRADITIONAL APPROACH

Traditional approach to a rehabilitation project means the classical way where in the owner of a plant identifies the need for the rehabilitation of a power plant and, in order to achieve that, he awards the rehabilitation work to the prospective contractor after competitive bidding.

Depending upon the availability of in-house expertise, the owner may either do the engineering and supervision work using its available manpower or appoint an independent consultancy company as a consultant for the project. The complexity of the works involved and the nature of the rehabilitation will also be an influencing factor in the owner's decision to appoint an independent consultant for the project. The design, supply, erection and commissioning etc. of the power plant equipment, is contracted to a power plant manufacturer/ supplier under an EPC / Turnkey contract with proper performance guarantee.

In cases where the core business of the plant owner is not power production and he is also unable to arrange finance for rehabilitation, then it might be beneficial for him to opt for rehabilitation under ROT process.

3 REHABILITATE-OPERATE-TRANSFER (ROT) [Fox,2002]

The ROT template is based on the Build-Own-Operate-Transfer (BOOT) model and its derivative the Build-Operate-Transfer (BOT) model, both turnkey models.

The ROT partner, in conjunction with the plant owner, identifies the rehabilitation option that yields the highest internal rate of return (IRR) on investment and provides a positive net present value (NPV) on the free cash flows at a discount rate appropriate to, and agreed with, the owner. This identification results in a feasibility study which not only identifies the optimum rehabilitation option but also defines the investment requirements and financial and technical performance expectations of the rehabilitated power plants.

Having identified and agreed with the owner on the rehabilitation option yielding the greatest asset value, the ROT partner then implements the rehabilitation under an engineering, procurement and construction (EPC) type turnkey contract in series with a limited duration operation and maintenance (O & M) contract. The ROT partner assumes the responsibility of the operation and maintenance of the power plant for a limited period in agreement with the owner in order to prove the enhanced performance of the power plant in terms of reliability and availability defined in the feasibility study. Any variation with respect to the expected performance is dealt with by bonus and malus clauses written into the O&M contract.

Using the ROT business approach a power plant owner is allowing a partner experienced in hydropower rehabilitation to collaborate to seek the most beneficial rehabilitation option with regard to the technical aspects.

The ROT partner provides an extensive and transparent feasibility study from which the optimum project structure can be established to service the individual needs of the owner.

Depending on the size and value of the rehabilitation the ROT partner can act as project developer and /or participate by acting as the SPC (special purpose company, established for the purpose of rehabilitation purpose only to isolate owner's other assets from creditors to the project) and participating as the contractual partner for rehabilitation.

Whatever structure is developed by the owner in collaboration with the ROT partner, the project will be implemented with seamless transitions from one phase to the next with the rehabilitation and early operation and maintenance risk being taken by the ROT partner, the SPC. This type of rehabilitation approach can only be accommodated by an ROT partner with extensive experience in hydropower rehabilitation in conjunction with a financial capability for, and experience in, EPC contracting.

Fundamentally at transfer, the owner takes over a rehabilitated power plant that is performing to predefined parameters and is delivering hydropower with enhanced reliability and availability.

4 A DECISION MAKING TOOL FOR THE CHOICE OF REHABILITATION MODEL

4.1 *Need for a decision making tool*

The suitability of a particular rehabilitation model depends on several factors such as core business of owner, development of the country, the financial and technical strength of the owner etc. The challenge therefore is to know quickly and with a fair amount of certainty which rehabilitation approach will be beneficial to a particular project and with this aim a decision making tool is developed (figure 1) for facilitating the right choice of a rehabilitation model. The tool is tested for the Emmenweid power project.

4.2 *Description of the decision making tool*

The decision making tool consists of a worksheet comprising a number of *Drivers* which influence the rehabilitation process. These drivers are classified under five main groups namely Legislative Evaluation, Owner Evaluation, Risk and Financial Evaluation, Project Variability Evaluation and Tariff. Further the drivers which are more relevant in developing economies are grouped together so that they are given special attention if a project is located in a developing country.

Each driver is assigned points based on the *Rating system* included in the tool. The rating system has three subdivisions under the heading *Effects* namely positive, negative and neutral. For positive and negative effect there are three *Levels* i.e. High, Medium and Low with high assigned 3 points, medium 2 and low 1 point. Neutral effect is assigned 0 points.

Some drivers influence the project more than others, hence weights have been allocated to the critical drivers namely Civil works risk, Civil works percentage, Projection of tariff, Owners priority for project and Maturity of power market. If the civil works risk is high for a project than it would attract a weight of 3 and remaining critical drivers listed above have been assigned a weight of 2. All the non critical drivers carry a weight of 1. The weight allocation table is included in the decision making tool for the convenience of working with the tool.

The last column of the worksheet represents the sum of the product of the points with the weights assigned to the various drivers for the three rehabilitation models and the model with the highest points is the most favourable model for that particular project.

4.3 *Drivers of decision making tool*

There are 18 drivers used in the decision making tool for evaluating the suitability of a rehabilitation project by a particular model. Each driver is subdivided into two parts to separate its positive and negative effect for a particular project. A few key drivers are described below:

- i) Under 'Legislative Evaluation' there are two drivers namely *Applicability of carbon credits* and *Applicability of government subsidy*. As this study is mainly aimed at hydro-electric

projects, some of the projects could qualify for earning carbon credits depending on the local laws, installed capacity etc. Government in some countries (e.g. in Norway up to 25% of the cost) offer subsidies to the environment friendly renewable energy projects to encourage their development. This aspect if explored and applicable to a project would result in an additional source of money and make the project financially more attractive.

- ii) Owners evaluation is quite important as it would influence to a great extent the applicability of a particular rehabilitation model. Under this heading fall such drivers as *Hydropower core business of owner, Feasibility study, O&M scope, Owners engineering staff, Owners financial strength and Owners priority for the project*. If hydropower production is the core business of the owner then it is likely that he would prefer to have full control over the decision making process as well as the management of the project as he well understands this business and might not wish to let out the O&M services. Whereas for an owner whose core business is other than hydropower, it could be interesting to let out the O&M services as foreseen in ROT process.

Owner's sound financial strength will influence the financing of the project else the set up of a model which could contribute to an attractive financing of the project would be suitable to owner.

It is very important to know the owner's priority for the project as this would reflect his eagerness and urgency to act, which in turn will affect the marketing/development costs required and the time frame of the rehabilitation model chosen and its suitability.

- iii) Under 'Risk and Financial Evaluation' fall drivers such as *Financing and currency risk, Political risk, Inflation etc, Local laws impact and Maturity of power market*. All these drivers are more relevant in developing economies and special care is required to know the maturity of power market in the country where the project is located as in many countries the tariff for consumers is politically decided and often subsidised. Under such circumstances ROT concept would be hard to apply unless supported by special provisions (owner, government and others). Also raising finance for such a project could be difficult.
- iv) Project variability evaluation comprises four drivers namely *Remaining concession period, Scope for uprating, Civil works percentage and Civil works / geological risks*. The remaining length of the concession period is important for a rehabilitation project from the financing point of view. Also it includes the risk related to the renewal of the concession after its expiry especially if the length of the remaining concession is less than the repayment duration of the loans.

If the civil works percentage and the geological risks are relatively high than it increases the chances for the project to be unfavourable for ROT process as it would be quite expensive at the pre-feasibility / feasibility stage to evaluate justifiably the cost involved in these works and hence could lead to higher risks and financial loading.

- v) The projection of the tariff is an important driver in a deregulated and semi-regulated market in all types of economies and needs to be studied carefully. It is quite difficult to forecast the tariff for future 15-25 years as it depends on a number of factors which are market and economy driven. If the forecast is negative or unclear then it is advisable that any investment decision is justified by long term realistic repayment calculation with sensitivity analysis involving major variable factors. For a project with a long term guaranteed PPA from a reliable/credible utility, this aspect will have less impact.

4.4 Rehabilitation models used in the tool

There are three rehabilitation models used in the tool namely ROT process, traditional process with engineering services by owner and traditional process with engineering services by a consultant appointed by the owner. These three models are used to cover broadly the ways a project is normally executed. The application of the decision making tool to the three models would provide the stakeholder with the right choice of a particular model for a particular project under consideration, depending upon the sum of points earned by various drivers included in the tool.

4.5 Case study – Emmenweid Power Project

After the points and weights are allotted to all the drivers in the decision making tool (refer figure-1) for the three types of rehabilitation models, the last column automatically gives the total points earned by each rehabilitation model. In the case of Emmenweid project the model corresponding to traditional process alternative-2 (i.e. traditional process with engineering services by an engineering consultant) gets the maximum points and hence is the most favoured model for the rehabilitation of this project. This result will be compared with the result of the comparative financial analysis performed for the same project in the section 5.

For Emmenweid project the model favours traditional process with engineering services by a consultant mainly because of the following drivers which had negative effect on ROT process:

- i) The owner of Emmenweid project has technically competent staff to handle the O&M services. Also power production is their core business and hence the O&M services were not included in the scope of ROT, thereby taking one of the main advantages out of it.
- ii) Future projection for tariff in Switzerland ^[Filipini et.al, 2001] suggests that fewer companies investing in rehabilitation on power stations of size 1-10 MW will be able to recover the investment and this led to a higher negative impact for ROT due to its higher cost profile.

5 COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN ROT AND TRADITIONAL APPROACH, CASE STUDY – EMMENWEID POWER PROJECT

5.1 Project Description

Emmenweid Hydro-electric project in Switzerland, which is being rehabilitated by Electrowatt-Ekono AG under ROT template is used as a case study. The financial analysis of this project is done for the ROT process as well as for the traditional approach and a comparison of the results is made to select the financially beneficial approach for rehabilitation. The ROT process with O&M services is compared with two variants of the traditional approach. The ROT without O&M services is also analysed to have a broader picture during the comparative analysis.

Emmenweid hydropower plant is a run of the river power plant constructed in 1933 on the grounds of Swiss Steel AG and since then was overhauled several times. Characteristic data of the plant are summarised below:

Maximum turbine flow = $11.3 \text{ m}^3/\text{s}$, Height of fall (gross) = 10.2 m, Height of fall (net) = 8.7 m, Power (turbine) = 0.941 MW, Power (generator) = 0.900 MW.

The average energy production between 1976 and 1996 was 4.8 GWh/a, which corresponds to a mean annual capacity of 548 kW. The average annual percentage of time that the generating equipment was available for power production was $7000\text{h}/8760\text{h} \times 100 = 80\%$. Thus, the average energy production per operating hour comes to 685 kW/h.

On average, outages caused by lack of water made up 58.1% of the total downtime during the period 1990-2000, which resulted in a time loss for energy production of 11.7 %. Outages caused by failure of technical components made up about 41.9% of the total outage time with the consequence of 8.45% loss in energy production.

5.2 *ROT (Rehabilitate-operate-transfer) process*

Four alternatives for rehabilitation were considered during feasibility study under ROT process. The financial analysis of the different variants required a datum to provide the base case for a comparison of these variants. The datum for this assessment was the case of *No project*, i.e. the power plant with no rehabilitation and a continuation of the present operating regime into the future. The power plant was analysed to the expiry of the concession in 2023 and compared with the other variants over the same period.

The variants I to III for rehabilitation involved partial rehabilitation of the plant initially and after 10 years another investment was foreseen to replace the critical components. Variant IV involved complete replacement of the old plant by a new compact plant without any additional investment till the end of the concession period. The benefits of any new investment required for each variant was assessed on the basis of the incremental benefits induced by that investment over and above that of the datum. The incremental benefit was analysed by discounting the operational and investment cash flows and calculating the net present value (NPV) of the unlevered project cash flow. The internal rate of return (IRR) was also calculated to fully assess the benefit of the investment.

The summary of the results from the financial analysis of the variants during feasibility study are given in table 1.

Debt/Equity ratio 1.5, discounting rate-7%, repayment period-10 years, grace period-0.5 years, income tax-25%, tariff-0.065 CHF/KWh.

Table 1. Results of financial analysis of variants

Rehabilitation Variants	IRR (%)	NPV (CHF)
Variant IV (ROT)	7.80	+ 96,000
Variant III	6.67	- 43,000
Variant I	6.40	- 63,000
Variant II	6.22	- 93,000

At the feasibility stage, Variant IV is the rehabilitation option that yields a positive NPV and delivers the highest return on investment.

5.3 *Financial analysis of the identified variant IV (ROT)*

During the feasibility study, having identified variant IV as deriving the greatest incremental benefit on investment, a detailed financial analysis under ROT process and using an applicable rate of interest of 4.87% was carried out for this variant with the total investment involved as Sfr 1,655,000 which includes expenses to be incurred on corrosion protection etc. For this analysis, a realistic and viable tariff of 0.065 CHF (0.0406 Euro at 1 Euro=1.6 CHF)/KWh is used.

The financial model uses tariff and rate of interest as variables to produce a financial profile of the power plant, including Cashflow and Income Statements and a Balance Sheet, up to the end

of the concession in 2023. The analysis assumes that the loan repayment is completed in 10 years with equal yearly payments. Results are shown in table 2.

5.4 Rehabilitation using traditional approach

After the financial analysis of the Emmenweid hydro-electric project for Variant IV using ROT process of rehabilitation, the same Variant IV of project is used for the financial analysis under traditional processes and the comparison of the results is made to highlight the financially most beneficial approach.

In the traditional approach, two alternatives as described below are considered to cover the options available with the owner and also to give flexibility to the approach.

In the two traditional approach alternatives the EPC price for the compact group equipment, its erection and corrosion sub-contract works has been kept identical to that of the ROT process as these works will in any case be done by an EPC contractor who eventually would be the supplier of the equipments. In case of ROT process, since the ROT operator is managing all the activities of the selection of the equipment supplier, erection contractor and execution of all the works etc *there will be an add-on profit for the ROT operator included in his EPC price, which should normally make the EPC contract price cheaper in case of Traditional Approach.* But in the comparative analysis this aspect has not been considered as it can be argued that the ROT operator with his experience in contract negotiations could get his profits included by the suppliers of the plant and equipment.

In order to strike parity in financial evaluation and to make it unbiased/ mutually comparable and unique, few assumptions were made and accordingly financial loading was done for these assumptions in the alternatives as listed below.

Assumptions for alternative 1- Traditional process

- a) It is assumed that the engineering services shall be provided by the owner's staff and, in addition, the owner may use the services of free lance consultants. The cost of these services has been taken as 7% of the basic EPC price and added to the total cost.
- b) As the project is conceived and managed by the owner himself, it is assumed that this setup would have a higher risk of time and cost over run than the ROT process and hence a risk premium equal to 5% of the EPC price is loaded to this alternative.
- c) O & M contract after the rehabilitation of the project is awarded for one year to the equipment supplier (part of EPC contract) and there is no consultant involved in the project for highly professional monitoring of the execution of rehabilitation. This means there is a greater risk of O & M problems after the rehabilitation and hence a loading of 5% of the EPC price is included to cater to this cause.

Assumptions for alternative 2- Traditional process

- a) It is assumed that engineering services shall be provided by the consultancy organisation and the cost of these services has been taken as 10% of the basic EPC price and added to it.
- b) The project has been conceived by the owner with the help of a consultant, still it is assumed that this setup would be less competent than the ROT process and hence a risk premium equal to 3% of the EPC price is loaded to this alternative.
- c) Due to the presence of an engineering consultant from the beginning, it is assumed that the project would be executed under the guidance of the technical staff of consultant and the existing staff involved in the O & M of the plant would be trained adequately to manage the

O & M work right after the rehabilitation of the project. This means there is still risk of O & M problems like commissioning, trial run etc. after rehabilitation, in comparison to ROT process and hence a loading of 3% of EPC price included to cover this.

5.5 Comparison of results between ROT and traditional processes

The results of the comparative financial analysis between ROT (with and without O&M services) and traditional processes is given in table 2:

Table 2. Summary of the results of the comparative analysis of rehabilitation processes

Rehabilitation Process	Total Investment (SFr)	Net Present Value (SFr)	IRR
ROT with 5yrs. O&M	1,655,000	783,140	13.47 %
ROT without O&M	1,655,000	898,170	15.55%
Traditional -Alternative 1	1,621,620	891,020	15.33 %
Traditional -Alternative 2	1,607,760	937,620	16.4 %

5.6 Sensitivity analysis

Sensitivity analysis involves modelling the impact of changes on the cost values assigned to various components under the ROT process (with 5 yrs. O&M) and to see how the changes effect the project's overall financial competitiveness. A variation of -20% and +20% is made to the values assigned to basic EPC cost, Engineering services and O&M costs and the corresponding NPV and IRR are calculated for the project using the same financial model. The results of the sensitivity analysis are shown in table 3.

Table 3. Sensitivity of main components of the project-ROT with 5yrs O&M

(000, SFr)	Basic EPC	NPV	IRR (%)	Engg. Services	NPV	IRR (%)	O&M (5 yrs)	NPV	IRR (%)
ROT with O&M	1386.0	783.14	13.5	269.0	783.14	13.5	675.5	783.1	13.5
-20%	1108.8	1018.67	18.5	215.2	829.64	14.3	540.4	876.3	15.1
+20%	1663.2	548.47	10.0	322.8	738.32	12.7	810.6	698.8	12.0

It can be noted from the results in table 3 that for ROT (with O&M) except for the case when the basic EPC cost is reduced by 20% for which the NPV and IRR values are higher than alternative-2 of the traditional process (NPV = SFr 1018670, IRR = 18.48%), for all other cases the NPV and IRR for the ROT (with O&M) process are still lower than that for the alternative 2 of traditional analysis (NPV = SFr 937620, IRR = 16.4%)

5.7 Conclusion

From the results of the comparative financial analysis it is evident that even after loading alternatives 1 & 2 of traditional approach for additional risks, the NPV and IRR for traditional approach alternative-2 (owner with a consultant) works out to be highest and hence is most favourable among the three options considered, from the clients point of view. The results of the sensitivity analysis further consolidates the conclusion as even with the variation of 20% on the Engineering services costs and O&M costs still the NPV and IRR of the alternative-2 of

traditional approach works out to be higher than that of the ROT. Also the results of the comparative financial analysis match with that of the Decision making tool in section 4.

6 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

6.1 Conclusions

The following conclusions are drawn after the study of the ROT and traditional processes with respect to the rehabilitation of hydroelectric projects.

Financial Aspect

- i) On performing a comparative financial analysis between the ROT process and the traditional approaches for Emmenweid HEP it is found that NPV and IRR for the ROT process with O&M services is lowest (for a tariff of SFr 0.065 /kwh) and that for the traditional approach alternative-2 i.e. with an engineering consultant is highest, indicating that the ROT process despite earning an IRR of 13.47%, does not yield the most economical solution for this project. The main reason for ROT becoming less competitive could be attributed to its high overall cost profile which can not be justified in this case as power production is core business of owner.
- ii) In the case of medium to large sized projects where the amount/scope of civil works rehabilitation involved may be substantial, the total money involved and the corresponding risk factor could make it firstly more expensive as compared to the traditional approach (due to the high cost profile of the ROT process) and secondly too big a financial exposure for an engineering consultancy company undertaking ROT.

O&M Services

- i) The concept of 3-5 years of O&M contract tied up with the ROT process has limited merits for the client with power production as core business compared to the costs involved with it and hence it would be hard to sell this idea to the prospective clients especially those whose core business is power generation. For owners whose core business is not power production, O&M contract acts as additional safeguard and proof of quality leading to smooth operation of plant after rehabilitation.
- ii) The ROT process without O&M services contract loses one of its main features (O-operate) and is similar to a mutually negotiated EPC contract in a non-competitive environment conforming closely to FIDIC's EPC / Turnkey contract.

Competition

- i) Power plant manufacturing companies and suppliers such as VA Tech, Alstom Power, GE Power, Voith Siemens etc. who have a long list of successfully rehabilitated projects and also substantial influence and access to a pool of competitive financing to finance rehabilitation projects enjoy a natural edge over an engineering consultancy company (ROT operator) competing in this area of business. Most of the turnkey rehabilitation of power projects world wide are being executed essentially by such companies.
- ii) Due to the non-competitive nature of the ROT process it could be difficult to promote this concept for the projects owned by government agencies where often competitive bidding is a prerequisite for awarding any major work.

Market Scenario [Filipini et.al, 2001]

- i) With the ongoing deregulation of the European electricity market, and as a consequence of the present overcapacity in general, the future electricity prices are likely to remain quite uncertain discouraging any new investment in power projects especially for rehabilitation of smaller projects (1-10 MW) due to higher risks of losses (< 20% chances of recovery of investment) unless the projects have government subsidies or financial support for developing renewable energy. In order to continue international power trading, Switzerland shall have to deregulate its own market in stages until 2007 and then the power prices here too would most likely go down to match the prices of EU. Under such an environment it would be quite difficult for the power plant owners, particularly in Switzerland, to select justifiably one particular type of a rehabilitation model.

Conditions Favourable for ROT

- i) The ROT process could be suitable / applicable in cases where the client's core business is not power generation, as in that case owner might prefer not to get into the complexities of the implementation of the project and O&M afterwards. But in such a case it could be difficult to convince the client to put in a fair percentage of equity as his preference for investing his capital could be into his core business area which might yield higher return. If the ROT operator is able to prove to the owner that the return on investment on the project would be higher than his expectations then this could make a strong case for the ROT operator.
- ii) In case an exceptionally good idea / technical solution is proposed by the ROT partner resulting in substantial financial gains to the Owner then it could be easier to win such a project. The problem here could be to come up with an exceptionally good idea at the initial stages of the project.

6.2 Recommendations

Finally the following recommendations are proposed for future projects of rehabilitation:

Decision Making Tool

- i) During the feasibility stage only the *Decision Making Tool* (figure-1) should be used to select the correct model / process of rehabilitation. This will provide clarity of purpose in the initial stages of project.

Focus on Core Business

- i) Engineering consultancy companies shall focus on their own core business and offer the engineering services for the rehabilitation of the projects to the prospective client right from identification to the implementation of the project. This could also result in an overall cheaper solution to the client.

Joint venture

- i) It is recommended for a consultancy company to enter into an agreement with the leading manufacturers of power plant equipment to bid for the rehabilitation projects. Apart from the general engineering services, identification and feasibility of the prospective projects could be done by the consultancy company and this would be a big advantage for the plant manufacturer and lead to a win-win situation for the plant manufacturer as well as the engineering consultancy company.

ROOT (Rehabilitate-Operate-Own-Transfer)

- i) The ROT concept could be more successful if adopted as a ROOT (Rehabilitate-operate-own-operate) for owners whose core business is not power generation. In cases where feasible, it could be advantageous to buy the assets of the project or lease the project from the owner for the entire remaining concession period and then rehabilitate and run it and sell power to the utility or owner thereby relieving the owner of all the risks and operation and maintenance problems.

REFERENCES

- Filippini, M. et.al. 2001. Perspective for Swiss Hydropower Projects. *Study conducted by CPEE, ETH Zurich.*
- Fox, M. 2002. The ROT solution for hydro power plant rehabilitation. *Hydropower & Dams Issue Two:46-50.*

Flood protection in the Surb River: hazard map and measures

Protection contre les crues dans le bassin de la Surb : carte de danger et mesures

Jacques Sagna

Colenco Power Engineering Ltd, Täferstrasse 26, 5405 Baden

ABSTRACT: The Surb River is located in the north of Switzerland, in Argovia (75%) and Zurich (25%) Cantons. It flows through villages and reaches the Aare River, a tributary of the Rhine River, at Döttingen. Its watershed comprises 67 km² at Döttingen. Severe floods with big damages in several localities occurred during the last decades. The paper's purpose is to advice measures in accordance with the recommendations of the Swiss Federal Office for Water and Geology to alleviate such type of damages and provide hazard map for land use management. First a hydrologic model is used to determine the hydrologic characteristics of the watershed and at the same time the design discharges for main locations. Furthermore a hydraulic computation is performed to localise weak points of the water course by using the well known Hec-Ras model. Various and realistic scenarios are defined as inputs to compute flood intensities. These intensities coupled with probability occurrence of a given scenario give the danger potential in any area. The final hazard map is obtained by superposing all scenarios. Finally measures in accordance with differentiation of protection need are advised. Residual risk induced by dam failure upstream a village is performed finally by using a simple one dimensional model.

RESUME: La Surb est un cours d'eau du nord de la Suisse qui s'écoule dans les Cantons d'Argovie (75%) et de Zürich (25%). C'est un des affluents de l'Aare, elle-même affluent du Rhin. Elle traverse plusieurs villages avant de se déverser dans l'Aare à Döttingen. La superficie du bassin versant est de 67 km². Durant les dernières années des crues ont créé des dommages considérables dans les localités traversées. La présente étude a pour objectif d'élaborer la carte de dangers liés aux crues, outil indispensable à la mise sur pied d'un plan d'aménagement. L'élaboration de cette carte de dangers se base sur les recommandations de l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie. Une étude hydrologique pour l'estimation de crues de différentes périodes de retour est suivie d'un calcul hydraulique permettant de détecter les insuffisances de capacité hydraulique. Des scénarios plausibles sont par la suite définis et les intensités de crues correspondantes évaluées. Les intensités couplées aux probabilités d'occurrence permettent d'établir la carte de dangers relative à chaque scénario. La carte de dangers finale est obtenue en superposant les cartes obtenues pour tous les scénarios. Des mesures basées sur la différenciation de protection sont recommandées. Enfin le risque résiduel induit par la rupture d'une digue située à l'amont d'une localité a été succinctement évalué en utilisant un modèle hydraulique unidimensionnel.

1 INTRODUCTION

1.1 *Generalities and methods*

The Surb River is located in the north of Switzerland, more exactly in Argovia (75%) and Zurich (25%) Cantons. It flows through the villages Niederweningen, Lengnau, and Eendingen and reaches the Aare River, a tributary of the Rhine River, at Döttingen. Its watershed comprises 67 km² at Döttingen. The average elevation of the watershed is around 500 m a.s.l. The river length

from its source to Döttingen is about 18.5 km, 4.5 km of which were canalised in 1947. Figure 1 shows the river course, its watershed and the existing gauging stations.

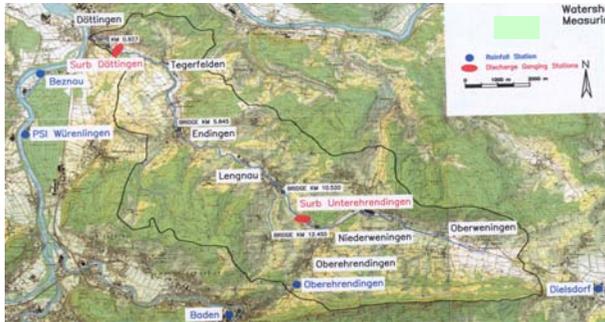


Figure 1. Watershed of the Surb River and measuring stations

The localities on the watershed of the Surb were subjected to severe flood events during the last decades. To prevent damages due to floods, the department of constructions of Canton Argovia has performed several project studies in collaboration with engineering companies. The main measures undertaken concern the heightening of bridge decks, the widening of river profiles, the stabilisation of river bed and embankments. Others measures such as implementation of two or three retention basins within the river course or on a tributary failed because of the high cost involved.

Despite all previous studies, the flood protection topic remains a real problem in the Surb watershed. This study will take into account all the already executed protection measures.

To cope with the existing danger, the hydrology of the river is first investigated to bring out the design discharges at main locations. The river capacity computation will then determine the weak points of the river course. The definition of scenarios will follow before the intensities computation. The use of the intensity-probability diagram will allow the determination of hazard maps which represent the danger potential. Measures following the recommendations of the Federal Office for Water and Geology are advised after an optimisation phase taking into account many aspects. The combined hazard map with measures is finally deduced as base for land use management.

1.2 Investigations and data base

Prior to any calculations, investigations were made to gather information which helps for better understanding of flood events in the Surb watershed and also to constitute data base for hydrologic and hydraulic computations.

The main data provided by the department of constructions of Argovia concerned the rainfall intensity-duration-frequency for the stations Zurich Kloten, Dielsdorf, Baden, Beznau and PSI Würenlingen and also the hydrometric data collected from the river gauging stations at Unterehrendingen and Döttingen.

2 HYDROLOGY

The hydrologic behaviour of the watershed is investigated by using the Hec-Hms program, a rainfall-runoff model developed at the Hydrologic Engineering Center (HEC) of the US Army Corps of Engineers. The Hec-Hms program was used owing to its capability to characterize sub-watershed independently. It allows, through a graphical user interface, to build a watershed model and to set up the precipitation and control variables for simulation.

2.1 Model calibration

The model calibration was made by using the April 1992 event owing to existence of measurements at both discharge gauging stations (Unterehrendingen and Döttingen) and also to the shape of the hydrograph quite close to major floods occurred in this area.

The stations within or near the watershed were used and the assignment of reasonable weights was performed according to their influence on different parts of the watershed. Another type of input concerns the discharge from the two existing gauging stations and will be used for comparison between observed and computed discharges. The model uses as production function the SCS Curve number infiltration/loss parameterisation to compute excess rainfall, the Clark hydrograph method as transfer function and the exponential recession as base flow function. The last one serves only for the adjustment between observed and computed discharges since in case of flood the base flow contribution is quite low.

The parameters were set according to soil cover, land use and slope of sub-watersheds.

The simulation was performed from 01 April at 0 hours to 06 April 1992 at 24 hours with a time step of 30 minutes.

Figure 2 shows the results of simulation at the two existing gauging stations.

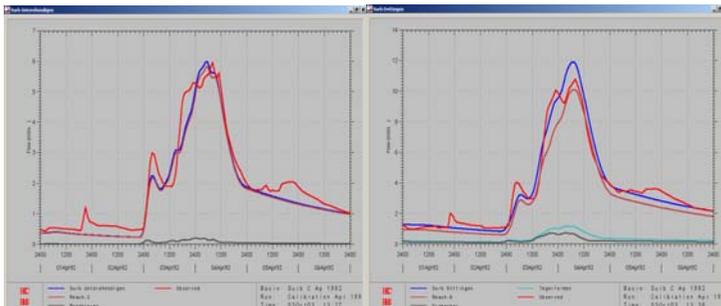


Figure 2. Calibration results at the discharge gauging stations of Unterehrendingen (left) and Döttingen (right)

One can see the good fitting between the observed (red) and the computed (blue) hydrographs.

2.2 Model validation

As a standard rule in hydrologic modelling system, the calibrated model has to be validated using other events. In this study, two events have been used for verification. The first one is the February 1990 event and the second one, the well known May 1994 event which induced big damages in this area.

The quality of results obtained during the verification phase allows extending the use of the model to derive the design discharges which are the goal of the hydrologic study.

2.3 Design discharges

The design discharges were obtained by using the calibrated and validated model. As input, the rainfall corresponding to return period of 300, 100, 50, 30, 2.33 years were selected from various stations within or near the watershed to provide the design discharges needed to perform hazard maps computation.

Since heavy rain storms often occur within longer wet periods, for all simulation a base rain of some minor magnitude was inserted at the beginning and the end of the event.

Other methods such as rational method and empirical formula were used to give a range of design discharge at every location. Finally, a synthesis combining all the results was established in order to define reliable discharge values (Table 1).

Table 1. Final computed discharges

HQ _x m ³ /s	Stations					
	Entrance Lengnau			Endingen		
	Lower value	Reliable value	Upper value	Lower value	Reliable value	Upper value
HQ ₁₀	13	15	21	18	20	38
HQ ₃₀	19	25	27	27	32	45
HQ ₅₀	21	30	41	29	38	50
HQ ₁₀₀	26	48	60	35	60	71
HQ ₃₀₀	35	62	70	45	79	85
EHQ	42	71	90	58.5	87	106

3 RIVER CAPACITY COMPUTATION

In this chapter the weak points analysis, which is the basis for both the elaboration of the hazard map and the flood protection measures, is presented. The well known 1 D stationary hydraulic model Hec-Ras is used. Hec-Ras allows the computation of water levels and velocities for steady gradually varied flow by using the energy loss equation and the momentum equation.

The measured river profiles from Unterehrendingen at km 12,600 to Döttingen at km 0,380 were used to build the model geometry.

There two discharge measuring stations produced few discharge measurements exclusively performed during low flow. Therefore, the calibration of key values was based on results of previous studies such as Colenco project in Endingen. The roughness parameters were chosen on the basis of photos and by the use of both well known water levels and standard tables. The river bed roughness ranges from 25 to 33 m^{1/3}/s and from 6 to 80 m^{1/3}/s for the embankments (Rip-rap for embankment protection, concrete wall on the vicinity of bridges).

The regime flow is subcritical so that only the downstream boundary condition is important for computation. The critical depth option at Km 0,380 was chosen due to the presence of a drop structure which induces the passage from subcritical to supercritical regime and which is not influenced hydraulically by the water level in the Aare River; therefore the boundary condition taken is reasonable.

It came out from this computation that the river capacity is bigger at Endingen than at Lengnau. The lowest capacity in Lengnau is around 13 m³/s which corresponds to the lower value of 10 years return period. In Endingen the value is about 22 m³/s corresponding also to the 10 years return period.

It has to be noted that this weak point location fits well with the observed flooded map showing the areas flooded during last flood events.

The weak points analysis has shown very clearly that the capacities in the Surb are the lowest in Lengnau despite the executed measures. The villages downstream have greater capacity.

4 HAZARD MAP IN ACTUAL SITUATION

4.1 Protection objectives

The objects with higher cost value should be more protected than the ones with lower cost value. This sentence can summarize the goal of protection objectives. Where human life or high material damage may be at stake, the protection rating is set higher than it in areas used for farming or forestry. This is the basis of the protection objective matrix performed by the Swiss Federal Office of Water and Geology (FOWG). In this study three categories of protected areas are defined: the villages such as Lengnau, Endingen Tegerfelden and industrial areas, the single buildings and the nature landscape.

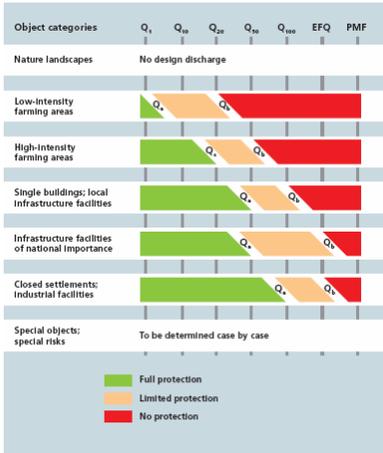


Figure 3. Protection objective matrix proposed by the Swiss Federal Office of Water and Geology

4.2 Scenarios

This study follows previous projects performed in the Surb watershed so that the measures already applied are taken into account. Therefore the probability for river bed and bank erosion scenario is quite low, only the scenarios related to inundation are investigated since it has been proved that no debris flow scenarios occurred in the area. Four scenarios are investigated as indicated in the figure 4 related to graduation of the danger.

The first scenario has a high probability of occurrence and corresponds to the low value of 30 years return period flood. This scenario corresponds to a flood discharge of $19 \text{ m}^3/\text{s}$ at Lengnau.

The scenario 2, with a medium probability, corresponds to the lower value of the 100 years return period flood.

The scenario 3, with a medium probability, corresponds to the higher value of 100 years return period.

The scenario 4, with low probability corresponds to the higher value of the 300 years return period flood.

The last scenario, for the residual risk evaluation corresponds to the extreme flood value EHQ.

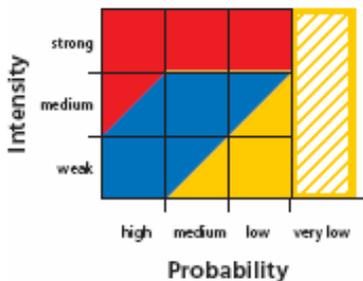


Figure 4. Intensity-probability diagram due to hazard induced by flood

4.3 Intensities computation

The determination of flooded areas was performed by combining the results obtained with the hydrological model Hec-Hms and the hydraulic model Hec-Ras. The first one gives the inflow hydrographs at one location while the second one gives the river capacity at the downstream river reach.

The over bank flow volume resulting in the lack of capacity of the profile is provided by difference between the capacity and the inflow hydrograph (given by Hec-Hms) at the same location.

This volume fills or flows in the area right or left side depending to the bank elevation on both sides and the topography. A map with 1:5000 and the observations during field trips served for the determination of possible flow or retention effect and the volume which can be store in flooded areas.

Once the flooded area identified the intensity is computed by using the product of the velocity and the height in case of flow and only the height in case of storage. The intensity is high when the product velocity time the height (respectively the height) is bigger than $2 \text{ m}^2/\text{s}$ (respectively 2 m). It is medium when this value comprises between 0.5 and $2 \text{ m}^2/\text{s}$ (respectively 0.5 and 2 m). The low intensity is obtained for values less than $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$ (respectively 0.5 m).

4.4 Hazard map in actual situation

The actual hazard map was performed by following the steps described below.

For a scenario (high, medium or low probability) the intensity map obtained following the procedure already explained gives the respective hazard map by using the colour in figure 4 to set a corresponding colour.

The red colour corresponds to a substantial danger. In this type of area basically no structures or facilities may be built that serve for shelter of human being or animal.

In the blue area corresponding to medium danger potential, structures are allowed under certain conditions. People are endangered outside the buildings and less into.

In the yellow area corresponding to low danger potential, the landowners are made aware of an existing danger. The danger related to people and buildings is quite low.

The final hazard map is the superposition of the hazard maps of the four scenarios.

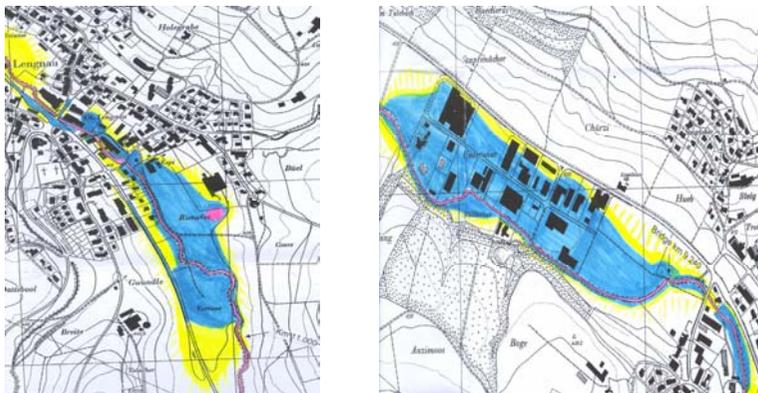


Figure 5. Hazard map 2 examples at Lengnau (left) and in an industrial area (right)

4.5 Damage potential estimation

The damage potential is evaluated in 3 zones in the hazard map (red, blue and yellow). The specific price related to an area is given by the document Risk assessment of the Federal Office for Water and Geology (2). The damage potential in a zone is obtained by multiplying the

specific price given and the effective flooded area. This procedure is applied to the villages through which the Surb river flows. Finally the total damage potential is the sum of the damage potentials in different areas. The total damage potential price evaluated is 76 Millions CHF in which 76 % concern the village of Lengnau, 15 % the village of Endingen. These results are in concordance with the hydraulic computations showing the big lack of capacity in Lengnau compared to other locations.

5 OPTIMISATION OF MEASURES

In regards of last chapter one can denote the lack of hydraulic capacity in the Surb River mainly in Lengnau. The requirements of the Federal Office for Water and Geology (FOWG) are not fulfilled. Therefore measures should be undertaken to be in accordance with the law about flood protection.

The measures are taken following the protection objective matrix proposed by FOWG. For instance locations such as villages or industrial areas are protected against the HQ_{100} while isolated habitations are protected against HQ_{50} . An area with agricultural land can be flooded by HQ_{50} . The main measures are the implementation of retention basins, the widening of river profiles and heightening of bridges.

5.1 Retention basin (RB) at Unterehrendingen

The proposed retention basin is located in Ried in the community of Unterehrendingen. The requirements were to store the maximum of water into the retention basin without flooding the road alongside and by the same time to minimise the discharge released so that the capacity downstream fulfils the required capacity to be in accordance with the land occupation and the proposed objective measures given by the protection objective matrix.

To achieve this goal, the Hec-Hms model already calibrated and validated was used by considering the retention basin dam as the outlet of sub-watersheds Oberweningen, Schneisingen and Niederweningen. The rainfall stations Dielsdorf, Otelfingen and Baden were used.

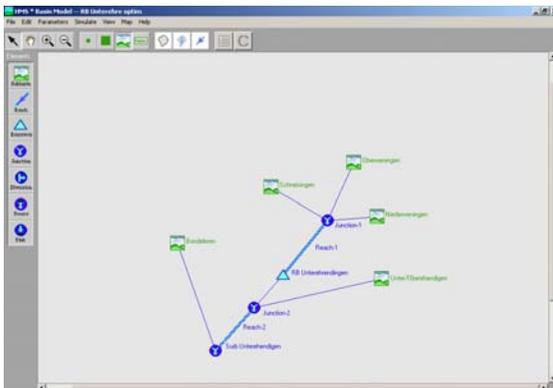
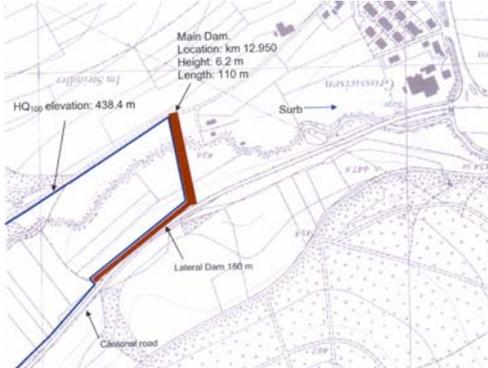


Figure 6. Use of Hec-Hms to optimise the retention basin at Unterehrendingen

As input, the routing of the hydrograph need the volume elevation curve of the reservoir and the outflow elevation relationship which can be determined by choosing dimensions of the outlet structures.

To optimise this retention basin, various concentration times were applied using a uniform design rainfall as during the derivation of design discharges.



The spillway with an 8.8 m width is dimensioned to carry 23 m³/s without flooding the road. The bottom outlet with a length and a width of 2.2 m releases a discharge of 28 m³/s with the HQ₁₀₀ at this location.

Table 2. Retention basin Unterehrendingen characteristics

Dam crest elevation (m)	440
Area flooded by HQ100 (ha)	8.3
HQ100 storage elevation (m)	438.4
Spillway elevation (m)	439
Spillway capacity (m ³ /s)	23
Bottom outlet elevation (m)	433.8
Bottom outlet capacity (m ³ /s)	27.7

5.2 Retention basin at Lengnau and optimisation

Once the retention basin upstream implemented, a second one at Lengnau is inserted in the Hec-Hms model. The goal was to store the maximum volume in the reservoir while not flooding the downstream valley which capacity is around 20 m³/s. The area to protect downstream concerns the village so that the criterion applied is the 100 years return period with full protection.

The optimisation concerns following alternatives:

- Alternative 0 - The actual situation without any measures.
- Alternative 1 - Only the retention basin at Unterehrendingen is built, there is no retention basin at Lengnau.
- Alternative 2 - Two retention basins, one at Unterehrendingen and another one at Lengnau with new road.
- Alternative 3 - Two retention basins, one at Unterehrendingen and another one at Lengnau without excavation.
- Alternative 4 - Two retention basins, one at Unterehrendingen and another one at Lengnau with excavation.

Table 3. Optimisation criteria

Alternative	Protection efficiency	Effect in agricultural lands	Environmental aspects	Cost
0	---	---	+	+++
1	--	--	-	+
2	++	-	--	---
3	++	++	-	-
4	++	--	--	--

The more the mark minus (-) is assigned, the more the effect is bad while the mark plus means a good effect.

From the point of view of flood protection efficiency alternatives 2, 3 and 4 have the same value because there is no big difference on the discharge released downstream.

When thinking about effects on agricultural lands, the alternative 3 seems to be the best owing to the low inundated area compared to others alternatives.

The environmental aspects give fewer points to alternative 4 because of the area needed to store the 100 years flood and the effect of excavation on the crops growing there before.

The cost involved is lower for alternative 0 which corresponds to the actual situation; this cost is only related to the construction cost and doesn't take into account the cost due to flooding in such a situation. The alternative 2 costs more than the others owing to the cost related to the building of a new road.

It comes out from this comparison that alternative 3 is the best when taking into account all the economic, agricultural and environmental aspects.



Figure 8. Retention basin at Lengnau layout

The optimized retention basin parameters are given in the Table 4.

Table 4. Retention basin Lengnau characteristics

Dam crest elevation (m)	424
Area flooded by HQ100 (ha)	4.6
HQ100 storage elevation (m)	422.83
Spillway elevation (m)	423.3
Spillway capacity (m ³ /s)	38
Bottom outlet elevation (m)	417
Bottom outlet capacity (m ³ /s)	31

5.3 Measures downstream retention basins

The measures downstream the retention basins should meet the requirements suggested by the protection objective matrix. Downstream the retention basin at Lengnau, Endingen, Tegerfelden and Döttingen the river capacity should be able to route the 100 years discharge from the RB without flooding the village.

The main measures advised concern the enlargement of river bed especially at Unterehrendingen, the heightening of bank levee at Lengnau.

5.4 Measures cost estimation

The related prices concern the application of the optimised measures (retention basins at Unterehrendingen and Lengnau and the measures going with). It has to be mentioned that these prices should be considered with a precision of $\pm 25\%$.

The measures advised induce a cost of about 6 Millions CHF which is less than 10 time the cost induced by the damages, estimated at about 76 Millions CHF. To get a real efficiency, the measures were also taken in regards to environmental aspects.

6 HAZARD MAP WITH OPTIMISED MEASURES

The optimised measures discussed, the hazard map going with is studied in this chapter. The hazard map with measures advised previously shows reduction of the danger potential in a great amount. The village of Lengnau which is actually, the less protected gains a very high degree of protection with these measures and with reasonable cost.

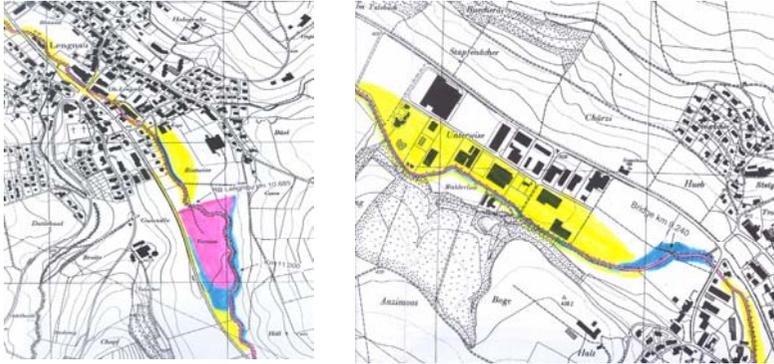


Figure 9. Hazard map at Lengnau (left) and the industrial area (right) after optimised measures

7 RESIDUAL RISK INDUCED BY DAM FAILURE

Among flood protection measures, the retention basin just upstream the village of Lengnau was of great importance by the mean of its location and impacts induced in the vicinity (cantonal road, village downstream). Even if the construction of such retention basin follows the recommendations for good dam stability, an eventual dam failure can although occur. The low probability of this scenario makes it a residual risk.

The hazard induced by an eventual dam failure is studied by using a method based on simplified one dimensional dam breach analysis. This method developed by "CTGREF" (Centre Technique de Génie Rural et de la Forêt) gives a rough estimation on the hazard downstream a dam in case of failure. The parameters used to compute the hydraulic characteristics at a location after dam break are the break shape, the mean roughness and the mean slope coefficient between location and the dam break site.

Despite the existence of ample documentation, the prevailing mechanisms for earth dam failure are still not clearly understood. Therefore it has to be mentioned that this method gives results with a precision between 30 or 40 % (3). The results are gathered in table 5.

Table 5. Retention basin Lengnau failure simulation

Distance	Section width	Q max	Location elevation	Maximum water elevation	Water height	Velocity	Energy line elevation
m	m	m ³ /s	m	m	m	m/s	m
50	80	199	417.34	418.1	0.76	3.25	418.64
200	55	196	416.9	417.93	1.03	3.45	418.53
250	60	188	416.8	417.75	0.95	3.28	418.3
300	70	167	416.75	417.49	0.74	3.19	418.01
350	60	190	415.27	415.76	0.49	6.41	417.85
400	40	167	414.8	415.43	0.63	3.48	416.6

8 CONCLUSION

The aim of this study was to evaluate the hydrologic behaviour of the watershed and get the actual hydraulic situation to set a hazard map alongside the River.

The results show clearly the hydraulic capacity deficiency mainly in the village of Lengnau despite already executed measures. The hazard map realised shows also medium danger potential represented by the blue area mainly in the village of Lengnau while in others locations only low danger potential corresponding to yellow area exists.

Measures are proposed to reduce the danger potential where it required, according to the recommendations of the Swiss Federal Office for Geology and Water.

The residual risk induced by dam failure is investigated to make people aware about the need of control of these measures.

With measures cost estimation of 6 Millions CHF, the damage potential cost estimation of 76 Millions CHF is alleviated.

9 REFERENCES

- [1] BAUDEPARTEMENT KANTON AARGAU. Februar 1984. Hochwasserschutz Surbtal
- [2] BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE BWG. Teil II. Risikoanalyse bei gravitativen Naturgefahren
- [3] OFFICE FEDERAL DES EAUX ET DE LA GEOLOGIE OFEG. Avril 2003. Méthode CTGREF. Méthode simplifiée d'évaluation de l'inondation d'une vallée à l'aval en cas de rupture (instantanée) d'un barrage.

Stability of an arch gravity dam under special consideration of scour due to spillway operation

Stabilité d'un barrage poids-voûte dans le cas spécial de l'affouillement du lit rocheux par l'exploitation du déversoir

Soheila Talebi

BOSS & ASSOCIES, Ingénieur Conseils SA, Rue de Lausanne 51, Renens, Switzerland

ABSTRACT: In this article, rock scouring downstream of the spillway of Salman-Farsi Dam, currently under construction in Iran, is studied. This dam with a gated spillway has a height of 132 m and 1400 million m³ of reservoir volume. The spillway contains three main bays with eight radial gates combined, ending in a ski jump. The hydrological and the hydraulic analysis have been carried out to define the design floods and the kinetic energy of the water jet at the flip bucket. More than 30 empirical and semi-empirical formulas have been compared to estimate the scour depth. The grain size sensitivity of these formulas has been evaluated. Three formulas have been selected to predict a reasonable, a lower limit and an upper limit of scour depth. The results of the hydraulic model have been utilized to define the jet pattern. The scour depth and the scour extent have been determined using a reasonable formula considering the time effect. According to the results; the scour hole is far enough from the toe of the dam foundation and from the abutments. Thus; stability of the dam is not endangered due to scouring downstream of spillway.

RESUME: Dans cet article, l'affouillement du lit rocheux à aval du déversoir du barrage de Salman-Farsi, actuellement en construction en Iran, est étudié. Ce barrage, qui comprend un déversoir avec vannes, a une hauteur de 132 m et un réservoir de 1400 millions m³. Le déversoir est constitué de trois passages principaux avec huit vannes radiales et se termine par un saut de ski. Des analyses hydrologique et hydraulique ont été faites pour définir les débits de dimensionnement et l'énergie cinétique du jet d'eau à laèvre terminale de la cuillère. La comparaison de plus de 30 formules empiriques et semi-empiriques a été effectuée pour estimer la profondeur de l'affouillement. La sensibilité de ces formules par rapport à la granulométrie des matériaux en aval du déversoir a été évaluée. Trois formules ont été retenues pour calculer respectivement, une profondeur d'affouillement raisonnable, une limite inférieure et une limite supérieure. Les résultats du modèle hydraulique du déversoir de Salman-Farsi ont été utilisés pour définir la forme du jet d'eau. La profondeur et l'ampleur de l'affouillement ont été déterminées en utilisant une formule raisonnable et en considérant l'effet du temps. Les résultats montrent que la fosse d'affouillement est assez loin de la fondation du barrage et des butées. Ainsi la stabilité du barrage n'est pas mise en danger par l'affouillement du lit rocheux à aval du déversoir.

1 INTRODUCTION

To be ensured of the safety of dam during flood is one of the main reasons in using the energy dissipating structures. High velocity plunging water jets, which occur downstream of dams and spillways, can erode the river bed. The designer's main concern is usually to have the impact zone as far as possible away from the structures to protect the foundation against erosion. The spillway terminating to flip bucket is widely used for this purpose in different large dams.

During the jet trajectory to its impact location, extremely turbulent flow exists and the jet spreads and frays. A portion of the jet energy is dissipated by the interaction of the water and the air boundary resulting in considerable spray. The impact of the jet is considerable even if the downstream bed material is rock. Certainly, major scour holes are formed in massive hard rocks as well as in weaker sedimentary. Their development is often rapid and depends more on hydraulic factors than on geological ones. The jet trajectory distance is depends from the velocity of flow entering the flip bucket, the trajectory angle, and the vertical distance from the bucket lip to the impact area. In most of the cases prototype trajectories are somewhat shorter and have steeper impact angle than the model or theoretical jet due to the greater air resistance encountered in the prototype.

Scouring is a complex three phased (gas-liquid-solid) problem governed by hydraulic, hydrodynamic and geomechanical phenomena and its formation is a function of time. Scour results from a series of physical processes as follows (Bollaert 2002).

- Free falling jet behavior in the air and aerated jet impingement;
- Plunging jet behavior and turbulent flow in the plunge pool;
- Pressure fluctuation at the water-rock interface;
- Propagation of dynamic water pressures into rock joints;
- Hydrodynamic fracturing of closed end rock joints and splitting of rock in rock blocks;
- Ejection of the so formed rock blocks by dynamic uplift into the plunge pool;
- Break-up of the rock blocks by the ball milling effect of the turbulent flow in the plunge pool;
- Formation of a downstream mound and displacement of the scoured materials by sediment transport.

Since many years ago researchers have investigated the relation between the hydraulic characteristics of a falling jet and the formation of scour hole. The existing scour evaluation methods are:

- Empirical approaches based on laboratory and field observations;
- Semi-empirical methods combining laboratory and field observations with some physics;
- Approaches based on extreme values of fluctuating pressures at the plunge pool bottom;
- Techniques based on time-mean and instantaneous pressure differences and accounting for rock characteristics;
- Scour model based on fully transient water pressures in rock joints (Bollaert 2002).

Depending on the resistance of peripheral rock, the formation of outer pool develops. It is not easy to define the extent of the scour hole. Considering the extent of scour hole as elliptical shape or considering such upstream and downstream slope, have been proposed by different authors. The scour depth estimated by different formulas occurs for a long duration of spillway operation, after the steady condition is achieved in the scour hole. The rate of scour is an exponential function of time and the site-specific parameters (spurr 1985).

2 DESCRIPTION OF SALMAN-FARSI DAM PROJECT

2.1 *Genral*

The Salman Farsi (Ghir) Dam, currently under construction, is located at the entrance of the Karzin Gorge on the Ghare-Aghaj River (Black Wood River) approximately 180 km South East of the city of Shiraz in Iran, 20 km north east of (Salman Farsi) Ghir city.

This dam with a gated spillway has a height of 132 m and 1400 million m³ of reservoir volume. The spillway, contains 3 main bays with together 8 radial gates ending in a ski jump, which has a curved shape, Figure 1.

2.2 Geological characteristics of dam site

The dam is situated in the folded belt of the Zagross mountain gorge. The rock mass of dam site is heterogeneous and the dam is founded on an Asmari limestone formation, which in the project area consist of lower, middle, and upper members. Because of wide varieties of rocks quality, they have been grouped in point of characteristics into different units as indicated in Figure 1 (Fouladi & Golshan 1999).

The type of rock in plunge pool area downstream of spillway is middle Asmari formation varied from calcarenite to cherty limestone. The middle Asmari is about 180m thick, from units 13 to 22, composed of limestone calcarenites, cherty limestone, nummulitic, and oolitic limestone as well as a small number of marl and marly limestone interbeds. The units 18 to 22 are lying downstream of spillway at the zone of plunge pool.

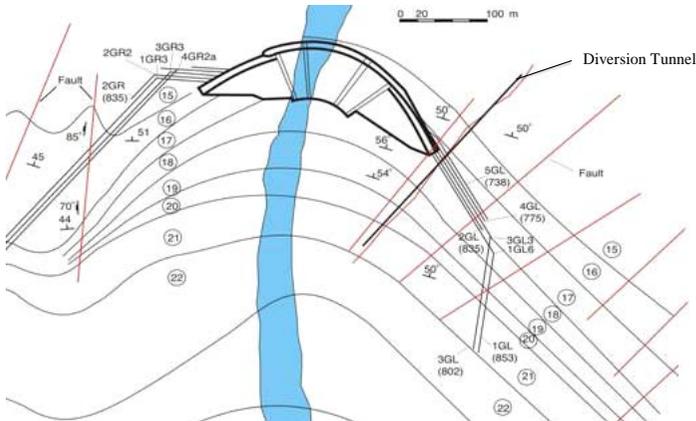


Figure 1. Simplified geological layout of dam site

3 OBJECTIVES AND METHODOLOGY

The main objectives of this study are to predict the depth and the extent of scour hole downstream of Salman-Farsi Dam due to operation of spillway and to evaluate whether the stability of the dam is endangered.

In this study the following procedures and analysis have been performed:

- Defining the special cases related to floods with different return periods;
- Flood routing in the reservoir in order to find the design discharges of spillway;
- Conducting hydraulic analysis for different floods and special cases to determine the velocity and water depth at the lip of flip bucket;
- Evaluating the different scour formulas and selection of three formulas as a lower, middle and upper limit to calculate the scour depth;
- Calculating the jet trajectory by means of USBR and Kawakami methods;
- Using the hydraulic model to define the shape, the length and the impact width of jet using the photos of the jet trajectory in Model;
- Determining the maximum depth and the maximum extent of the scour hole using the selected formulas and by means of the results of model simulation;
- Evaluating the sensitivity of the scour depth to the grain size;
- Investigating the time effect on the scour depth and determining the scour depth and scour extent by one of the reasonable formulas;
- Evaluating the stability of the Dam affected by the scour hole.

3.1 Hydraulic analysis

The hydraulic analysis is performed in order to obtain the kinetic energy of the water jet at the lip of the flip bucket. In addition to normal cases including the different floods when all gates are opened, the special cases of spillway operation are considered, in which some gates are closed. The calculated velocity and the water depth at the lip of the flip bucket are within the range of 22 m/s and 0.50 m for 2 year return period flood and, 32.6 m/s and 8.77 m for PMF, respectively.

To determine whether the hydraulic jump happens in the flip bucket, the hydraulic analysis is done for the minimum discharge corresponding to the minimum operation level. The results show hydraulic jump occurs for none of the cases.

3.2 Scour formulas

A comparison of more than 30 empirical and semi-empirical formulas is carried out to estimate the maximum scour depth, as shown in Table 1. The scour formulas are classified in five groups. Group I express scour depth, 'd_s', in terms of the head drop from upstream to downstream water level, 'H', the unit discharge of the jet at the point of impact, 'q', and, in some cases, the grain size of the bed materials, 'd'. The general form of the Group I formulas are:

$$d_s = k \frac{q^x H^y}{d^z}$$

In this group only the equation defined by Bisaz and Tschopp is slightly different:

$$d_s = kq^x H^y - k'd$$

in which k, x, y, z and k' are all constant for any given formula, as defined in Table 1.

This group has been subdivided in two subgroups; in the Subgroup GI-a there is no grain size effect.

Group II formulas consider the tailwater depth h.

Group III are simplified formulas. Davis and Sorenson suggest a scour depth of two-thirds the height of fall. Cola, Hartung and Häusler consider a scour depth 20 times of the jet diameter and 40 times of the jet width (Whittaker & Schleiss 1984). This description seems simple but to define the diameter or width of jet is complicated; dependent to turbulent and jet characteristics. In this study definition of the jet width is complex because of the special shape of spillway and the special jet pattern. Thus, to avoid the error, only Davis and Sorenson formula is applied in this group.

Group IV formulas comprise by Russian authors; are generally more complex than the others. Doddiah and Thomas, Group V, assume another type of concept by considering W_m as the mean particle fall velocity.

The main purpose of this phase of the work is selecting the formulas which help to describe the upper and lower limits of scour depth and also to propose reasonable formula. In this step the scour depth is calculated by considering the unit discharge, 'q', assuming the same impact width as the same as width of the lip of flip bucket. To expect a better accuracy it is taken the actual energy head minus the head loss through the spillway.

The grain size for d₅₀, d_m and d₉₀ are, respectively, considered 0.25, 0.35 and 0.65 meter. The scour depth is calculated for different floods, for instance the graphical results for PMF are shown in Figure 2.

Table 1. Scour formulas

No.	Scour Formulas	$d_s = t + h$ (m)	Group	
1	Veronese - B	$1.90 q^{0.54} H^{0.225}$		
2	Mod. Veronese	$1.90 q^{0.54} H^{0.225} \sin \beta$		
3	Damle - A	$0.652 q^{0.50} H^{0.50}$		
4	Damle - B	$0.543 q^{0.50} H^{0.50}$		
5	Damle - C	$0.362 q^{0.50} H^{0.50}$		
6	Martins - B	$1.50 q^{0.60} H^{0.10}$	G I - a	
7	Taraimovich	$0.633 q^{0.67} H^{0.25}$		
8	Machado - B	$2.98 q^{0.50} H^{0.25}$		
9	Sofrelec	$2.30 q^{0.60} H^{0.10}$		
10	Incyth	$1.413 q^{0.50} H^{0.25}$		
11	Chian Min Wu	$1.18 q^{0.51} H^{0.235}$		
12	Fahlbusch	$1.849 q^{0.50} H^{0.25}$		
13	Schoklisch	$0.521 q^{0.57} H^{0.2} / d_{90}^{0.32}$		
14	Veronese - A	$0.202 q^{0.54} H^{0.225} / d_m^{0.42}$		
15	Hartung	$1.40 q^{0.64} H^{0.36} / d_{85}^{0.32}$		
16	Chee - Padiyar	$2.126 q^{0.67} H^{0.18} / d_m^{0.063}$		
17	Bisaz - Tschopp	$2.756q^{0.5} H^{0.25} - 7.125 d_{90}$		G I - b
18	Chee - Kung	$1.663 q^{0.60} H^{0.20} / d_m^{0.10}$		
19	Machado - A	$1.35 q^{0.50} H^{0.3145} / d_{90}^{0.0645}$		
20	Kotoulas	$0.78 q^{0.70} H^{0.35} / d_{90}^{0.40}$		
21	Patrashew	$3.877 q^{0.50} H^{0.25} / d_{90}^{0.25} (d_{90}, mm)$		
22	Jaeger	$0.6 q^{0.50} H^{0.25} (h / d_m)^{0.333}$		
23	Martins - A	$0.14 N - 0.73 h^2 / N + 1.7 h, N = 7\sqrt{q^3 H^{1.5}} / d^2 (d_{90}, mm)$		
24	Mpiri	$0.355 (qz^2)^{0.5} (z_3 + h) / (g d_{50}^2 (z_3 + h)^3)^{0.25}$	G II	
25	Mason - A	$3.27 q^{0.60} H^{0.05} h^{0.15} / (g^{0.30} d_m^{0.10})$		
26	Mason - B *	$K q^x H^y h^w / (g^v d_m^z)$		
27	Davis - Sorensen	$2/3 H$	G III	
28	Mikhalev	$\{1.804 q \sin \beta / (1 - 0.215 \cot \beta)\} \{1 / (d_{90}^{0.33} h^{0.5}) - 1.126 / H\}$	G IV	
29	Mirskhulava	$0.25h + \{(0.97/d_{90}^{0.5}) - (1.35/H^{0.5})\} \{q \sin \beta / (1 - 0.175 \cot \beta)\}$		
30	Thomas - Doddiah	$h + 2/3h (q/(H W_m))^{2/3} (H/h)^{2(q/(H W_m))^{1/6}}$	G V	

* $K = 6.42 - 3.10 H^{0.1}$, $x = 0.60 - H / 300$, $y = 0.05 + H / 200$, $w = 0.15$, $v = 0.30$, $z = 0.10$

** In all above formulas, 'd', is in meter except Patrashew and Martin -A formulas

As it can be seen in Figure 2; the scour depth calculated by Machado-A formula, Group I-b, is at the middle range of all formulas and gives a reasonable amount for scour depth and near to some other formulas. Damle-C, Group I-a, and Jaeger, Group II, respectively, give one of the lower and upper limits of scour depth for Salman-Farsi Dam.

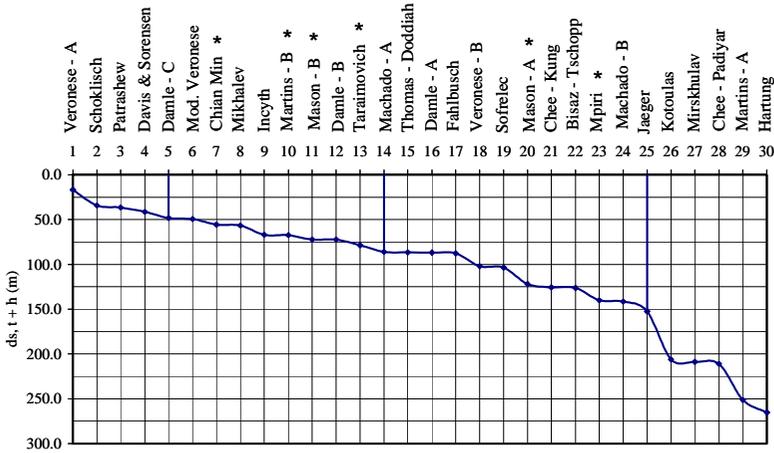


Figure 2. Maximum scour depth $d_s (t + h)$ for PMF

* Formulas, indicated by *, are utilized particularly for ski-jump spillways.

It is interesting that the positions of formulas change for different floods and different discharges; some formulas whose positions are in the middle of curve go towards the upper limits, while discharge decreases. Figure 3 shows this variation for some famous formulas in terms of discharges. It is interesting that the results of Machado-A and Damle-A are very close together for different discharges.

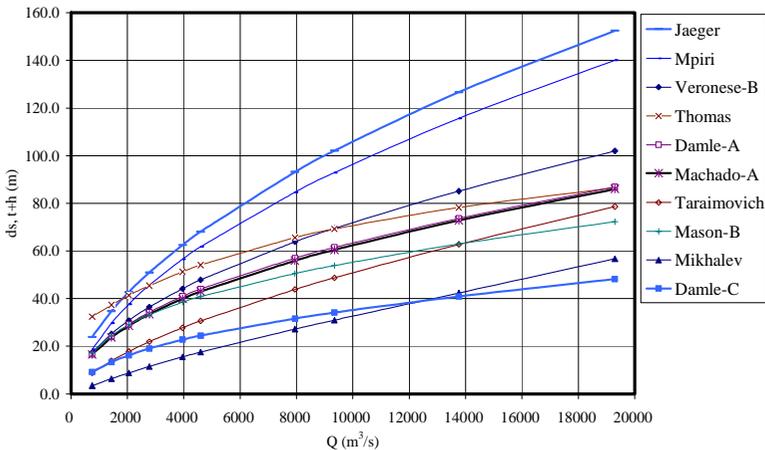


Figure 3. Sensitivity of scour depth $d_s (t + h)$ to discharge variation, calculated by different formulas

It should be mentioned that some of the formulas, displayed in Table 1, are applicable generally but some of them are utilized specifically for ski-jump spillways; such as Martin B, Mpiri, etc (Whittaker & Schleiss 1984). Whereas designers use not only the specific formulas but also the general formulas to define the scour depth, in this study all of the formulas are

utilized and compared. As can be seen in Fig. 2, the range of scour depth calculated by the specific formulas is a wide range too; from Chian-Min formula as a lower limit to Mpiri formula as an upper limit.

3.3 Model Simulation

Because of the curved shape of the spillway in Salman-Farsi Project, in addition to the velocity and the energy head of water jet, the pattern of jet trajectory in the air has also influenced the impact width. In this study, the jet trajectory pattern is predicted by simulating the results of the hydraulic model test.

The hydraulic model of the spillway, with the scale 1:55, is actually tested in Iran. The scour tests have not been performed yet. The main parameters such as the width of jet at the conjunction point of the jets through out from the middle and side bays, the impact width of water jet on tailwater, the location of conjunction point of the middle and side jets and the total length of water jet until tailwater level are measured from the photos of the model tests. The model investigation results are displayed in Table 2.

Table 2. Results of the model investigation

Q (m ³ /s)	R.W.L. (m.a.s.l.)	T.W.L. (m.a.s.l.)	b _o (m)	b ₁ (m)	b _{impact} (m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₁ /L ₂	δ _s (°)	δ _m (°)	θ _o
13'569	934.37	861.1	---	35	---	---	80-85	---	1.4	1.8	8° to horizontal
9'400	931.16	856.9	---	30-35	45-50	35	80	43%	1.3	1.7	7° to horizontal
500	930.00	837.6	4	25	8-10	35-40	60	67%	1.1	1.4	7° to flow direction

* 'δ_s' and 'δ_m' are, respectively, the side and the middle angles; all the parameters in this Table are shown in Figure 4.

The following results are derived from model investigation:

- With increasing discharge, the conjunction point of the water jets from the middle and the side bays becomes closer to the bucket and L₁/L₂ decreases;
- With increasing discharge, the water jet spreads more, thus δ increases;
- The jet through middle bay spreads more than the jet through side bay. The jet spread angle for the middle bay is within the range of 1.4 to 1.8 degrees, about 2.5-3%, and for the side bays is within the range of 1.1 to 1.4 degrees, about 2-2.5%;
- The combined jet strongly spreads in the air after conjunction of the water jets from middle and side bays;
- The length of the jet obtained from the model observation is about the length derived from Kawakami formula (Whittaker & Schleiss 1984).

After estimating the main parameters for Model, the same parameters are described for the prototype, see Table 3. Considering the air resistance in the prototype; the spread angle of jet, δ, is predicted 25 percent more than the model. Then δ for side bay is considered in the range of 1.4 to 1.8 degrees about 2.5-3%, and for middle bay in the range of 1.7 to 2.2 degrees, about 3-4 %. This range is also adapted with the roughly turbulent jet proposed by Ervine (1987). The length of the water jet is defined by Kawakami formula (Whittaker & Schleiss 1984). For instance; the proposed jet pattern of PMF in Salman-Farsi Project is shown in Figure 5.

As can be seen in Table 3, because of the special jet pattern in this project, the length of jets for different floods are close together, thus the scour hole created by PMF would be the envelope scour hole of all floods. The maximum scour depth calculated by Damle-C, Machado-A and Jaeger formulas, for the above floods are displayed in Table 4.

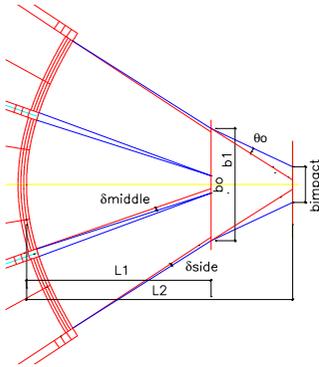


Figure 4. General sketch of jet pattern

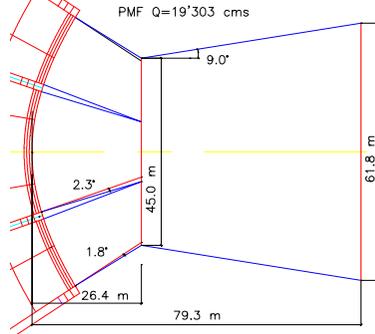


Figure 5. Proposed water jet pattern for PMF

Table 3. The predicted jet pattern for the prototype

Flood	Q (m ³ /s)	R.W.L. (m.a.s.l.)	T.W.L. (m.a.s.l.)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₁ /L ₂	δ _s (°)	δ _m (°)	b _{impact} (m)	q _{impact} (m ³ /s/m)	L _{total} * (m)
PMF	19'303	937.9	864.0	26.4	79.3	33%	1.8	2.3	62.0	311.3	115
10'000 yr	13'760	934.4	861.1	27.0	81.8	33%	1.7	2.2	59.0	233.2	112
1'000 yr	9'348	931.2	856.9	28.7	82.1	35%	1.6	2.1	55.0	170.0	110
50 yr	3'960	930.0	847.6	29.7	82.2	36%	1.6	2.0	52.0	76.2	104
Q=500 (m ³ /s)	500	930.0	837.6	34.0	59.3	57%	1.4	1.7	13.0	38.5	73

* 'L_{total}' presents the length of jet from the lip of flip bucket to the rock bed

Table 4. The predicted maximum scour depth

Flood	Q (m ³ /s)	d _s =t+h (m)		
		Damle - C	Machado - A	Jaeger
PMF	19'303	50.3	89.7	149.8
10'000 yr	13'760	43.7	77.9	127.9
1'000 yr	9'348	37.8	67.0	104.5
50 yr	3960	25.9	45.5	66.4
Q=500 (m ³ /s)	500	16.4	30.1	43.1

3.4 Time effect

The maximum scour depth, derived from different formulas happens after a long duration of spillway operation, mainly depending on the quality and jointing of rock mass. Since plunge pool scour 't + h' is known to develop at an exponential rate with time 'T', the scour rate can be estimated with the following equation:

$$d_s(T) = d_e (1 - e^{-aT/T_c})$$

where 'T' is time, 'T_c' is the time at which equilibrium is attained and 'a' is the site-specific constant. As a rough estimation based on some prototype data, ultimate scour is normally

attained only after $T_e = 100$ to 300 hours of spillway operation (Schleiss 2002). The main question is the definition of the site-specific constant. In order to answer this question; the results of the scour test of Gojeb Project, carried out by Greil (2003), are utilized.

These results present the three following points:

- More than 80 percent of scour happens in less than 10 percent of the ultimate time ' T_e ', and the initial part of the curve is almost linear with a high slope;
- The retard effect of tailwater depth on the scour rate creates a nearly horizontal part in the curve;
- These two phenomena do change the shape of the scour rate from an exponential curve to a curve combined of a linear part and an exponential part.

After reviewing the results of this scour test, it is anticipated that these results are applicable to define the parameter 'a' and correlate it for prototype. Therefore the suitable exponential curve is adjusted to these results and then the constant 'a' is defined. The exponential curve with 'a=13' shows the good adjustment to these results. The 'T' is defined by determining the peak time of different floods, from hydrographs of Salman-Farsi Dam.

As mentioned in Subchapter 3.2, the Machado-A formula is one of the reasonable formulas to predict the scour depth for this Project. Thus the scour rate is calculated by Machado-A formula. The results show:

- With increasing the scour equilibrium time, the curves with 'a' less than 13 give the underestimated scour depth especially for higher discharges;
- For all ranges of discharge; the exponential curves with 'a=3' give the ratio of the scour depth to the maximum scour, ' $d(T)/d_e$ ', less than 70% for the equilibrium time of 100 hours, less than 50% for the equilibrium time of 200 hours, and less than 40% for the equilibrium time of 300 hours.
- The exponential curves with 'a' more than 20 give the ratio of the scour depth to the maximum scour, ' $d(T)/d_e$ ', more than 80% for all ranges of equilibrium time and discharges.

For instance; the results of scour depth for different discharges and different values of 'a' and for ' $T_e=200$ ' are displayed in Figure 6.

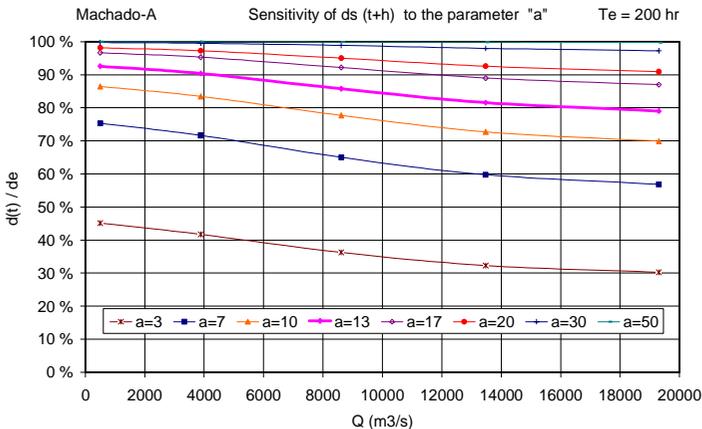


Figure 6. The Sensitivity of scour depth ' $d_s(T)$ ' to the site-specific constant 'a', for different discharges

4 RESULTS

4.1 The proposed scour depth and scour extent

To define the scour depth and the scour extent in the Salman-Farsi Dam Project, and by reviewing the results of flood routing, hydraulic analysis, evaluation of different scour formulas, definition of water jet pattern for prototype derived from ‘the Model Simulation Method’ - considering the time effect – we establish the following assumptions:

- The Machado-A formula is selected to define the scour depth;
- The Kawakami approach is used to predict the trajectory length;
- The site-specific parameter ‘a’ is considered ‘13’;
- The equilibrium time of scour ‘ T_e ’ is defined ‘200’ hours;
- The slope angle of the peripheral rock towards the downstream and the upstream of the scour hole is supposed 30° and the lateral extent slope is considered 3:1 (V:H).

Based on the above assumptions, the predicted scour depth and the scour rate are, respectively, presented in Table 5 and Figure 7.

Table 5. Characteristics of the scour hole proposed in Salman-Farsi Project, considering the time effect

Flood	$Q_{outflow}$ (m^3/s)	R.W.L. (m.a.s.l.)	T.W.L. (m.a.s.l.)	T (hr)	d_e (m)	d_s (m)	Elevation of scour (m.a.s.l.)
PMF	19'303	937.9	864.0	24	89.7	70.9	793.1
10'000 yr	13'760	934.4	861.1	26	77.9	63.5	797.6
1'000 yr	9'348	931.2	856.9	30	67.0	57.5	799.4
500 yr	7'947	930.0	855.1	33	65.5	57.9	797.2
50 yr	3'960	930.0	847.6	36	45.5	41.1	806.5
$Q = 500 m^3/s$	500	930.0	837.6	40	30.1	27.8	809.8

* in which ‘ d_e ’ and ‘ d_s ’ are, respectively, the maximum and the predicted scour depth

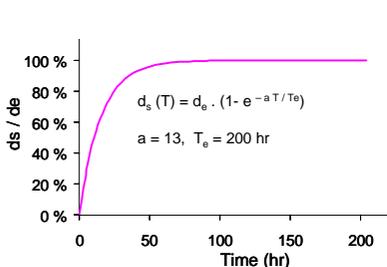


Figure 7. Proposed scour rate

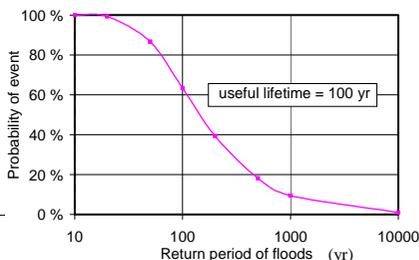


Figure 8. Probability of floods

As mentioned in subchapter 3.3, because of the curved shape of the spillway, the impact zones of the different floods are close together and the scour hole created by PMF would be the envelope scour hole of all floods. Figure 9 shows the scour extent of PMF which is the maximum predicted scour hole during the useful lifetime of the dam, considering the time effect.

As can be seen in Figure 8, the probability of occurrence of PMF during the useful lifetime of the dam, 100 years, is less than 0.1%. The scour created by PMF is considered only to control the maximum risk of instability of the dam. It seems considering an occurrence probability about 18% during the useful lifetime of the dam, which is equal to probability of occurrence of Maximum Design Level of earthquake, is reasonable to define the probable scour hole. This probability is corresponded to the occurrence of a 500-years flood during the lifetime of the dam. The probable scour extent created by this flood is also shown in Figure 9.

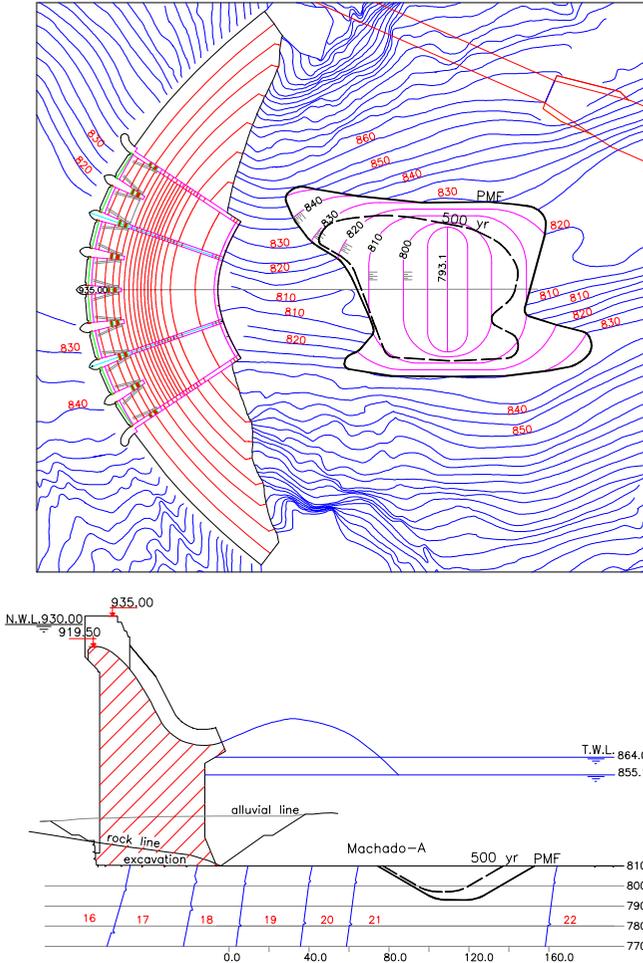


Figure 9. Maximum and probable scour extent, created by PMF and 500-years flood in Salman-Farsi Project, considering the time effect

4.2 Evaluation of Dam stability

Analysis of the stability is generally conducted at the dam base and along seams or faults in the foundation. The basic stability requirements for a dam are to be safe against overturning, sliding and uplifting. The scour hole may create danger for sliding or overturning of dam and its effect must be considered in stability analysis. The stability of Salman-Farsi Dam is not endangered due to scour because of the following reasons:

- The rock joint slope is towards upstream and the horizontal joint between the dam base and bed rock is the critical sliding joint;
- The scour hole is far enough from the toe of the dam foundation and from the abutments;
- The Dam is an arch gravity dam, and the sliding security is guaranteed by the abutment support with the shear resistance of the dam base together.

5 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

In this study; the scour depth and the scour extent for Salman-Farsi Dam are predicted. The main purpose is to verify the effect of scour hole on the stability of Dam.

5.1 Conclusions

The first step to define the characteristics of scour hole is to find the appropriate formula to calculate the scour depth. To estimate the scour depth for this project, a comparison of more than 30 formulas was carried out. The scour depth calculated by Machado-A approach gives the middle range of the scour depth predicted by all the formulas. The Damle-C and Jaeger were selected, respectively, as the lower and upper limits to determine the scour depth.

The grain size sensitivity of these three formulas was evaluated. The Damle-C formula does not consider the effect of the grain size; Jaeger approach shows more sensitivity to the grain size than Machado-A approach. All of the formulas, described in Table 1, are more sensitive to the grain size less than 200 mm.

The results of hydraulic model of the Salman-Farsi Spillway were utilized to define the jet pattern for prototype. The results represent a special jet pattern due to the curved shape of the spillway. According to these results, the jet length is almost equal to those derived by Kawakami method.

The site-specific constant 'a' was predicted on the basis of the scour test of the Gojeb project, carried out by Greil (2003), and then the time effect was evaluated. These results show the retard effect of tailwater depth and the high rate of the scour during the time less than 10% of the equilibrium time.

The sensitivity of the scour depth to the site-specific constant 'a' and to the equilibrium time 'Te' was investigated for the Salman-Farsi Project. The scour depths calculated considering the site-specific constant less than 13 and more than 20 are, respectively, under and over estimated.

The scour extent of downstream of the dam was predicted by Machado-A formula considering $T=200$ hours and $a=13$ for different floods. The scour hole created by PMF is the envelope of all the scour holes. The scour extent of the 500-years flood with an occurrence probability of 18% is predicted as a probable scour hole in this project.

The scour hole is far enough from the toe of the dam foundation and from the abutments; thus scour hole does not increase the risk of sliding or overturning of the dam.

5.2 Recommendations

The main difficulty in estimating the depth and the extend of the scour hole is the appropriate selection of the formula, the grain size, the characteristics of rock, the jet pattern in the air and in the plunge pool, the discharges, the scour rate and the aeration parameters.

In this study due to the curved shape of the spillway, definition of these parameters was more complicated. To modify the results; the following remarks are recommended:

- Comparing the proposed scour depth and jet pattern with the scour model test results (after conducting the test);
- Utilizing broken material within the range of 6 to 12 mm as a bed rock material with clay as a cohesive element in the model test downstream of spillway;
- Considering the primary and secondary rock characteristics such as RQD, joint spacing, uniaxial compressive strength, hardness and degree of weathering and using a scour model based on fully transient water pressures in rock joints according Bollaert (2002);

- Taking into account the high rate of scouring in the beginning stage of scour and the retard effect of tailwater depth to propose the scour rate as a combined by-linear-exponential function;
- Considering the effect of grouting of bed rock in the scour rate, regarding to the grouting at downstream of spillways in the most projects in Iran including Salman-Farsi Project.

ACKNOWLEDEMENTS

I am very grateful to Professor Minor (VAW-ETH Zürich) for his scientific support during this work. I would like to thank Professor Schleiss for giving me the opportunity to use the facilities of Laboratory of Hydraulic Construction at EPFL for this project. Acknowledgements are due to Mahab-Ghodss Consulting Engineers for their permission to access the necessary information of Salman-Farsi Dam.

NOTATIONS

a	: the site-specific constant
d_e	: '(h+t) _e ' the maximum scour depth below tailwater level
d_s	: 'h + t' the scour depth below tailwater level, in terms of time
d_{90}, d_m, d_{50}	: grain size of bed rock
h	: tailwater depth at downstream of the spillway
H	: head of energy
q	: specific discharges ($m^3/s/m$)
q_{impact}	: specific discharges at the impact zone ($m^3/s/m$)
Q	: discharge (m^3/s)
R.W.L.	: Reservoir Water Elevation
T.W.L.	: Tail Water Elevation
T	: peak duration of the floods
T_e	: the time at which equilibrium is attained

REFERENCES

- Blaisdell, F.W. & Anderson, C.L. 1989. Scour at cantilevered outlets: Plunge pool energy dissipator design criteria, *Department of Agriculture, Agricultural Research Service*, Washington, D.C.
- Bollaert, E. 2002. Transient Water Pressures in Joints and Formation of Rock Scour due to High Velocity Jet Impact, Communication No. 13, LCH, Lausanne, EPFL.
- Ervine, D. A. & Falvey, H. T. 1987. Behaviour of turbulent water jets in the atmosphere and in plunge pools, *Proceedings of the Institution of Civil engineers, Part 2, Vol. 83, pp. 295-314*.
- Falvey H. 1990. A water resources technical publication Eng. Monograph No. 42, Cavitation in Chutes and Spillways, *United State Department of the Interior bureau of Reclamation*.
- Fouladi, C. & Golshan, S. 1999. Results of field investigation of Karstic foundation of Salman FarsiII dam project, *International Symposium on Dam Foundations-Problems and Solutions, Commission on Large dams ICOLD, Antalya, Türki, pp. 19-32*.
- Greil, A. 2003. Diplomarbeit – Parameter für die Kolkentwicklung bei einem Skisprung. Vergleichende Untersuchungen, , VAW – ETH, Zürich.

- Hartung, F. & Häusler, E. 1973. Scours stilling basins and downstream protection under free overfall jets at dams, *Proceedings of the 11th International Congress on Large Dams*, Madrid, pp. 39-56.
- Hoffmans, Gijs J.C.M. 1998. Jet Scour in Equilibrium Phase, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No.4, pp. 430-437.
- Mason, P.J. 1993. Practical guidelines for the design of flip buckets and plunge pools, *Water Power & Dam Construction*.
- Mason, P. J. & Arumugam, K. 1985. Free jet scour below dams and flip buckets, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, vol. 111.
- Minor H.E. & hager W.H.& Canepa S. 2002. Does an aerated water jet reduce plunge pool scour, *The International Workshop on Rock Scour*, Lausanne, EPFL.
- Schleiss, A., 2002. Scour evaluation in space and time- the challenge of dam designers, *International Workshop on Rock Scour*, Lausanne, EPFL.
- Schleiss, A. &, Bollaert E., Rock Scour due to Falling High-Velocity Jets, *Proceedings of the International Workshop on Rock Scour*, Lausanne, Swets & Zeitlinger, the Netherlands.
- Spurr, K. J. W. 1985. Energy approach to estimating scour downstream of a large dam, *Water Power and Dam construction*.
- Technical Report of Salman Farsi (Ghir) Dam Project, Mahab-Ghodss, Tehran,1994 (In Farsi).
- Whittaker, J., Schleiss, A., 1984, Scour Related to Energy Dissipaters for High Head Structures, Zürich.

- N° 1 1986 W. H. Hager
Discharge measurement structures
- N° 2 1988 N. V. Bretz
Ressaut hydraulique forcé par seuil
- N° 3 1990 R. Bremen
Expanding stilling basin
- N° 4 1996 Dr R. Bremen
Ressaut hydraulique et bassins amortisseurs, aspects hydrauliques particuliers
- N° 5 1997 Compte-rendu du séminaire à l'EPFL
Recherche dans le domaine des barrages, crues extrêmes

- N° 6 1998 et suivants, voir verso page titre

Partenaires du cycle d'études postgrades en
aménagements hydrauliques
Partners of postgraduate studies in hydraulic schemes



Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH
EPFL, CH-1015 Lausanne
<http://lchwww.epfl.ch>
e-mail: secretariat.lch@epfl.ch