

Communication 43

*Master of Advanced Studies (MAS)
in Hydraulic Engineering
Edition 2007 - 2009*

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

- N° 18 2004 S. Emami
Erosion protection downstream of diversion tunnels using concrete prisms - Design criteria based on a systematic physical model study
- N° 19 2004 Ph. Chèvre
Influence de la macro-rugosité d'un enrochement sur le charriage et l'érosion en courbe
- N° 20 2004 S. André
High velocity aerated flows on stepped chutes with macro-roughness elements
- N° 21 2005 Conférence sur la recherche appliquée en relation avec la troisième correction du Rhône - Nouveaux développements dans la gestion des crues
- N° 22 2005 INTERREG IIIB - Projet ALPRESERV. Conférence sur la problématique de la sédimentation dans les réservoirs - Gestion durable des sédiments dans les réservoirs alpins
- N° 23 2005 Master of Advanced Studies (MAS) in hydraulic schemes
Collection des articles des travaux de diplôme
- N° 24 2006 S. Sayah
Efficiency of brushwood fences in shore protection against wind-wave induced erosion
- N° 25 2006 P. Manso
The influence of pool geometry and induced flow patterns in rock scour by high-velocity plunging jets
- N° 26 2006 M. Andaroodi
Standardization of civil engineering works of small high-head hydropower plants and development of an optimization tool
- N° 27 2006 Symposium érosion et protection des rives lacustres
Bases de dimensionnement des mesures de protection des rives lacustres
- N° 28 2007 A. Vela Giró
Bank protection at the outer side of curved channels by an undulated concrete wall
- N° 29 2007 F. Jordan
Modèle de prévision et de gestion des crues - Optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue
- N° 30 2007 P. Heller
Méthodologie pour la conception et la gestion des aménagements hydrauliques à buts multiples
- N° 31 2007 P. Heller
Analyse qualitative des systèmes complexes à l'aide de la méthode de Gomez & Probst

PREFACE

L'eau représente une importance croissante dans notre société. L'accès à la ressource en eau constitue un des défis majeurs de notre troisième millénaire mais également un élément essentiel à l'équilibre sociopolitique du monde moderne. L'objectif principal de ce dernier programme de Master of Advanced Studies (MAS) in Hydraulic Engineering était de former des spécialistes en hydrologie ou en aménagements hydrauliques pour les secteurs public et privé, capables de répondre aux besoins actuels et futurs de notre société en matière de gestion des ressources en eau. Le programme proposait deux spécialisations, l'une en hydrologie et l'autre en aménagements hydrauliques. Ce MAS a été organisé conjointement par le Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH), dirigé par le soussigné, et par la Chaire Hydrologie et Gestion des ressources en eau (IHW) du Professeur P. Burlando et le Laboratoire Hydraulique, Hydrologie et Glaciologie (VAW) du Professeur H.-E. Minor de l'ETH Zürich.

Dans la présente communication, les 29 diplômés de l'édition 2007-2009 du MAS présentent le résultat de leur travail de fin d'études. A nouveau les sujets traités par ces travaux remarquables couvrent le vaste domaine des aménagements hydrauliques et de la gestion des ressources en eau. Les nouveaux diplômés MAS ont acquis les compétences scientifiques et professionnelles nécessaires pour contribuer avec succès au grand défi de ce siècle, qui est de satisfaire les besoins vitaux en eau sur notre planète en respectant et protégeant cette ressource limitée.

Nous aimerions remercier toutes les personnes qui ont contribué à l'enseignement, 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. Durant 10 ans, des cycles d'études postgrades (appelés MAS depuis 2005) en aménagements hydrauliques ont été organisés avec beaucoup de succès formant au total plus de 145 étudiants dont 80 de Suisse et 65 de l'étranger représentant 32 pays différents. Ceci a créé un important réseau entre toutes les personnes concernées par ces études. En raison de la restructuration de la formation continue à l'EPFL, une suite de ce programme d'études n'est malheureusement pas envisageable dans les mêmes conditions qu'auparavant.

Finalement, nous remercions le Dr Giovanni De Cesare et Martine Tiercy de l'équipe d'organisation du MAS au LCH et Sonia Collaud qui a réalisé la compilation finale de la présente communication.

Prof. Dr Anton Schleiss
Directeur LCH

FOREWORD

The water resources of our planet have an outstanding importance in our society. The access to water has become one of our Millennium's main challenges which has a considerable impact on the socio-political balance of our modern world. This Master of Advanced Studies' (MAS) programme in Hydraulic Engineering aims to form specialists in the public and private sectors capable of responding to current and future needs of the society regarding water resources management. The programme offered two specializations, one in hydrology and the other in hydraulic schemes. This MAS programme has been organized jointly by the Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), with the undersigned as director, together with the ETH Zürich Chair of Hydrology and Water Resources Management (IHW) of Professor P. Burlando and the Laboratory for Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of Professor H.-E. Minor.

In the present communication, the 29 graduates of the 2007-2009 MAS edition provide the results of their practical master thesis. The topics treated of these outstanding thesis projects cover the wide field of hydraulic schemes and water resources management. The new graduates have acquired additional scientific and professional competences required to contribute with great success to the challenge of this century, which is to satisfy the human vital needs in water all over the world valuing and protecting this limited resource.

We would like to thank all the lecturers, all the companies who have hosted foreign students as trainees and who have proposed the topics for the master thesis works. We thank also all the people who have supervised the thesis projects and participated as experts to the examination committees. During the last 10 years, these postgraduate courses in hydraulic schemes (called MAS since 2005) have been organised with great success with in total 145 students, 80 Swiss and 65 foreigners from 32 different countries. An important international network has been created. Due to the reorganization of continuing education at EPFL, we at length came to the conclusion that, unfortunately, this programme cannot be continued under the same conditions as before.

Finally we would like to thank Dr. Giovanni De Cesare and Martine Tiercy as the MAS organising team at the LCH and Sonia Collaud who prepared the final page compilation of this communication.

Prof. Dr Anton Schleiss
Director LCH

ETH

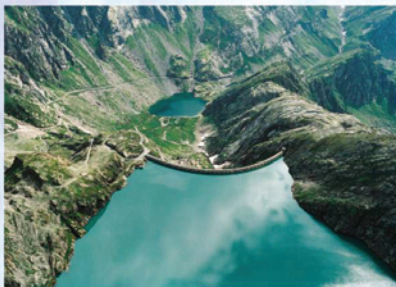
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

EPFL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Master of advanced studies in Hydraulic Engineering

Lausanne, September 2007 – July 2009



Spécialisations en Aménagements Hydrauliques et en Hydrologie

Specializations in Hydraulic Schemes and Hydrology

Tel.: +41 (0)21 693 63 24

water-eng-mas@epfl.ch

EPFL - ENAC - LCH, Bât. GC, Station 18, CH - 1015 Lausanne, Switzerland

<http://water-eng-mas.epfl.ch>

organisé par / organised by

IFU
Institut für Umwelt-
ingenieurwissenschaften

LCH
LABORATOIRE DE CONSTRUCTION HYDRAULIQUE

Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie

1. Oberaudorf Innstaustufe power plant: Sediment deposition at power intakes investigation	1
Elena Andrey Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft - Oskar von Miller Institut, Technische Universität München, Germany <i>Jury: Dr.-Ing. Amd Hartlieb (Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering, Obernach (VAO), D-82432 Walchensee), Prof. Dr. Theodor Strob; Albert Sepp (Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering, Obernach (VAO), D-82432 Walchensee), Dr.-Ing. Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	
2. Tössaufweitung Mittlere Aue, Leisental, Kanton Zürich, Schweiz	11
Urs Arnold Dr. Giovanni De Cesare, EPFL-ENAC-LCH, Laboratory of Hydraulic Constructions, 1015 Lausanne, Switzerland <i>Jury: Christian Marti (AWEL, Abt. Wasserbau, Zürich), Johannes Abegg (Abegg + Hunzinger, Zürich), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	
3. Hydroelectric energy production in water supply networks	21
Jürg Burren WA-TEC AG, 3645 Thun-Gwatt, Schweiz <i>Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Karl G. Randall (Gresham SA, Genève), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	
4. Sediment management during Grimsel reservoir emptying within the frame of dam heightening works	35
Milad Daneshvari LCH EPFL, Lausanne, Switzerland <i>Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Raymond Lafitte (expert hydraulique indépendant, Lutry), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	
5. Optimisation du système Lagginbach-Serra	47
Victor de Genot de Nieuwerkerken BG ingénieurs conseils, Lausanne, Suisse <i>Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Khalid Essyad (BG Ing. Conseils SA, Lausanne), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	
6. A Master Plan for the Sustainable Hydropower Development of the Mulanje Massif in Malawi	59
Jonathan Dunn Zollikon, Switzerland <i>Jury: Dr. Peter Molnar (IfU, ETH Zurich), Ian Clarke (Pöyry Energie AG, Zürich), Dr. Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	
7. Prise d'eau dans le Rhône à Viège, Protection contre l'ensablement	69
Xavier Eggel Teyssie&Candolfi AG, Viège, Suisse <i>Jury: Richard Kuntner (Teyssie & Candolfi AG, Visp); Reinhard Ritler (Engineering, Lonza Visp), Urs Nigg (BAFU, Sektion Hochwasserschutz, Bern), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	
8. Utilisation des SIG pour identifier des sites potentiels pour des petites centrales hydroélectriques	79
Joanne Félix Stucky SA, Renens, Suisse <i>Jury: Gérald Cavin (Stucky SA Renens), Karl G. Randall (Gresham SA, Genève), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)</i>	

- 9. Barrage du Theusseret – Canton du Jura** **89**
 Federico Ferrario
 EcoEng Sàrl, Rue du Cygne 6, CH-2900 Porrentruy, Suisse
Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Laurent Filippini (Ufficio corsi d'acqua, Bellinzona), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 10. Étude du développement dynamique de l'embouchure de la rivière Ticino** **99**
 Andrea S. G. Francini
 CSD Ingénieurs Conseils SA, Lausanne, Suisse
Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Laurent Filippini (Ufficio corsi d'acqua, Bellinzona), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 11. Check dams in the debris flow context of Illgraben river (VS)** **111**
 Thierry Glassey
 Bureau d'Etudes Géologiques SA, 1994 Aproz, Switzerland
Jury: Dr. Peter Molnar (IfU, ETH Zurich), Brian McArdell (WSL, Birmensdorf), Prof. Paolo Burlando (IfU, ETH Zurich)
- 12. Analysis of the long-term monthly climatology over Western Africa from CRU and Tyndall center datasets** **121**
 Roméo Gnan-Kouassi
 Institute of Environmental Engineering, ETH Zurich, Switzerland
Jury: Dr. Peter Molnar (IfU, ETH Zurich), Dr. Amaury Tilmant (Institute of Environmental Engineering, ETH Zurich), Prof. Paolo Burlando (IfU, ETH Zurich)
- 13. Untersuchungen zur Optimierung der Ausgestaltung von Murgang-Retentionsräumen anhand des Wildbachs Bruchji** **135**
 Fredy Heinzmann
 Ingenieurbüro Teysseire & Candolfi AG, CH-3930 Visp
Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Urs Nigg (BAFU, Sektion Hochwasserschutz, Bern), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 14. Influence d'un Aménagement de Pompage-Turbinage sur le Marnage dans le Rhône en amont du lac Léman** **147**
 Bernhard Hohl
 BG Ingénieurs Conseils SA, Lausanne, Suisse
Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Khalid Essyad (BG Ing. Conseils SA, Lausanne), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)
- 15. Eigendynamische Flussaufweitungen der Kander im Gebiet Heustrich Süd** **157**
 David Jud
 Bern, Schweiz
Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Michael Schilling (Hunziker, Zorn & Partner AG, Aarau), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 16. Überprüfung der Sicherheit einer Schwergewichtsmauer** **167**
 Ralph Kienle
 Bundesamt für Energie BFE, Sektion Talsperren, Bern, Schweiz
Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Georges Darbre (BFE, Berne), Prof. A. Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 17. Modélisation des eaux souterraines de l'ancienne décharge de Mollard-Parrelliet (VD-Suisse)** **177**
 Thomas Langer
 Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratoire de géologie de l'ingénieur et de l'environnement (GEOLEP), Lausanne, Suisse
Jury: Laurent Tacher, Prof. Aurèle Parriaux (EPFL-GEOLEP, Lausanne), François Menthonnex (Ville de Nyon), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)

- 18. Parametric Study of PK-Weirs capacity** **189**
Olivier Le Doucen
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH),
Lausanne, Switzerland
Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Frédéric Laugier (EDF, Le Bourget du lac, France), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 19. Physical and 3D Numerical modeling of the water intakes of the Lavey Hydroelectric power plant under steady flow conditions** **199**
Juliano Martins Ribeiro
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH),
Lausanne, Switzerland
Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Martin Wickenhäuser (Stucky SA Renens), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 20. Réévaluation des dangers liés aux laves torrentielles du torrent de l'Illgraben (Loèche, Valais)** **209**
Romain Minoia
François-Xavier Marquis Sàrl, 1870 Monthey, Suisse
Jury: Dr. Peter Molnar (IfU, ETH Zurich), Brian McArdell (WSL, Birmensdorf), Prof. Paolo Burlando (IfU, ETH Zurich)
- 21. Problématique des inondations à Laconnex** **221**
Karine Morel
GEOS Ingénieurs Conseils SA, Genève, Switzerland
Jury: Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne), Mario Gerodetti (GEOS, Genève), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 22. Evaluation d'un modèle hydraulique bidimensionnel (Basement) et des données topographiques LIDAR pour l'élaboration des cartes de danger. Application à la plaine d'inondation de la Morge à Conthey (VS)** **229**
Iván Cristóbal Parra Monroy
KBM S.A., Sion, Suisse
Jury: Ion Iorgulescu (KBM SA, Sion), Jérôme Dubois (HydroCosmos SA, Vernayaz), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 23. Detection of changes in precipitation extremes in Switzerland** **239**
Alireza Rasfijani
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland and Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) at ETH Zurich, Switzerland
Jury: Dr. Peter Molnar (IfU, ETH Zurich), Dr. Pardeep Pall (Institut f. Atmosphäre und Klima, ETH, Zurich), Prof. Paolo Burlando (IfU, ETH Zurich)
- 24. Increasing the discharge capacity of existing flood release system Study of Salamonde dam** **253**
Nima Rashidi
Stucky Ltd, Renens, Switzerland
Jury: Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne), Pedro Manso (Stucky SA, Renens), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)
- 25. Méthodologie pour l'adaptation de la PMP à la détermination d'une PMF** **269**
Ramona Georgeta Receanu
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH), Lausanne, Suisse; Bureau d'ingénieurs Hertig & Lador SA, St-Livres, Suisse
Jury: Jacques A. Hertig (Hertig & Lador SA, St-Livres), Georges Darbre (BFE, Berne), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)

- 26. Nouveau concept de gestion des eaux de la région de Crans-Montana** **279**
 Yves Rey
 Bureau d'Ingénieurs Cordonier & Rey SA, Sierre, Suisse
Jury: Nicolas Cordonier (Cordonier & Rey SA, Sierre), Mario Gerodetti (GEOS, Genève), Jean-Louis Boillat (EPFL-LCH, Lausanne)
- 27. Modellgestützte Abflussanalyse im Emme-Einzugsgebiet mit WaSiM-ETH** **289**
 Sabina Steiner
 Bundesamt für Umwelt BAFU, Bern, Schweiz
Jury: Dr. Karsten Jasper (BAFU, Bern), Dr. Jörg Schulla (Hydrology Software Consulting "WaSiM-ETH", Zürich), Dr. Peter Molnar, Prof. Paolo Burlando (IfU, ETH Zürich)
- 28. Etude hydrologique et hydraulique de l'orage extrême du 26 juillet 2008 sur un bassin versant urbanisé** **299**
 Joël Varidel
 AquaVision Engineering, Ecublens, Suisse
Jury : Erik Bollaert (AquaVision Engineering, Ecublens), Philippe Hohl (SESA - Service des eaux, sols et assainissement, Lausanne), Giovanni De Cesare (EPFL-LCH, Lausanne)
- 29. Räumliche Prioritätensetzung für den Ausbau der Wasserkraft** **309**
 Heiko Wehse
 BG Ingenieure und Berater AG, Bern, Schweiz
Jury : Olivier Chaix (BG Ing. Conseils SA, Berne/Lausanne), Jrène Schmidli (BVE-AWA Wassernutzung, Berne), Prof. Anton Schleiss (EPFL-LCH, Lausanne)

Oberaudorf-Ebbs power plant, sediment investigation at power intakes

Sédimentation des ouvrages de prise de l'aménagement au fil de l'eau

Oberaudorf-Ebbs, essais sur modèle

Elena Andrey

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft - Oskar von Miller Institut, Technische Universität München, Germany

ABSTRACT: Oberaudorf-Ebbs power plant was built from 1988 to 1992 by the Österreichisch-Bayerische Kraftwerke AG and is part of the Inn cascade Staustufen river power plants from St.Moritz to Passau. The work is actually facing a sedimentation problem at the power intakes, thus preventing the workers from setting the stoplogs in order to get to the power generators. Sediment is yet dredged out of the pit, although a more sustainable and less costly solution is to be found at a local scale. The Grenzkraftwerke GmbH who is presently in charge of the plant operation since 1999, have commissioned the Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach to test a constructive solution using a physical model to that effect.

RESUME: Oberaudorf-Ebbs est un aménagement au fil de l'eau construit entre 1988 et 1992 par la Österreichisch-Bayerische Kraftwerke AG et fait partie d'une série d'aménagements sur l'Inn de St.-Moritz à Passau. Un problème de sédimentation des ouvrages de prises vers les turbo-groupes a pour conséquence le blocage de la mise en place desatardeaux lors de l'accès aux installations électro-mécaniques. L'opération de dragage et les coûts annexes importants engendrés par ce problème ont amené la Grenzkraftwerke GmbH, en charge de l'exploitation depuis 1999, à chercher une solution plus durable dans un contexte local, et a pour ce fait mandaté le Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft à Oberrach afin de tester une solution constructive sur modèle.

1 INTRODUCTION

The Oberaudorf-Ebbs powerplant is situated on the upper-Inn river at Inn-km 211.345. Main watershed characteristics are a total surface of 9'712km² (37% of the total surface for the Inn river) and a transitional-nival hydrological regime. Geology is related to retraction of moraines after the last ice age in the Alps. Inntal was then filled with hundreds of meters of fluviogalcial and glaciofluviatile sediment.

The power plant scheme consists of 3 identical radial gated weirs and 2 Kaplan-bulb turbo-groups of P_e = 30MW installed capacity each, and is symmetrical. Weirs are 16m wide and gates are 15.5m high. Gates are composite, i.e. the radial element is surmounted with a flap gate, and are operated with symmetrical hydraulic cylinders using power from the turbo-groups. Each pair is equally connected to a diesel engine.

1.1 *Plant operation*

The plant was designed for a retention elevation of 477.00m.a.s.l. The total corresponding constructed head is 11.56m. Equipped discharge is Q_e = 580m³/s, although Oberaudorf-Ebbs power plant is meant to be operated between an average low water discharge of MNQ = 98m³/s

and a measured flood discharge of $BHQ = 2'700m^3/s$. Installed capacity is $P_e = 2 \times 30MW$. Flow-duration curve (1901 to 2002 statistics) shows an operating time of 45days/year for installed capacity. Feasible yearly energy production was estimated to 276.9GWh at time of construction, which corresponds to a total plant efficiency of $n = 0.855$.

1.2 Problematic

The Oberaudorf-Ebbs power intakes are lower than the weir crests by 7.5m (Fig. 1). Geological factors of the upstream watershed, as well as the serial power plant system are responsible for the riverbed granulometry at Oberaudorf-Ebbs, which is mainly fine and sandy in a lesser proportion. It is commonly spoken of « Schluff-Sand Gemisch ». Gravel can scarcely be found ~7km upstream. In addition to this, a construction site upstream is responsible for the presence of much coarser material in the retention stretch, i.e. blocks up to 1m diameter have been dredged out.

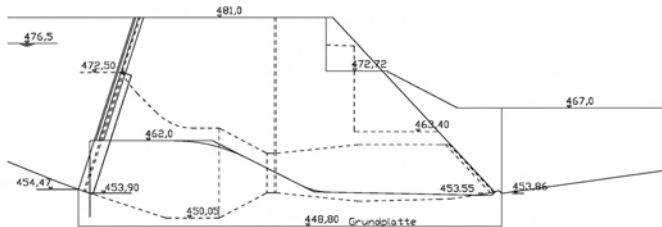


Figure 1. Superposition of weir (solid) and turbo-group (dashed) profile.

At present state, sediment deposition at the power intakes sets directly up in front of the trash rack, thus preventing technical workers from setting the stop logs. Energy production does not seem to be significantly reduced as turbine inlets are over dimensioned. Clearing of the sediment is though yet very expensive. In effect, longitudinal profiles show an average yearly sediment accumulation of 4'149'200t between 09.2005 and 06.2008.

Grenzkraftwerke GmbH (GKW) has commissioned the Versuchsanstalt in Oberrach (VAO), part of the Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (LVWW) of the Technische Universität München (TUM), to identify, define and optimize a solution whose goal is to prevent sediment accumulation in front of the inlets using a physical model. This work focuses on testing and optimizing a proposed sediment derivation structure designed to that effect.



Figure 2. Dredging of sediment accumulated in front of the trash rack, GKW GmbH.

2 OBJECTIVES

Other than general comprehension of the way the prototype was built and is being operated, objectives of the present work were in a first step the documentation of main hydraulic conditions, i.e. velocity patterns and values in front of the trash rack, related energy dissipation aspects and evaluation of the hydraulic capacity of the weirs. In a second step, the sediment management using a proposed constructive solution was to be investigated, i.e. replication of the actual accumulation in front of the trash rack and examination and optimization of the designed constructive solution.

Sediment management investigations are affected by the strong heterogeneity of the sediment diameter, as well as by the extreme fineness of the original bed material (in particular cohesion forces). Solving the problem leads therefore to a highly qualitative approach.

The physical model was constructed according to the given objectives at a 1/25 geometrical scale.

3 INVESTIGATION MEANS

The model was constructed in a testing hall according to the scheme hereunder (Fig. 3).

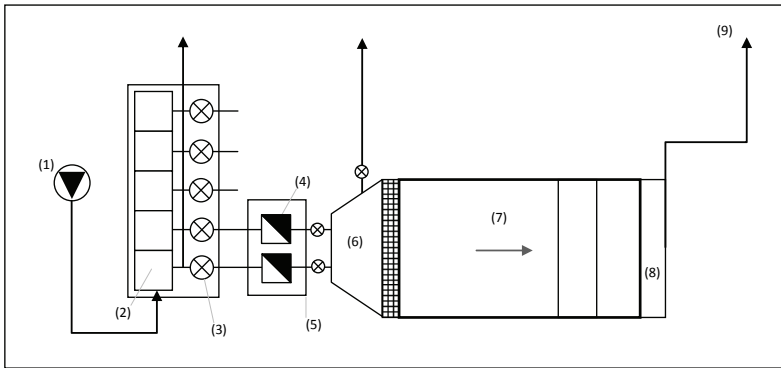


Figure 3. Model testing infrastructure, where (1) constant flow pump, (2) overflow basins, (3) valves, (4) rectangular weir, (5) distribution tank, (6) stilling basin to model input, (7) model, (8) sand trap and tailwater regulation, (9) underground basin.

Tests were run from February 2009 to March 2009, and input water was recycled from an underground reservoir.

The model was calibrated according to the design operating values. Turbines were modeled as rectangular orifices regulated using a sliding gate. Calibration consisted in setting the orifices opening so that the upstream and the tailwater levels should relate exactly to the design discharge for permanent hydraulic conditions.

Sediment used in the model was chosen according to the geometrical similitude criteria as well as to the objectives, i.e. particle effects would have to be excluded from the investigation. Achner sand 0/3 and Feinkies 0/16 were therefore mixed in a 1:1 proportion in order to model the sands and the blocs.

Sediment was introduced into the model by building a reasonable size bank on the edge of the distribution basin.

The GWK proposed sediment derivation structure is described hereunder (Fig. 4) and was placed in front of one of the trash racks, so that investigation could be compared at all times with a reference case.

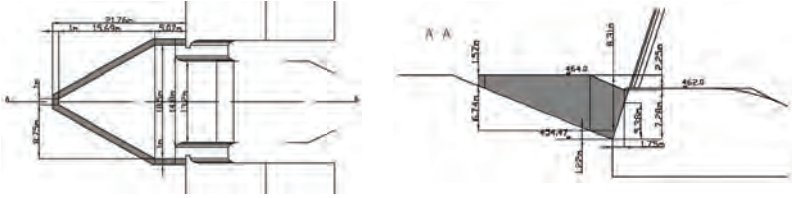


Figure 4. Proposed sediment derivation structure, plan and profile.

4 EXPERIMENTAL WORK

Study cases were set in order to proceed logically with the investigations. Difference in cases relate to the trash rack impairment (Fig. 5). Case A0 was meant to document main hydraulic conditions (velocities and energy dissipation) as well as to replicate the sediment accumulation (reference case). A1 was also meant document main hydraulic conditions although taking into account a model of the sediment accumulation (panel). A1 was to be tested before implementing the derivation structure in order to have an order of magnitude of velocities and an idea of the resulting pattern. Case B and C were designed to test 2 different configurations of sediment derivation structures against the sediment motion effect, where B relates to the GWK proposed structure, and C the VAO optimized structure.

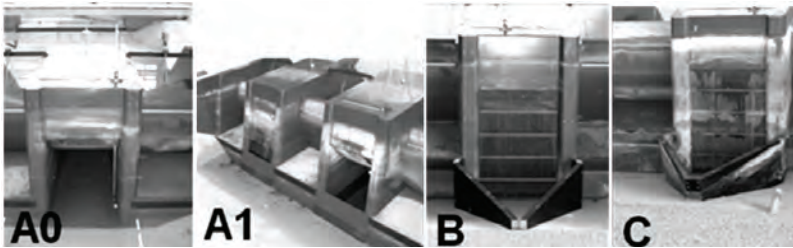


Figure 5. Study cases for investigations.

4.1 Hydraulic conditions documentation

Velocity measurements were carried out on the vertical plane of the trash rack for cases A0, A1, B and C using an OTT flow current-meter on a centimetric grid pattern (4.5×4.5cm ~ 1.125×1.125m), thus each cell corresponding to ~ 0.56% of the total surface of the intake at the trash rack (3591cm² ~ 224.5m²). Size of the thread and diameter were chosen according to the estimated velocity measuring interval. Duration of measurement was tested in order to have constant frequency values set at some critical points of the trash rack section. Error was estimated by integrating velocity over each of the measured grid cell size and compared to the effective inflow in the model (Equ. (1) and (2)). Investigation was carried out on permanent discharge conditions.

$$Q_T = \sum_{i=1}^{n=m} v_i \Delta A_i \quad (1)$$

$$e_f = \left[1 - \frac{Q_T}{Q_t} \right] \times 100 \leq 5\% \quad (2)$$

where v_i is the measured velocity, ΔA_i the grid cell area, Q_T the measured discharge, Q_i the effective model inflow, and e_i the measurement error.

Headlosses in the trashrack were set according to velocity measurements using equations (3), (4) and (5). Headlosses h_i were computed for each grid-cell. Each cell should thus consider direction of the velocity vector towards the trashrack. As grid cell areas ΔA_i were not exactly constant, total headloss ΔH was considered to be a grid cell size pondered average (Equ. (6)).

$$h_i = \zeta_{g_i} \cdot \frac{v_i^2}{2g} \quad (3)$$

$$\zeta_{g_i} = \beta_g \cdot \zeta \cdot c \cdot \sin(\delta) \cdot \kappa \quad (4)$$

where h_i , respectively h is the local headloss, β_g a bar form facto, ζ_g the loss coefficient and ζ the loss coefficient factor as a function of $\phi(L/s, A_g/A_0)$, L and s the bar profile length and width resp., A_g the flow section between the bars and A_0 the flow section upstream from the trash rack. Moreover, c is the rack coefficient as a function of grid cleanliness ($1.1 < c < 1.3$ for a dirty grid), δ is the rack surface inclination to a horizontal plane, and κ the inflow direction factor to a vertical plane, i.e. the direction of the velocity vector towards the trashrack. κ significantly influences the losses in the trashrack, i.e. vectors cannot be assumed to be normal to the vertical plane. Considering $L/s \approx 5$ and $\bar{a}/b > 0.5$ where \bar{a} is the bar spacing and b the bar interspace, ζ could be calculated as follows.

$$\zeta = \frac{7}{8} \cdot \left(\frac{\bar{a}}{b} - 1 \right)^{4/3} \quad (5)$$

$$\Delta H = \frac{1}{\sum \Delta A_i} \times \sum (h_i \times \Delta A_i) \quad (6)$$

H-Q relation was not experimentally investigated but was solved according to the Poleni formula under submersed conditions (Equ. (7) to (10)). Compulsory tailwater H-Q relation was given by the GWK gauge measurements.

$$Q = C_d \times c_e(\theta, L_e) \times S \times B \times \sqrt{2g} \times h_0^{3/2} \quad (7)$$

$$c_e = 1 - \frac{2 \sin \theta}{9(1 + \xi_e^2)} \quad (8)$$

$$\xi_e = \frac{H-w}{L_e} \quad (9)$$

$$S = \left(1 - \left(\frac{H_0}{H} \right)^2 \right)^{1/2} \quad (10)$$

where H and H_0 are the resp. upstream and downstream heads over the crest, h_0 the static upstream head, C_d is the discharge coefficient, set to 0.326 as a first approximation, c_e the reduction factor related to θ , the upstream face inclination and L_e , the crest width, B the weir width and S the submersion coefficient. As the estimated average upstream velocity for standard operating conditions, i.e. retention elevation of 477.00m.a.s.l. and turbinated discharge of 580m³/s, was small (0.004m/s) it was assumed static head h_0 would be equivalent to total head H .

4.2 Sediment management investigations

This investigation was meant to be qualitative, and all results are described and presented in terms of photo documentation and descriptive measured values. Sediment motion experiments were run under study cases A0, B and C. In order to save some time the model was run each

time with parallel configurations such as A0 // B or A0 // C. It was supposed the approach flow to A0 was not influenced by the derivation structure. Investigation was parted in 3 stages:

Stage 1 - Sediment configuration replication: purpose was to replicate what sediment maximum heights had been measured in front of the bare trash racks, i.e. $\Delta s = 3 - 5\text{m}$.

Stage 2 – Sediment derivation structure: purpose of stage 2 was to test and optimize the proposed constructive sediment derivation structure according to optimisation criterions, i.e. $\Delta s = 0\text{m}$, and sediment accumulation on the structure $\Delta h_{\text{structure}} \sim 0\text{m}$ at critical optimisation point which was the nose of the structure.

Stage 3 – Flushing: flushing was used to try to evacuate the accumulated sediment from the distribution basin.

As A0 was run in parallel with B and A0 in parallel with C, stage 1 and 2 were simultaneous. Hence, stages 1 to 3 and study cases A0, B and C were lead according to 2 main model runs (time succession). Table 1 hereunder resumes the way the model was run.

Table 1. Model runs according to study cases.

Model run	Stages	Study case
1	1, 2	A0 // B
1	3	A0 // B
2	1, 2	A0 // C
2	3	A0 // C

For stages 1 and 2 turbines and radial gates were shut and the dam was filled at a low discharge in order to avoid erosion of the sediment bank. When design head was reached the bank was meant to be eroded as fast as possible by lowering of the water table by opening gates whilst turbines were running, making sure no backwater curve would come and disturb the erosion process upstream from the dam and change the sediment deposition pattern. When $\Delta s = 3 - 5\text{m}$ would be reached, gates and turbines were shut and the water would seep out of the dam wall using a mini pump downstream not to disturb the sediment pattern.

For stage 3 the dam would be filled again (radial gates and turbines shut) over the results of stages 1, 2 at a lower rate not to disturb the resulting pattern. Once the basin was filled again the radial gate W2 would be opened.

5 RESULTS

5.1 Hydraulic conditions documentation

Velocity investigation showed reasonable magnitudes for all of the study cases A0, A1, B and C, even for A1, the most affected pattern, thus confirming the fact that the intakes are of a very comfortable size. Patterns for cases B and C showed accentuated velocities where current lines would converge after getting over the derivation structure (Fig. 6).

Computed H-Q relation under submersed conditions showed discharge capacity would be insufficient for BHQ, although considering a total weir of 3B, i.e. 48m of crest width and a gross estimation of the discharge coefficient (Fig. 7).

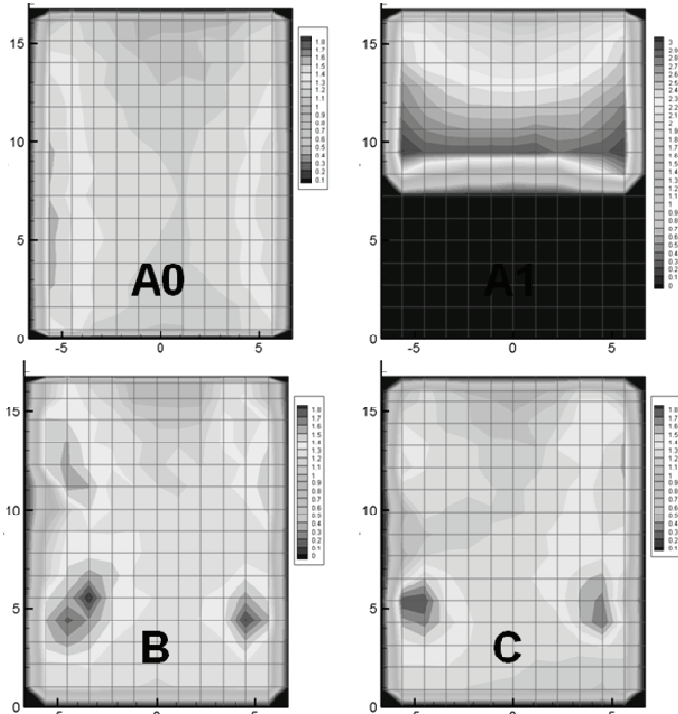


Figure 6. Velocity patterns and related errors for study cases A0, A1, B and C.

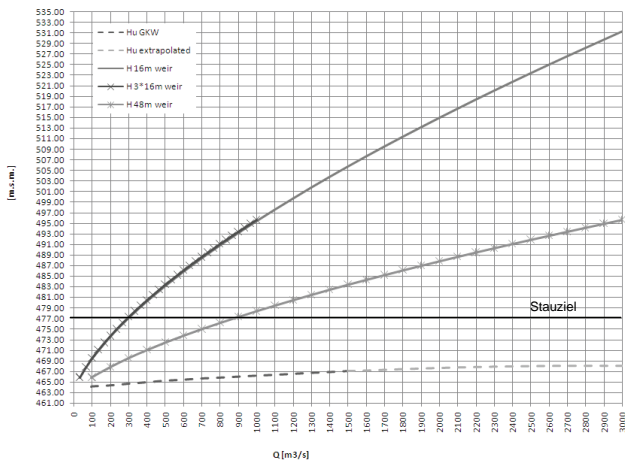


Figure 7. Poleni $H(Q, H_u)$ computed relation.

5.2 Sediment management investigation

Sediment management investigations were described in terms of photographs and of descriptive measured values. Setting a canvas for the measured values made model runs relatively comparable.

Model run 1 examined the proposed constructive solution (B) and compared results to the bare intake (A0) (Fig. 8). Results for stages 1, 2 for case study B show a slight sediment deposit in front of the trash rack. The nose of the structure is covered with ~0.4m of deposited sediment. Flushing does not transport sediment to the downstream area, but rather aggravates sediment deposit on the nose of the structure (~1.6m) and the sediment volume in the structure area. Optimization of the structure therefore consisted in elevating the nose (case C, Fig. 9).

Model run 2 examined the optimized constructive solution (C) and compared results to the bare intake (A0) (Fig. 10). Results show no sediment deposit, neither in front of the trash rack, nor on the nose of the structure, thus considering stages 1, 2 and 3.

Interpretation canvas (Fig. 11) and measured descriptive values (Table 2) are described hereunder for both model runs, thus comparing cases B and C.

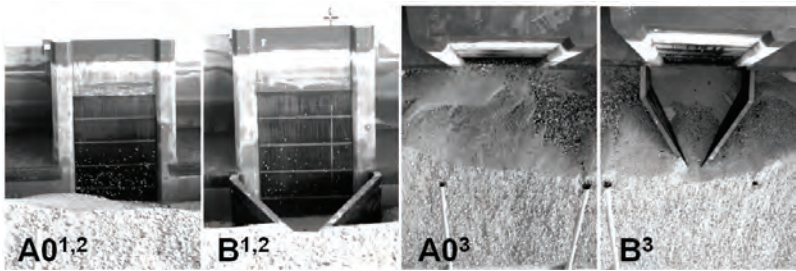


Figure 8. Photo documentation for model run 1.

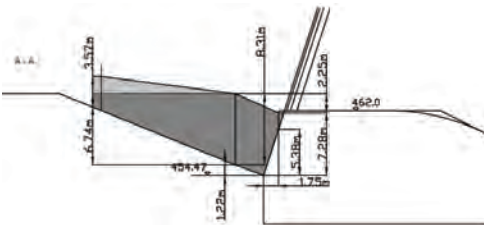


Figure 9. Optimized derivation structure (C).

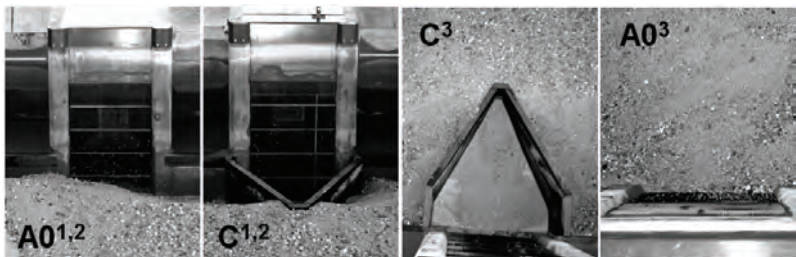


Figure 10. Photo documentation for model run 2.

Table 2. Descriptive measured values.

Model run 1, A0 // B			Model run 2, A0 // C		
Stage	1, 2	3	Stage	1, 2	3
g1	0.4	0.0	g1	0.0	0.0
g2	5.1	4.61	g2	2.0	6.0
d1	18.0	*	d1	22.5	*
d2	12.5	*	d2	17.5	*
E	2.5	0.8	E	2.5	2.375 (T1); 0 (T2)
e	0.4	1.625	e	0.0	0.0
F	18.0	21.25	F	22.5	22.0

*no slope fracture

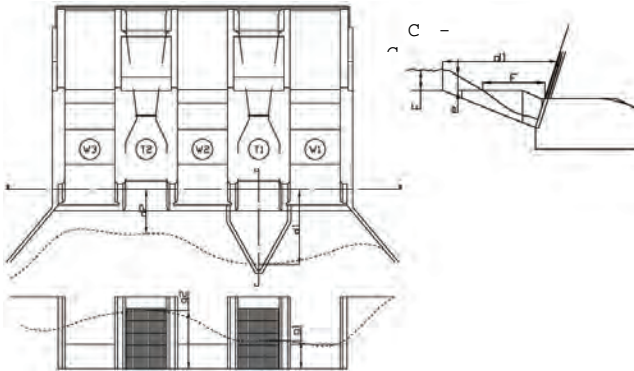


Figure 11. Interpretation canvas.

For both C and B it was also noticed that flushing (stage 3) had increased sediment accumulation in the distribution basin (g2 in particular), and strongly eroded the resulting pattern from stage 1, 2 (d1 and d2 stage 3). Sediment slope had decreased with flushing, and leftover sediment layer in front of the distribution basin (E) being much higher in front of derivation structure C than in front of the bare intake, it is obvious that the obstacle had strongly reduced the speed in front of the intake. Both last comments suggested that if sediment would start settling in front of the derivation structure in the future then the height of the nose may have to be raised consistently over the years.

6 CONCLUSIONS

Considering further work, H-Q relation would need to be experimentally investigated for different weir configurations, thus discharge coefficient could be evaluated according to head over the crest and downstream head. Static head h_0 could also be taken into the iterative process and iterative calculation could thereon be more precisely implemented.

Although flushing does not seem to have any effect on the sediment accumulation it would be worth defining a more realistic protocol using more material. More material could also be added to see whether the defined sediment derivation structure would be sustainable.

For time was short, different investigations were run in parallel (A0 // B and A0 // C) which had some influence on the resulting patterns. It would have been a good idea to control the approach flow with a linear element in order to have a better isolation, thus yielding uncorrelated results.

Oberaudorf-Ebbs being part of a cascade powerplant system, this study did not focus on trying to evacuate sediments by coordinating operating protocols (flushing), but rather concentrated on the problem in an isolated manner.

7 REFERENCES

7.1 Model documentation

- Sperer, A. 2008. *Innkraftwerk Oberaudorf-Ebbs – Gesamtanlageplan*, Construction scheme: MM1:25 – DM1:25. Obernach: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München
- Sperer, A. 2008. *Innkraftwerk Oberaudorf-Ebbs – Schnitte*, Construction scheme: MM1:25 – DM1:5. Obernach: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München
- Sperer, A. 2008. *Innkraftwerk Oberaudorf-Ebbs – Grundriss*, Construction scheme: MM1:25 – DM1:5. Obernach: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München
- Sperer, A. 2008. *Innkraftwerk Oberaudorf-Ebbs – Pfeilerkraftwerk / Wehrwangen*, Construction scheme: MM1:25 – DM1:5 / 1:10. Obernach: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

7.2 Bibliographic references

- Yalin, M.S. 1971. *Theory of Hydraulic Models*. London : Macmillan
- Sinniger R. & Hager W. H. 1989. *Constructions Hydrauliques – Ecoulements stationnaire*, Traité de Génie Civil vol. 15. Lausanne : Presses Polytechniques Universitaires Romandes
- United States Department of the Interior, Bureau of reclamation (3rd ed.) 1987. *Design of small dams*. Washington D.C.: Water Resources Technical Publication
- World Meteorological Organization (5th ed.) 1994. *Guide des pratiques hydrologiques*. Geneva: WMO

7.3 Articles

- Heim N. & Nowy W. 1991. Geologisch — hydrogeologische Verhältnisse beim Innflusskraftwerk Oberaudorf-Ebbs (Tirol-Bayern), Prognose — Bauausführung, *Österreichischen Geologischen Gesellschaft Mitteilungen*. Wien: Österreichischen Geologischen Gesellschaft, 26pp.

7.4 Internet references

- <http://www.hnd.bayern.de/>, Hochwasser Dienst Bayern
- <http://www.dwd.de/>, Deutscher Wetterdienst
- <http://www.boku.ac.at/iwhw/ha0/>, Hydrologischer Atlas Österreichs
- <http://www.wassernet.at>, Lebensministerium Österreich – wasser net
- <http://www.zamg.ac.at/>, Zentral Anstalt für Meteorologie und Geodynamik, Klima Daten Österreich
- <http://www.swissgrid.ch>, Swissgrid
- <http://www.eex.com>, European Energy Exchange
- <http://www.alpreserv.eu/>, Sustainable Sediment Management of ALPine RESERVoirs considering ecological and economical aspects

Tössaufweitung Mittlere Aue, Leisental, Kanton Zürich, Schweiz

Analyse der morphologischen Entwicklung einer Flussaufweitung und Ausarbeitung von Massnahmen zur Dynamisierung

Widening of the Tössriver at Mittlere Aue, Leisental, Kanton of Zürich, Switzerland

Urs Arnold

AWEL, Abt. Wasserbau, Zürich

ABSTRACT Between late summer and fall 2001, a current divisor (island) was built above Winterthur in the Töss, with the goal to conduct the current into the riverbanks and thereby provoke side or bank erosion. Thus the Töss should be given the possibility to create its own riverbed and to approach independently to its natural width. This goal, however, was not achieved. By this report, the reasons for the absence of river morphological developments for the enlargement in the Töss "Mittlere Aue, Leisental" are presented. Measures are named and discussed. One special challenge was the relatedness of the perimeter to groundwater drawings.

RESUME Entre la fin de l'été et l'automne 2001, un diviseur de courants (île) a été construit au-dessus de Winterthur dans la Töss, avec l'objectif de conduire le courant dans les rives et par conséquence, provoquer l'érosion de côté. À la Töss était donnée la possibilité de créer nouvellement son propre lit jusqu'à ce qu'elle s'approcherait de sa largeur naturelle autonomement. Cet objectif n'était pas atteint. Dans ce rapport, les raisons pour l'absence du développement de la morphologie rivière de l'élargissement de la Töss «Mittlere Aue, Leisental» sont présentées. Mesures sont mentionnées et discutées. Une pénibilité était la relation du site avec des zones de captages de l'eau potable.

ZUSAMMENFASSUNG Von Spätsommer bis Herbst 2001 wurde oberhalb von Winterthur ein Strömungsteiler (Insel) in der Töss gebaut mit dem Ziel, die Strömung in die Ufer zu leiten. Damit sollte die Seitenerosion initiiert und der Töss die Möglichkeit gegeben werden, sich wieder ihr eigenes Bett zu schaffen und sich eigenständig ihrer natürlichen Breite anzunähern. Dieses Ziel wurde jedoch nicht erreicht. Im vorliegenden Bericht werden die Gründe für das Ausbleiben der flussmorphologischen Entwicklung der Tössaufweitung "Mittlere Aue, Leisental" diskutiert. Massnahmen zur Initiierung der Flussdynamik werden vorgeschlagen. Eine besondere Herausforderung ist die Nähe des Untersuchungsgebietes zu Trinkwasserfassungen.

Key Words : River morphology, bank erosion, channel widening, bed load deficit, alluvial forests, groundwater protection

1 EINLEITUNG

1.1 Ausbleibende Eigendynamik

Im Mai 1995 bewilligte der Regierungsrat des Kantons Zürich einen Kredit für Grundlagenstudien und Planungsarbeiten zur Wiederbelebung der Töss im Leisental. In der Folge wurde das Unterhalts- und Entwicklungskonzept "Töss im Leisental" ausgearbeitet. Ziel war es, die Grundwasserqualität und -quantität zu erhalten und wenn möglich zu fördern, das Hochwasserisiko zu vermindern und die Flussdynamik zu erhöhen. Dadurch sollten die vorhandenen Lebensräume aufgewertet, die gut frequentierten Erholungsräume bereichert und gleichzeitig die Unterhaltskosten gesenkt werden. Im Jahr 2001 erfolgte die Realisation der Tössaufweitung "Mittlere Aue, Leisental". Durch Seitenerosion sollte sich die Töss selbstständig ein neues Bett

bilden. Im Rahmen des erweiterten Unterhaltes wurde der Uferschutz auf langer Distanz entfernt und am Beginn der Revitalisierungsstrecke eine markante Insel als Strömungsteiler gebaut. Die Töss wies seit 2001 mehrmals bettbildende Abflüsse ($Q \geq HQ_2$) auf. Trotz der Massnahmen stellte sich lediglich unmittelbar unterhalb der Insel eine bescheidene Verbreiterung der Flusssohle infolge Seitenerosion ein (von 22 auf maximal 34m). Weiter flussabwärts ist praktisch keine Verbreiterung festzustellen.

1.2 Mögliche Gründe für die ausbleibende Eigendynamik

Für die ausbleibende eigendynamische Aufweitung der Töss bestehen verschiedene Erklärungsansätze. In diesem Artikel werden die Ergebnisse einer MAS-Arbeit, die sich mit den Gründen der ausbleibenden Eigendynamik befasst, erörtert. Diese lauten: Sortierungseffekte und reduzierte transportwirksame Breite b' sowie Bildung eines Einzelgerinnes und Reduktion der benetzten Breite b_w aufgrund des Geschiebefizitars und Strömungsabweisung verursacht durch den vorhandenen Wurzelvorhang (Raubbaumeffekt). Diese Effekte und auch deren Interaktion sind jedoch noch wenig untersucht.

2 DIE FRAGE NACH DER NATÜRLICHEN BREITE UND MORPHOLOGIE

Die natürliche Morphologie eines Gerinnes bestimmt dessen erforderlichen Raumbedarf und bildet daher eine wichtige Grundlage bei Aufweitungsjekten. Neben verschiedenen Sohlenparametern spielt die natürliche Breite eines Gerinnes eine massgebliche Rolle bei der morphologischen Abgrenzung von Fließgewässern mittels Grenzkriterien. Die natürliche Breite zu bestimmen ist nicht immer einfach.

2.1 Historische Daten und Grenzgefälle als Grundlage des erwarteten Morphologiebildes

Historische Karten liefern eine wertvolle Datengrundlage, um ein Bild über den natürlichen Zustand eines Flusslaufes zu erhalten. Im Falle Töss stellt dies ein Kartenwerk aus dem Jahre 1843 dar (Abb. 1).

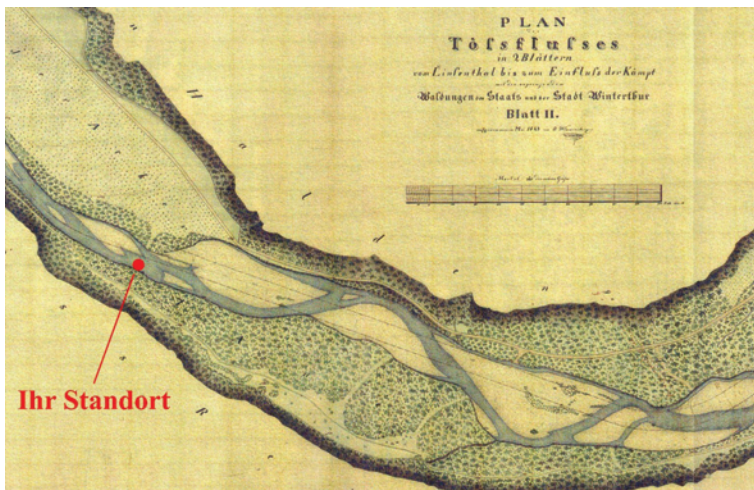


Abb. 1: Abschnitt der Töss wie sie sich 1843 zeigte; "Ihr Standort" bezeichnet dabei die Lage des Strömungsteilers (Insel)

Als weitere Möglichkeit zur Überprüfung des Morphologiebildes können die eingangs erwähnten Grenzkriterien herangezogen werden. Millar (1998) liefert ein einfaches und recht zuverlässiges Kriterium. Er leitete die Gleichung (1) für das Grenzgefälle J_{tr} (*transition slope*) her.

$$J_{tr} = 0.0002 \cdot Q_{bf}^{-0.25} \cdot d_m^{0.61} \cdot \Psi^{1.75} \quad (1)$$

Unter Q_{bf} ist der bordvolle Abfluss (*bankfull discharge*; $\geq HQ_{10}$); d_m der massgebende Korndurchmesser nach Meyer-Peter und Müller; Ψ der innere Reibungswinkel des Böschungsmaterials zu verstehen. Die Resultate finden sich in Abb. 2 und die Parameterwerte für sämtliche Berechnungen sind in Tabelle 1 und Tabelle 2 im Anhang dargestellt.

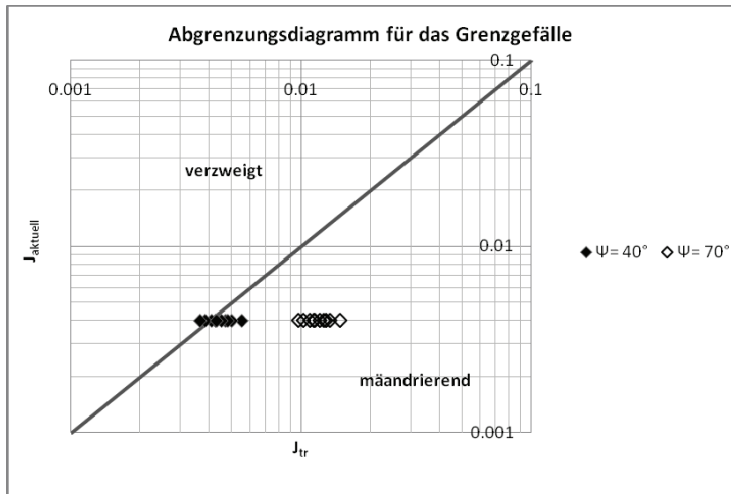


Abb. 2: Darstellung der Grenzgefälle mit der Gleichung (1) von Millar (1998) zur Bestimmung der erwarteten morphologischen Strukturen der Töss

Nach Millar (1998) entstände mit $\Psi=40^\circ$ ein Gerinne im Übergangsbereich zwischen verzweigt und mäandrierend, was in der Fachliteratur auch als *wandering river* bezeichnet wird. Diese Gerinneformen wären gemäss historischer Daten zu erwarten (vgl. Abb. 1). Setzt man den inneren Reibungswinkel des Böschungsmaterials auf $\Psi=70^\circ$, ergeben sich jedoch Werte, die eher auf ein mäandrierendes Gerinne schliessen lassen. Eine weitere Überprüfung der möglichen Morphologie kann mittels sogenannter Grenzdigramme durchgeführt werden. Doch hierfür muss zuerst die Frage nach der natürlichen Briete der Töss geklärt werden.

2.2 Ansätze zur Bestimmung der natürlichen Breite – Anwendbarkeit ist stets zu hinterfragen

Nach Bezola (2008) kann grundsätzlich zwischen Ansätzen aus der "Regime-Theorie" und jenen der "Schleppkraft-Theorie" unterschieden werden. Abb. 3 zeigt den Vergleich der Breitenabschätzungen aus der MAS-Arbeit. Erstaunlich ist, dass die Ansätze aus der Regimetheorie für gerade Gerinne Werte liefern, die am ehesten den aktuellen gemessenen Breiten in der mittleren Aue entsprechen. Dies obwohl aufgrund der historischen Daten (Abb. 1) grössere Breiten zu erwarten wären. Nahezu allen bekanntem Ansätzen ist gemein, dass sie sich auf Gerinne mit genügend Geschiebeaufkommen (Gleichgewicht) beziehen und bei Geschiebefizidit die natürlichen Breiten zu hoch geschätzt werden. Welche Breiten in der Töss bei reduziertem Geschiebeaufkommen zu erwarten sind muss daher mit anderen Ansätzen abgeschätzt werden.

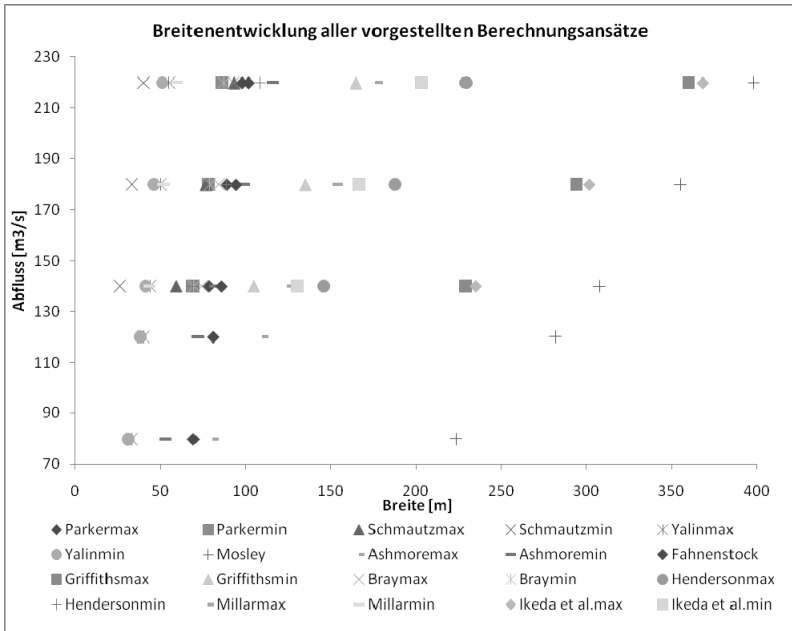


Abb. 3: Darstellung der Breitenentwicklung aller in der MAS-Arbeit diskutierten Ansätze zur Bestimmung der natürlichen Breite der Töss in Abhängigkeit des Abflusses

2.3 Unter Berücksichtigung des Geschiebedefizit müssten sich Strukturen zeigen

Marti (2006) beschreibt, dass es infolge Geschiebedefizit zum Prozess der Bildung von Einzelgerinnen und Streckung des Flusslaufes kommt. Dadurch erhöhen sich die Abflussmengen im Einzelgerinne und es kommt darin zu höheren Sohlschubspannungen. Das hat zur Folge, dass sich das Gerinne eintieft. Marti (2006) entwickelte einen Ansatz, der sich explizit auf verzweigte Gerinne bezieht und zudem ein allfälliges Geschiebedefizit (Reduktion um 80 %) berücksichtigt. Mit der von ihm hergeleiteten Formel (2.1) kann das Verhältnis zwischen der reduzierten Wasserspiegelbreite b_{wred} zur Flussbettbreite b_{bf} unter Berücksichtigung des morphologische Parameter M_{bw} berechnet werden.

$$b_{wred} = b_{bf} \cdot (1.5 e^{-2.26 M_{bw}} - 0.03 M_{bw} + 0.2) \quad (2.1)$$

Der morphologische Parameter M_{bw} zur Bestimmung der mittleren Wasserspiegelbreite b_w wird mit dem Ausdruck:

$$M_{bw} = b_{bf}^{0.65} d_m^{0.25} j^{0.3} Q^{0.18} / Q^{0.36} \quad (2.2)$$

kalkuliert. Für Q ist ein bettbildender Abfluss Q_{cf} (*channel forming discharge*; $\leq HQ_{10}$) einzusetzen. Die Ergebnisse sind in Abb. 4 dargestellt. Auch dieser Ansatz liefert jedoch grössere Breitenwerte als die Töss heute in der mittleren Aue aufweist.

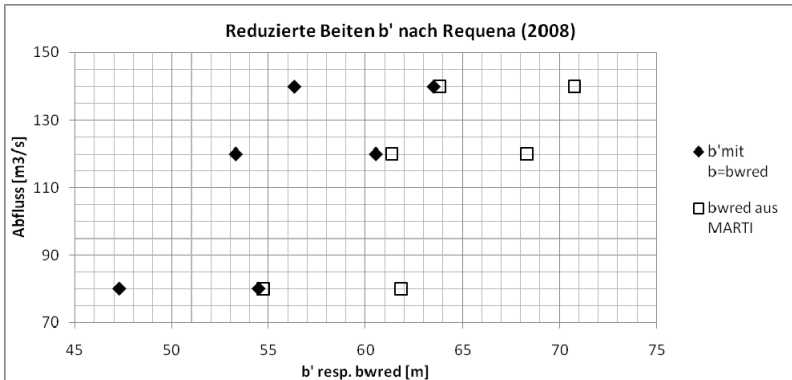


Abb. 4: Darstellung der reduzierten Breiten b' nach Requena (2008) und Vergleich mit den reduzierten benetzten Breiten b_{wred} nach Marti (2006) in Abhängigkeit des Abflusses

Requena (2008) beschreibt, wie bei herrschendem Geschiebedefizit eine Pflasterungsschicht in Ufernähe auftritt und die Bildung von Strukturen, welche für das Einsetzen der sekundären Seitenerosion erforderlich sind, verhindert. Durch diese grobe Deckschicht wird der Sedimenttransport auf die reduzierte Breite b' konzentriert, welche somit die massgebliche Breite für die Bildung morphologischer Strukturen darstellt. Diese reduzierte Breite b' kann mit dem nachstehenden Ansatz (2.3) berechnet werden:

$$b' = b_{wred} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot h_D}{h} + 2 \cdot \frac{R \cdot h_D}{h^2} \right) \quad (2.3)$$

h bedeutet die mittlere Abflusshöhe und h_D die erforderliche Abflusstiefe für das Aufreissen der Deckschicht. Es ist anzumerken, dass sich b_{wred} auf die berechnete Wasserspiegelbreite aus dem Ansatz (2.1) von Marti (2006) bezieht. Die Resultate sind zum Vergleich mit den Ergebnissen des Ansatzes von Marti (2006) in Abb. 4 dargestellt. Auch die Abschätzungen mit dem Ansatz (2.3) liegen noch über den Breiten, welche die Töss aktuell aufweist.

Ausgehend von den unter Geschiebedefizit maximal zu erwartenden Breiten sollen die zu erwartenden morphologischen Strukturen abgeschätzt werden. Sehr zuverlässige Vorhersagen lassen sich mit dem morphologischen Grenzdigramm von Da Silva (2001) erzielen. Die Breiten aus Abb. 4 wurden in das Grenzdigramm nach Da Silva (Abb. 5) aufgenommen. Deutlich ist zu erkennen, dass mit dem Ansatz (2.1) von Marti (2006) die Töss auch bei Geschiebedefizit noch ein verzweigtes Morphologiebild zeigen müsste. Aber auch mit dem Ansatz (2.3) von Requena (2008) müssten sich teilweise verzweigte Strukturen, zumindest aber alternierende Bänke, zeigen. Dies ist heute jedoch nicht der Fall. Somit muss ein weiterer Einflussfaktor die Töss am selbsttätigen Aufweiten hindern.

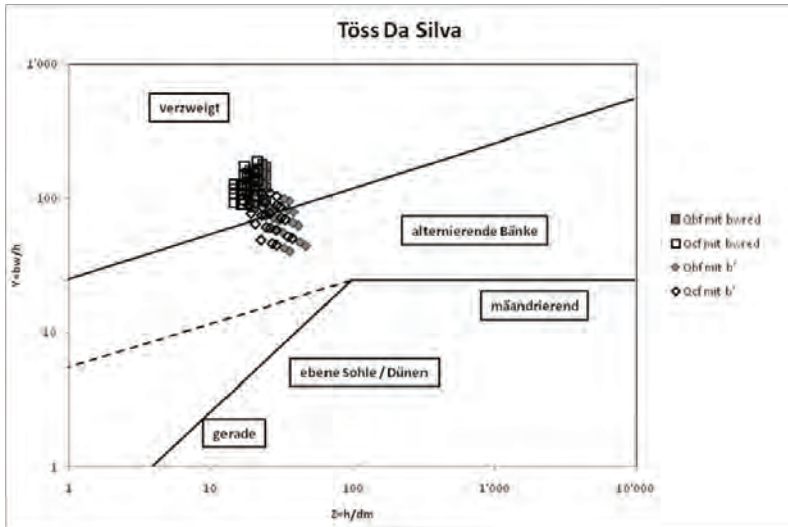


Abb. 5: Erweitertes Grenzdiagramm für die Töss nach Da Silva (1991) unter Berücksichtigung der transportwirksamen Breite b' bzw. der reduzierten benetzten Breite b_{wred} nach Marti (2006)

2.4 Wurzelvorhang schützt durch Raubaumeffekt und verhindert Aufweitung

In der MAS-Arbeit konnte gezeigt werden, dass der Wurzelvorhang eine wichtige Stellung für die Erklärung der ausbleibenden Strukturen in der Töss einnimmt. Dieser reduziert die Beanspruchung des Ufers durch die lokale Reduktion der Fließgeschwindigkeit. Zudem nimmt die Schubspannung nicht wie üblich exponentiell, sondern infolge der flexiblen Bewurzelung lediglich linear mit der Fließgeschwindigkeit zu. Der Wurzelvorhang, wie er an der Töss anzutreffen ist, stellt somit einen äusserst effektiven Erosionsschutz dar. Oplatka (1998) bezeichnet ihn sogar als "Miniraubäume" und attestiert eine hohe Schutzwirkung, insbesondere bei Hochwasserverhältnissen.

3 MASSNAHMEN ZUR EINLEITUNG DER EIGENDYNAMIK

3.1 Geschiebedefizit als gordischer Knoten

Für die reduzierte benetzte Breite b_{wred} ist das Geschiebedefizit verantwortlich. Auch die Pflasterungsschicht und die reduzierte Breite b' werden durch den mangelnden Geschiebeeintrag hervorgerufen. Ohne zusätzliches Geschiebe keine Strukturen! So liesse sich plakativ diese Erkenntnis zusammenfassen. Konsequenterweise müsste die Geschiebezugabe bereits von oberhalb der Untersuchungsstrecke erfolgen. Aufgrund des eingeschränkten Handlungsspielraumes kann dies zurzeit nicht umgesetzt werden (vgl. Kap. 4). Auch ein seitlicher Zubringer, der Geschiebe liefern könnte, ist nicht vorhanden. Sinnvollerweise ist der Töss daher auf der gesamten Untersuchungsstrecke möglichst viel Geschiebe zur Verfügung zu stellen. Das Material muss also aus den ehemaligen Ablagerungsgebieten in den Gewässerraum verstossen werden. Dabei ist der gemäss Hunzinger (1998) in Aufweitungen natürlicherweise entstehende Versatz vorwegzunehmen.

3.2 Vegetation

Diese Massnahmen können jedoch nicht ohne vorgängige Entfernung der Vegetation und der Humusschicht des Waldbodens erfolgen. Deshalb ist die vorhandene Bestockung zunächst auf der Eingriffsbreite und -länge zu roden und der humusreiche Waldboden abzuschälen. Um den Raubaumeffekt des Wurzelvorhanges zu vermeiden sind zusätzlich die Wurzelstöcke zu entfernen.

3.3 Bauliche Massnahmen – Abschätzen der Eingriffstiefe und des Versatzes

Aus Abb. 5 kann geschlossen werden, dass für die abgeschätzte transportwirksame Breite b' alternierende Bänke auftreten, wobei sich auch verzweigte Strukturen ergeben können. Für die reduzierte benetzte Breite b_{wred} liegen alle Datenpunkte klar im verzweigten Bereich. Für eine gesamte Flussbreite b_{bf} von 80m und Abflussmengen zwischen $HQ_{2,10}$ ergeben sich demgemäss für b' Werte zwischen 47 und 63m und für b_{wred} solche von 55 bis 71m. Für diese Breiten liegen auch die mit b' berechneten Datenpunkte im Diagramm von Da Silva (Abb. 5) über oder nahe an der Grenzlinie alternierend-verzweigt. Es ist demnach davon auszugehen, dass bei der Wahl von $b_{bf}=80m$ auch in der Natur markante morphologische Strukturen entstehen. Als vegetationsfreie Breite werden daher 80m empfohlen.

Aufgrund von Querprofilmessungen und Vergleichen mit Planunterlagen ergibt sich eine Eingriffstiefe von 40m. Die Höhe des Versatzes wurde in der MAS-Arbeit unter Anwendung des Ansatzes von Hunzinger (1998) auf 81cm (für ein HQ_{10}) festgelegt. Gemäss der Diskussionskizze im Anhang ist auf einer Länge von ca. 170m das Material zu verstossen. In der Töss selbst ist situativ ein Gerinne auszuformen, das dem historischen Morphologiebild nahe kommt (*wandering river*).

4 ERSTMALIGE REVITALISIERUNG IN EINER GRUNDWASSERSCHUTZZONE S2

Grundsätzlich dürfen gemäss Art. 44 Abs. 2 lit. a Gewässerschutzgesetz (GSchG) keine Bewilligungen für geländeverändernde Massnahmen in Grundwasserschutzzonen erteilt werden. Ausnahmen sind unter gewissen Bedingungen zulässig (Art. 44 Abs. 3 GSchG). Art. 31 Gewässerschutzverordnung präzisiert die zu treffenden Schutzmassnahmen für Tätigkeiten in besonders gefährdeten Grundwasserschutzgebieten. Die Grundwasservorkommen im Leisental stellen eine bedeutende strategische Wasserreserve für die Stadt Winterthur dar. Faktisch fällt der gesamte Talgrund der Töss im Untersuchungsperimeter unter diese Schutzkategorie (Zone S2), und im Bereich der Fassungen unter die Kategorie S1. Für die engere Schutzzone S2 lassen die Bestimmungen keine Revitalisierungen zu. Dennoch wurden im Rahmen des Unterhalts- und Entwicklungskonzeptes "Töss im Leisental" Abschnitte definiert, in denen eine gewisse Dynamisierung zulässig ist. In Abb. 6 ist die Einteilung des Leisentals in die verschiedenen Grundwasserschutzzonen (Schutzzonen S1 und S2) ersichtlich. Der Projektperimeter ist als "blaues Band" dargestellt. Die heikle Lage des Projektes und die unzähligen Restriktionen, denen es dadurch unterworfen ist, zeigen sich deutlich.

Die Massnahmen (roden, entwurzeln, Humus abschälen, Vorwegnahme des Versatzes durch Verstossen der Alluvionen) können nur mit mechanischem Eingriffen umgesetzt werden. Sie mussten daher vorgängig von den zuständigen Fachstellen bewilligt werden. Das vorgeschlagene Massnahmenpaket wurde anlässlich einer Besprechung präsentiert und mit den beteiligten Fachstellen (Stadtwerke Winterthur und Abteilungen Gewässerschutz und Wasserbau der kantonalen Baudirektion) diskutiert. Als Grundlage diente eine Massnahmenskizze (Abb. 7). Einige Vorbehalte konnten ausgeräumt werden und das grundsätzliche Vorgehen wurde unter Auflagen (Grundwassermonitoring) genehmigt. Das vorgeschlagene Massnahmenpaket wird demzufolge als umsetzbar betrachtet. Auch die begleitenden übrigen Fachstellen (Fachstelle Naturschutz, Abteilung Wald sowie der Fischereiverwaltung) äusserten keine grundsätzlichen Einwände.

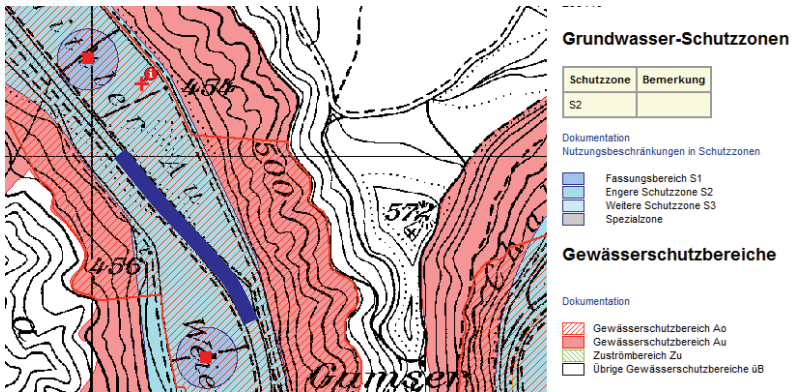


Abb. 6: Ausschnitt aus der Grundwasserschutzkarte für das Leisental mit Darstellung des Projektperimeters als "blaues Band" (Quelle GIS-ZH)

Die vorgeschlagenen Massnahmen stellen nicht nur für Laien einen drastischen Eingriff in die Landschaft dar. Rodung, Wurzelstockentfernung und Verstossen von Material in dieser Gröszenordnung werfen Fragen auf und können teilweise heftige Reaktionen in der Bevölkerung hervorrufen. Es ist deshalb dafür zu sorgen, dass die Massnahmen vorgängig einer breiten Öffentlichkeit vorgestellt werden. Informationstafeln an den Zugängen zum Untersuchungsgebiet erläutern zusätzlich vor, während und nach der Umsetzung Ziele und Nutzen der Massnahmen.

5 ÖKOLOGISCHE WÜRDIGUNG UND SCHLUSSFOGERUNGEN

Kein anderer Lebensraum in der Schweiz vereint so viele verschiedene Biotoptypen auf engstem Raum wie die Auen. Auenwälder bieten Lebensraum für eine große Vielfalt von Pflanzenarten, die hier ein vielfältiges Angebot von Lebensbedingungen vorfinden, das von groben Kiesrücken bis zu mächtigen Auenlehmböden reicht. Sie beheimaten rund 1'500 Pflanzenarten und repräsentieren damit 40% der heimischen Flora. In der Schweiz machen diese einstigen Auenwälder gerade noch 0.3% der Landesfläche aus. Die ökologische Bedeutung dieser Auenreste ist sehr gross. Durch mangelnde Überflutung drohen diese Reste aber zu verschwinden. Das Leisental ist potentiell ein solcher Auenstandort. Mit den in der MAS-Arbeit vorgeschlagenen Massnahmen sollen periodische Überflutungen zulässig sein, damit sich langfristig tatsächlich wieder eine Auenvegetation einstellen kann.

Sollten diese Massnahmen im gesamten Umfang umgesetzt werden können, wäre dies nach Wissen des Autors die erste derartige Revitalisierung in einer Grundwasserschutzzone S2 in der Schweiz. Es stellt sich die Frage, welche Auswirkungen diese Umsetzung auf Revitalisierungen in der übrigen Schweiz in solchen Schutzzonen haben könnte. Bis anhin ist es aus rechtlichen Gründen äusserst schwierig, in Grundwasserschutzgebieten Revitalisierungen, Aufweitungen oder ähnliche Massnahmen umzusetzen. Das Bundesamt für Umwelt (BAFU) hat sich im Rahmen des Konjunkturförderungsprogrammes am Projekt beteiligt und die Mittel explizit im Hinblick auf die Auenrevitalisierung im Leisental gesprochen. Es ist also mit einer gewissen Signalwirkung zu rechnen. Es bleibt abzuwarten, wie sich das Bild nach der allfälligen Umsetzung des Projektes zeigt und wie sich die bettbildenden Abflüsse auf die Strukturbildung auswirken. Greifen die Massnahmen im vorgesehenen Umfang, stellen sie einen Weg dar, wie Gewässer in Grundwasserschutzgebieten revitalisiert und Auenwäldern die für ihren Fortbestand nötigen Überflutungen zurückgegeben werden könnten. Das Projekt hat also durchaus das Potential ein Beispiel für die übrige Schweiz zu werden.

REFERENZEN

- Arnold, Urs. 2009 (unpubl.). Tössaufweitung Mittlere Aue, Leisental, Kanton Zürich, Schweiz: Analyse der morphologischen Entwicklung einer Flussaufweitung seit den ersten Massnahmen bis heute und Ausarbeitung von Massnahmen zur Dynamisierung. MAS-Thesis. EPF-Lausanne, Lausanne.
- Bezzola, G.R. 2008. Vorlesungsmanskrift Flussbau. Departement Bau, Umwelt und Geomatik. Professur für Wasserbau. ETH-Zürich, Zürich.
- Da Silva, A.M.A.F. & Yalin, M.S. 2001. Fluvial Processes. IAHR Monograph. IAHR. Delft, the Netherlands.
- Hunzinger, L.M. 1998. „Flussaufweitungen - Morphologie, Geschiebehalt und Grundsätze zur Bemessung“, Mitteilung Nr. 159. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH-Zürich, Zürich.
- Marti, C. 2006. Morphologie von verzweigten Gerinnen, Ansätze zur Abfluss-Geschiebetransport und Kolkiefenberechnung. Mitteilung Nr. 199. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH-Zürich, Zürich.
- Millar, R.G. 1998. Meandering - braiding transition. In River Sedimentation, Theory and Application (Eds A.W. Jayawardena, J.H.W. Lee and Z.Y. Wang) 7 edn, Internat. Symposium of River Sedimentation: 239-245. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, Hong Kong China.
- Requena, P. 2008. Seitenerosion in kiesführenden Flüssen, Prozessverständnis und quantitative Beschreibung. Mitteilung Nr. 210. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH-Zürich, Zürich.
- Oplatka, M. 1998. Stabilität von Weidenverbauungen an Flussufern. Mitteilung Nr. 156. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH-Zürich, Zürich.
- Suter von Känel AG. 1998. Baudirektion Kanton Zürich. AWEL Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (Hrsg.): Erweitertes Unterhalts- und Entwicklungskonzept Töss im Leisental.

ANHANG

Verwendete Sohlenparameter

Tabelle 1: Angabe der verwendeten Sohlenparameter, jeweils min. und max. Werte

d_m	d_{30}	d_{50}	d_{90}	σ	ρ_s	Θ_{cr}	Ψ'	k_{St}
[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kg/m ³]	[-]	[°]	[m ^{1/3} /s]
0.0272	0.0107	0.0251	0.0611	4.0	2650	0.1	40 - 70	45.3525
0.0355	0.0154	0.0318	0.0877	4.2				47.4109

Übrige Parameter

Tabelle 2: Angabe der in den Berechnungen verwendeten Parameter für Breite, Gefälleverhältnis und Abflüsse der Töss im Leisental

b_{bf}	b_0	J	HQ_2	HQ_5	HQ_{10}	HQ_{30}	HQ_{100}
[m]	[m]	[%]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
60 - 120	22	0.40 - 0.54	80	120	140	180	220

Hydroelectric energy production in water supply networks

Integration of turbines operating in counter pressure mode into water supply networks

Production d'hydroélectricité par turbinage en régime contre pression en réseaux d'eaux potables

Jürg Burren

WA-TEC AG, 3645 Thun-Gwatt, Schweiz

ABSTRACT The integration of pumps operating as turbines (PAT) and of counter pressure Pelton turbines into pressurized pipe networks of water supply systems has been investigated, where the turbines were to serve as pressure reducing stations. The investigations carried out show that demand variations and especially power grid failures can cause important transients that must be mitigated by special measures such as hydro-pneumatic tanks, rupture disks, surge control valves etc. to prevent damage to the pipe network and piping installations of consumers. Due to these additional safety measures the profitability of such turbine schemes may deteriorate. The combination of such turbines working in series has also been investigated. Whereas the combination of PAT at distant locations in the network may not function reliably due to the effects of demand variation and the generally limited possibilities of turbine control, counter pressure Pelton turbines may be combined due to their better controllability and capabilities of adjustment.

RESUME L'intégration des turbines du type pompes fonctionnant en turbines (PAT) et des turbines Pelton à contre pression aux réseaux d'eau potable a été investigué où les turbines doivent fonctionner comme des réducteurs de pression. Les investigations montrent que des variations fortes de consommation d'eau en réseaux et en particulier des pannes en réseaux électrique peuvent causer des coups béliers importants dans le réseaux d'eau, qui doivent être modérés par des mesures particulières comme l'installation des amortisseurs, disques de ruptures, vannes anti-béliers etc. pour éviter des dommages dans les réseaux d'eau. Par ces mesures additionnelles la rentabilité des installations turbinage peut être détérioré. La combinaison de plusieurs turbines fonctionnant en série dans le même réseau a aussi été investigué. La combinaison de plusieurs PAT en stations distantes dans le réseau ne peut pas être recommandé à cause des fluctuations de consommation/pression en réseau et due à la contrôlabilité limité de ces turbines; par contre la combinaison de plusieurs turbines Pelton à contre pression ne pose pas de problèmes fondamentales due à leur meilleure contrôlabilité et flexibilité.

ZUSAMMENFASSUNG Die Integration von rückwärtslaufenden Pumpen im Turbinenbetrieb (PAT) sowie von Gegendruck-Peltonturbinen in Wasserversorgungs-Leitungsnetze wurde untersucht, wo diese Turbinen als Druckreduzierstationen funktionieren sollen. Die Untersuchungen zeigen, dass starke Verbrauchsschwankungen im Leitungsnetz und insbesondere Stromausfälle erhebliche Druckstosserscheinungen verursachen können, die durch geeignete Massnahmen wie der Installation von Druckstossdämpfern, Berstscheiben oder Entlastungsventilen zu dämpfen sind um Schäden an Leitungen im Netz und beim Verbraucher zu vermeiden. Durch die Notwendigkeit dieser zusätzlichen Installationen kann die Rentabilität solcher Turbineninstallationen deutlich verschlechtert werden. Ebenso wurde die Kombinierbarkeit mehrerer im gleichen Netz in Serie geschalteter Turbinen untersucht. Währenddem der Betrieb mehrerer auseinanderliegender PAT wegen den Verbrauchs- und Druckschwankungen sowie der schlechten Regulierbarkeit kaum machbar ist, stellt die Kombination von mehreren Gegendruck-Peltonturbinen kein grundsätzliches Problem dar.

1 INTRODUCTION

Exploitation of potential energy in water supply systems has become an important issue in the light of sustainable energy production.

Up to date the exploitation of the energy in water supply systems has mostly been limited to simple schemes, such as Pelton turbines for the exploitation of free flowing water from natural sources or pump turbines between reservoirs with free water surface on both ends. These technologies are well proven and reliable.

However especially in pre-alpine regions where topography often requires the subdivision of the pipe networks into different supply zones by means of automatic pressure regulation valves, considerable amounts of potential energy are theoretically available if it could be exploited at reasonable effort and cost by means of suitable turbines integrated into the pipe networks.

An integration of turbines into water supply pipe networks, either in series or in parallel with self-regulating pressure valves or other turbines, can be difficult or inefficient due to hydraulic pressure losses within an extensive network but also due to dynamic and transient effects (water hammer, oscillations etc.) which may arise from non-continuous water consumption, mutual interaction, etc.

As existing literature on the subject does not provide straightforward methods to assess the feasibility and operational limitations of such more complex schemes of turbine installation, an investigation of this area of interest is necessary.

2 SYSTEM-DEFINITION

The hydraulic system to be considered for the investigations shall be defined and delimited based on the following diagram of a typified water supply network as it can exist in pre-alpine regions :

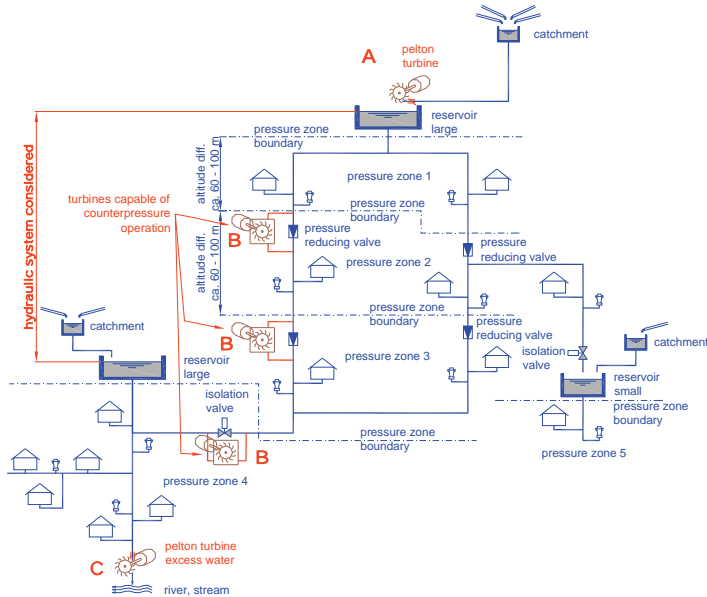


Figure 1 Typified hydraulic scheme of a pre-alpine municipal water supply system with several pressure zones

The scheme above shows the general functioning of the hydraulic system as follows :

- ~ Water from a spring flows into a topmost reservoir, from where the lower lying pressure zones are supplied with drinking water. If the discharge of the spring and the altitude difference between catchment and reservoir are large enough, a first hydroelectric energy production scheme by means of a pelton turbine may be implemented in the reservoir.
 - ~ Several pressure zones are supplied with drinking water by means of one or more main network axes (two in the above scheme); the supply pressures to the house water taps and hydrants are usually in a range between 2,5 to 8 - 12,5 bars, depending on topography and network topology. The pressure zone delimitation between different pressure zones is effected by means of self-regulating pressure reducing valves which set the downstream hydraulic grade to a predefined level. The pressure zone boundaries therefore are in general some 60 - 100 m altitude apart. Water demand from the network for domestic or industrial use, as well as the water drawn from hydrants, causes rapid and random fluctuations of flow and pressure in the network. Maintaining the pressure within the pressure zones thus requires fast adjustment/regulation of the flow by means of the pressure reducing valves.
 - ~ The (variable) demand in a pressure zone diminishes the available water quantity for the supply of the following pressure zone.
 - ~ For the supply of a smaller lateral pressure zone with its own reservoir and source, a sudden big demand from the main network may occur, when the isolation valve between the main network and the feeder pipe to the lateral reservoir opens in case of insufficient water inflow from its own source.
 - ~ Similar demand may occur by supplying the lowest reservoir with additional water from the resources of the upper reservoir by means of an isolation valve between the pressure zones.
- This typified water supply scheme exists and functions in various variants in many places. It is clear, that the pressure reduction between the pressure zones by means of pressure reducing valves wastes potentially exploitable energy by means of turbulence and friction within the valve.

Provided that there is enough water capacity and difference in altitude, the following basic options for the exploitation of hydroelectric energy within the system are available:

- A. Exploitation of the energy potential between catchment and reservoir by means of a standard Pelton turbine expanding the water to ambient pressure. This turbine scheme has been realized extensively in the past 150 years and requires no further special investigation in this context.
- B. Exploitation of the pressure differences between the individual pressure zones by means of turbines. As a turbine in such a scheme is required to supply a downstream pressure at its exit greater than ambient pressure, special types of turbines capable of operating under counter pressure are necessary to provide the required pressure head for the downstream pressure zone.
- C. Exploitation of the energy potential of the excess water quantity between the lowest pressure zone and some nearby river or stream. This could also be achieved by means of a standard Pelton turbine at the end of the network.

The studies described herein exclusively deal with turbine schemes of type B as described above, i.e. turbines within a closed pipe network between two reservoirs with free surface where the pipe network may be further divided into several pressure zones.

3 THEORETICAL BASIS

The theoretical basis for all major elements in the hydraulic system considered was established. Here only the theoretical basis carrying significance to the subject is summarized.

3.1 Wave speed in elastic pressurized pipes

Based on the literature of Wylie & Streeter (1993) and Kottmann (1992) the equation for the evaluation of the wave speed in an elastic pipe was developed which takes into account

- ~ the axial constraint of the pipe (free to elongate or constrained with or without joints)
- ~ the pipe wall supporting effect of the embedding material onto pipes made of soft material such as polyethylene or polyvinylchloride
- ~ the compressibility of water containing non-dissolved air bubbles

It can be shown, that the magnitude of the wave speed c taking the above mentioned effects into account is given by

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \left(K \cdot \frac{D}{E_{comb} \cdot s} \right) \cdot C_x + \left(\frac{[m_0 - \Delta m(p_{abs})]RT}{p_{abs}} \right) \cdot \left(\frac{K}{p_{abs}} - 1 \right)}} \quad (1)$$

where K = bulk modulus of elasticity of water; ρ = density of water; D = pipe diameter; s = pipe wall thickness; R = gas constant of air, 287 J/kg K^{-1} ; T = absolute temperature of water/air; p_{abs} = absolute pressure of water; m_0 = initial mass content of non-dissolved air at ambient conditions

The combined modulus of elasticity of the pipe material and the embedding material surrounding the pipe E_{comb} is defined by

$$E_{comb} = E + \frac{D_a \cdot E_{Bed}}{2 \cdot s \cdot \ln \frac{2x_i}{D_a}} \quad (2)$$

where E = Young's modulus of elasticity of pipe material; D_a = outer diameter of pipe; E_{Bed} = dynamic modulus of elasticity of embedding material; s = pipe wall thickness; x_i = reach of support effect in the ground.

Acc. to Kottmann x_i is assumed to be in a range $D_a < x_i < 3 \cdot D_a$ from which can be derived

$$\ln \frac{2x_i}{D_a} \approx 0,7 \div 1,8 \quad (3)$$

The longitudinal constraint factor takes on different values for the case of the

1. pipe anchored at upstream end only, C_1
2. pipe anchored throughout against axial movement C_2
3. pipe anchored with expansion joints throughout, C_3

where

$$C_1 = 1 - \frac{\mu}{2} \quad (4)$$

$$C_2 = 1 - \mu^2 \quad (5)$$

$$C_3 = 1 \quad (6)$$

with μ = Poisson's ratio of longitudinal/circumferential strain within the pipe wall.

The amount of non-dissolved air $m(p_{abs})$ in function of the pressure within the pipe can be evaluated based on Grombach et al. (2000) as

$$m(p_{abs}) = m_0 - \left(C_{W_0,O_2} \cdot \frac{P_{abs}}{P_0} \cdot 23,5\% + C_{W_0,N_2} \cdot \frac{P_{abs}}{P_0} \cdot 76,5\% \right) = m_0 - \Delta m(p_{abs}) \quad (7)$$

where $m(p_{abs})$ = non-dissolved air content at absolute pressure p_{abs}

The volumetric fractions of 21% for oxygen and 78% for nitrogen content in air convert into 23.5% of mass for oxygen and 76.5% of mass for nitrogen due to the different molar masses of the two gases involved.

Whereas most sources of literature quote the bulk modulus of elasticity for water as a constant, Kottmann (1992) mentions the dependency of the bulk modulus of elasticity of water on pressure and temperature and provides data for K :

Table 1. Bulk modulus of elasticity K of water as a function of pressure and temperature

water pressure	K for T = 5°C	K for T = 10°C	K for T = 20°C
kPa	MPa	MPa	MPa
0	1726	1761	1790
100	1775	1810	1841
200	1803	1871	1870
500	1854	1891	1922
1000	1897	1937	1968
2000	1946	1986	2020

Kottmann also suggests values for the dynamic modulus of elasticity E_{dyn} for the embedding material surrounding the pipe :

Table 2. Dynamic moduli of elasticity E_{Bed} for embedding material acc. to Kottmann

Material	E_{BedDyn}
	MPa
Sand, slack	150 - 300
Sand, firm	200 - 500
Gravel without sand	300 - 800
Clay	100 - 500

The solubility of the gases oxygen O_2 and nitrogen N_2 , which make up 99% of the air volume, in water is mentioned by Grombach et al. (2000) acc. to the table below :

Table 3. Solubility for oxygen O_2 and nitrogen N_2 in water at standard pressure $p_0 = 1013$ mbar

Temperature	$C_{w,p0}$ for O_2	$C_{w,p0}$ for N_2
°C	g/m^3	g/m^3
0	70	29
5	61	26
10	54	24
15	49	21
20	44	19

The following diagram provides an overview of the wave speeds for pipes made of different material having a diameter $D = 150$ mm as calculated acc. to the theory explained above.

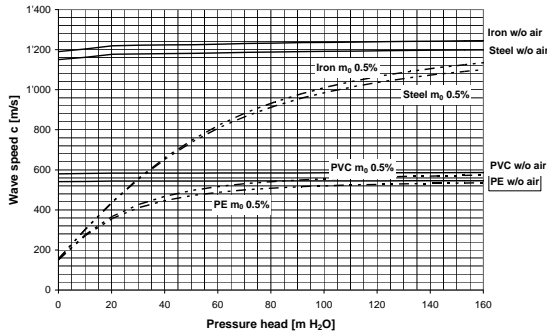


Figure 2 Typical wave speeds for pipe D = 150 mm for different pipe material

As the values for the wave speed can vary considerably due to the influence of the embedding on soft pipe material such as PE or due to non-dissolved air content as mentioned, the actual wave speed within the water supply network considered for case studies was measured. To accomplish this, the pressure fluctuations between two hydrants were synchronously recorded over time and the response, i.e. the time lag of the pressure wave, of an upstream hydrant to abrupt opening and closing of a downstream hydrant were evaluated.

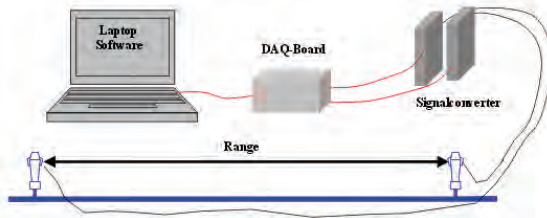


Figure 3 Setup for wave speed measurements between hydrants

The measurements showed good agreement with the theory and the parameter values acc. to Kottmann for pipes of polyethylene (wave speed measured 500 m/s, calculated 550 m/s). In another network for the case of the wave speed within pipes of ductile iron, which are not sensitive to pipe wall support of the embedding material, the existence of non-dissolved air in the water could be established. This reduced the wave speed from a theoretical value of 1230 m/s without non-dissolved air to 830 m/s due to initial air content under ambient conditions of 0.5%.

3.2 Network demand

For the safe functioning of turbines within a water supply network, the magnitudes of average demand, peak demand and demand fluctuation should be known. As existing literature does not provide useful information on these subjects, actual network demand was measured for the three water supply systems considered in the case studies.

The measurements were done by measuring and recording the instantaneous outflow from the reservoirs supplying the pressure zones considered in time intervals of 1 second, so that short peaks and the demand fluctuation could be traced. The flow measurements were done by either digitally recording the signals from an existing flow meter in the piping installations or by recording the signals of an ultrasonic flow measuring device, that can be clamped to the outside of a pipe within the pipe installation of the reservoir or pressure reducing station.

In this way the network demand was monitored and recorded for a weekly period, thus allowing to assess short term as well as medium term fluctuations of demand. The measurement data were processed to yield the total demand within the pressure zones considered, i.e. water transfer from the pressure zone of interest into other downstream pressure zones was subtracted from the measured outflow of the reservoir.

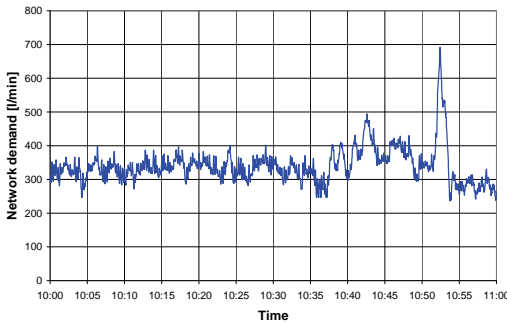


Figure 4 Typical demand fluctuation in pressure zone

In order to obtain useful parameters for the use in a network simulation the demand data were processed to yield

- ~ the hourly base demand as the min. demand within the hour, the arithmetic average of this value is interpreted as the leak rate of the network plus other continuous demands such as fountains which are still common in rural water supply systems
- ~ the hourly peak demand as the max. demand within the hour, this value can be caused by special events such as drawing water from hydrants or peaks due to an accumulation of domestic and industrial demands
- ~ the average hourly demand as the arithmetic average within the hour, the arithmetic average of this value is interpreted as the average domestic and industrial demand
- ~ the fluctuation range as the difference between peak and min. demand, this range can be considered to be the fluctuation caused by domestic and industrial demand
- ~ the frequency of occurrence of the demand within 5% intervals of the fluctuation range

The values are represented in graphs and tables, shown below a typical graph of a daily overview

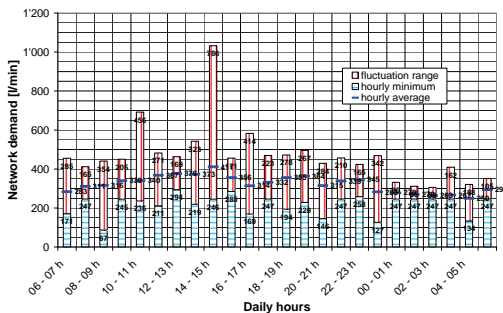


Figure 5 Graphical daily overview of network demand within pressure zone

The graphical representation of the recorded demand allows the quick detection of special events in the network such as drawing water from hydrants :

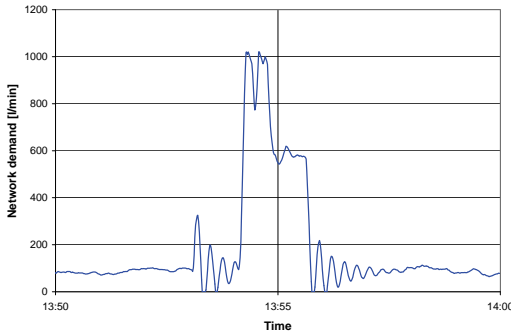


Figure 6 Special demand event, drawing water from hydrant

The frequency distribution of the demand in 5% intervals of the fluctuation range was computed and averaged over the entire period of measurement to yield an average frequency distribution of the fluctuation range :

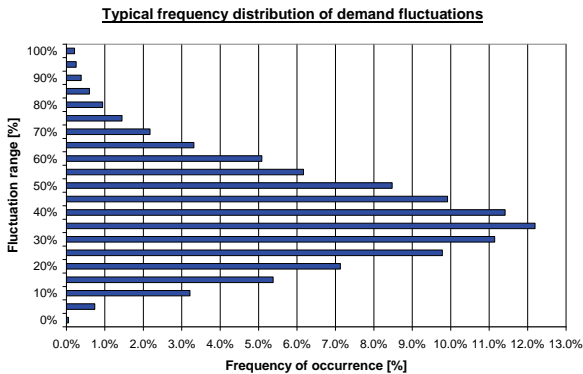


Figure 7 Typical distribution of demand fluctuations in a network due to domestic/industrial demand

The frequency distribution of the demand fluctuations can be used to check the operational conditions of a turbine scheme under varying demands by means of an extended period simulation. The tabulated and averaged values of average and peak demand also allow the definition of peak ratios (peak to average, max. peak to average peak etc.) for the use with steady state analyses. All in all, the measuring and the evaluation of the network demand serves to define the boundary conditions under which a turbine in a real water supply network would have to operate.

3.3 Turbines

A brief market research has shown that currently there are only two types of turbines available on the market for the counter pressure operation in water supply systems :

- ~ pumps in reverse mode working as turbines (PAT)

~ special pelton turbines with the runner enclosed in a pressurized chamber, thus allowing the operation under counter pressure

3.3.1 Pumps as turbines (PAT)

The use of pumps working as turbines is commonly known. The advantage of PAT mainly consists of using relatively cheap standard pumps instead of expensive, custom-tailored other turbines. Due to the geometry of casing and runner optimized for pump operation, the efficiency of PAT in reverse (turbine) mode is usually not optimal.

PAT as well as pumps operate in conjunction with the network at the intersection of the characteristic curves of the pump / PAT and the network. In case of variations of flow and/or pressure difference across the pressure zone boundary, the operational point will shift in accordance with the characteristic curves. A regulation of the pump / PAT is only possible by means of variable frequency drive of the generator. This method however would deteriorate the already low efficiency of the PAT further. Therefore most of PAT operation is done unregulated.

When a power grid failure occurs and the braking torque of the generator vanishes, the PAT's rotational speed increases. By doing so the slope of the PAT characteristic curve gets steeper i.e. the PAT allows less water to pass, thus the PAT chokes the flow which causes a sudden transient pressure rise. The opposite is true at PAT start-up before the generator is coupled to the electric grid.

Since the characteristic curves for turbine operation of standard pumps are usually not available, these curves may be derived and computed from either

- ~ scaling the data of known curves of PAT by means of Suter parameters
- ~ evaluation based on detailed geometrical data of runner and casing
- ~ evaluation based on statistical comparison between pump and PAT operation

Chapallaz (2007) suggests a method based on statistical comparison between pump and PAT operation with a statistical basis of 80 pumps / PAT.

To obtain reality-based parameters for a PAT characteristic curve for the simulation this method was followed. The diagram below shows the result of such a curve conversion along with the network hydraulic curve :

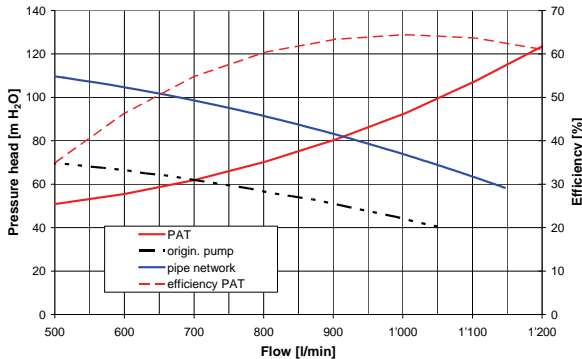


Figure 8 Resulting PAT characteristic curve based on pump curve, together with network curve

The dynamic and transient behavior can be described by means of a pair of non-linear equations describing pressure versus flow and rotational speed versus torque and which are related by means of the PAT characteristic curves.

3.3.2 Counter pressure Pelton turbine

In counter pressure Pelton turbines, the runner is contained in a sealed tank, where the necessary counter pressure is maintained by means of an air cushion in the upper part of the tank. The water falling down from the Pelton runner is de-aerated and fed to the downstream pipe connection to the downstream network. The very fast acting turbine control system keeps the water level in the (small) tank in balance; air being absorbed in the water is replaced either by means of a special air injector driven by the flow or by an external oil-free compressor. The figure below shows a section through a counter pressure Pelton turbine with generator, runner and tank.



Figure 9 Section through a counter pressure pelton turbine, picture from Blue-Water-Power AG

Since a Pelton turbine can adjust itself to virtually any operation point it allows a much broader range of operation at a very good efficiency.

The design of the Pelton turbine with the nozzle controlling the flow allows in general a smooth operation.

In case of a power grid failure the throttling effect of the energy conversion by the Pelton runner vanishes rapidly due to the typically small inertias of the runner/generator assembly. In order to avoid an excessive downstream pressure rise, the nozzle needs to be closed rapidly, so that a water hammer in the upstream feeder pipe may occur if the maximum permissible closure time Δt in relation to pipe length L and wave speed c is smaller than

$$\Delta t \leq \frac{2 \cdot L}{c} \quad (8)$$

In order to prevent excessive overpressure in the downstream network, counter pressure Pelton turbines are equipped with rupture disks to allow the venting of the excessive pressure if need be. For the assessment of the transient behavior of the turbine, it may be represented by a valve simulating the nozzle, an orifice simulating the head loss created by the Pelton runner (at steady state) and a bypass valve that is normally closed but opens when a power grid failure occurs. A hydro-pneumatic tank accounts for the tank with the air cushion. A dynamic event due to a power grid failure is simulated by closing the nozzle valve and simultaneously opening the bypass valve.

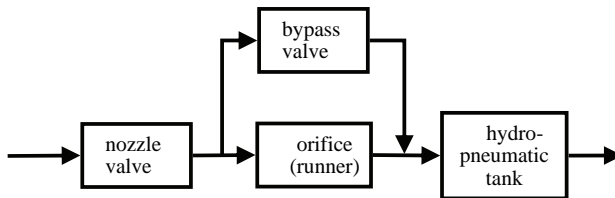


Figure 10 Schematic representation of counter pressure Pelton turbine for simulation

4 NETWORK SIMULATION

The network simulation was executed by means of the software Bentley Hammer. Importing the topology and the cadastral data of the real pipe networks of the water supply systems considered for the case studies, exact models of the real networks could be set up. In order to avoid computational problems the heavily fragmented original network topology was simplified so as to remove unnecessary between pipes of the same material and diameter, retaining only the branches where hydrants are attached to the main network pipes.

The network model were parameterized with the wave speeds calculated acc. to section 3.1 as well as the base and the domestic/industrial demands as measured acc. to section 3.2.

4.1 PAT simulation

The network simulation with integrated pumps working as turbines (PAT) were carried out for the cases of

- ~ load acceptance, i.e. start-up and coupling of the generator to the power grid
- ~ load variation, i.e. continuous operation with demand variation, e.g. drawing water from a hydrant
- ~ load rejection, i.e. power grid failure and shut-down of PAT

The simulations showed that load acceptance and load rejection can generate heavy transients which require additional dampening by means of hydro pneumatic tanks. Depending on the distance of the PAT with respect to the nearest reservoir with free surface, a hydro-pneumatic tank may be required for both the up- and downstream pressure zone to attenuate the pressure fluctuations. Load variation simulation showed, that network demands upstream of the PAT can cause it to deviate heavily from the design point of operation; the deviation may become so large, that the PAT might needed to be shut-down. Due to the constraint of the unregulated PAT's characteristic curve the deviation is also transferred to the downstream network so that a desired downstream constant network pressure can not be maintained.

The attempt to operate two PAT in series is not feasible as due to the demand fluctuations in the network the unregulated PAT influence each other and create considerable undesired pressure fluctuations in the network.

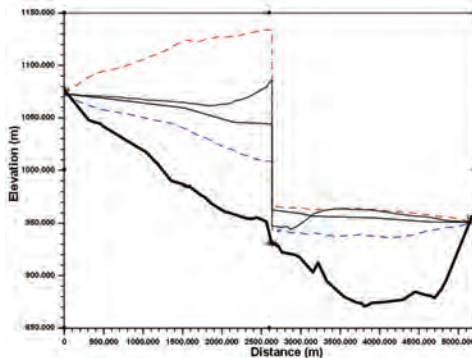


Figure 11 Typical up- and downstream pressures resulting from load rejection of PAT due to power grid failure, without hydro-pneumatic absorber

4.2 Counter pressure Pelton turbines

As the start-up procedure and the continuous operation of the Pelton turbines are well controlled by the rapidly reacting turbine controller, no simulation for these modes of operation was done.

The simulation of power grid failure revealed sudden pressure rises in the downstream network due to vanishing load of the Pelton runner. In order to prevent damages from excessive downstream pressure peaks, additional safety measures such as rupture disks, surge relief valves or other measures with a connection pipe to sewer or stream are unavoidable.

To prevent excessive upstream pressure peaks the minimum nozzle closure times acc. to section 3.2.2 should be observed.

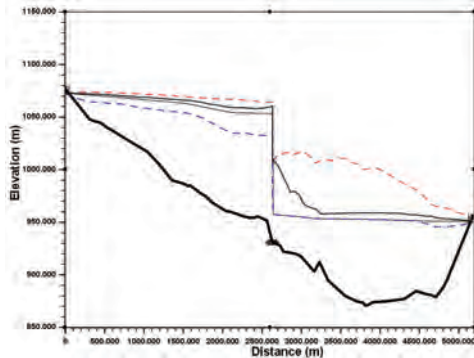


Figure 12 Typical up- and downstream pressure peaks of counter pressure Pelton turbine due to simulated power grid failure

5 ECONOMIC EFFICIENCY

For the cases considered, the economic efficiency of the potential realization of the investigated turbine schemes was evaluated also. Determining the net available water quantities and net pressure heads for energy production on a monthly average basis, taking the network demand and losses (leakage) into account, the monthly hydroelectric energy production was evaluated and summed up to a yearly average energy production. Following the procedure of the new Swiss regulation for the funding of renewable energy production, the approximate tariff per unit energy and the yearly remuneration was evaluated.

On the other hand the necessary investments for the constructions, installations, turbines, control system etc. were estimated and the necessary yearly provisions for the future renewal of the individual elements calculated. Here especially the costs of those elements necessary for safety measures to mitigate the potentially detrimental effects of pressure peaks in the network had to be taken into account.

On a yearly basis, the remuneration less the provisions for renewal and other operational costs were considered as the net yearly annuity for paying back the investment credit which was assumed to be fully credit financed. The cash value of these future annuities was then compared to the investment to determine the pay back time.

6 CONCLUSIONS

The investigations carried out show that

- ~ to obtain the correct wave speed for soft pipe material such as polyethylene, the pipe wall support of the embedding material must be taken into account
- ~ non-dissolved air in pipe networks is a possible feature in pre-alpine water supply systems which can considerably affect wave speed and minimum closure times of turbine nozzles to prevent water hammer effects
- ~ standard pumps as turbines (PAT) are a useful and inexpensive type of turbine, but due to their limited controllability should be used in pressurized networks only where reservoirs with free water surfaces exists at either end of the network and not at distant locations in the

Hydroelectric energy production in water supply networks
Integration of turbines operating in counter pressure mode into water supply networks

network; the turbine installation should also be equipped with the necessary water hammer protection elements (hydro-pneumatic tank etc.)

~ even though counter pressure Pelton turbines are in general better controllable and adjustable to various points of operation, power grid failures with the sudden loss of the turbine differential head can cause excessive overpressure in the downstream part of the network, thus requiring special safety precautions that can be costly and may reduce the profitability of the turbine scheme. The integration of several turbines of this type appears to be feasible.

REFERENCES

- Wiley, E.B. & Streeter, V.L. 1993. *Fluid transients in systems*, Prentice Hall.
Kottmann, A., 1992, *Druckstossermittlung in der Wasserversorgung*, Essen; Vulkan-Verlag
Grombach, P., Haberer, K., Merkl, G., Trüeb, E.U., 2000, *Handbuch der Wasserversorgungstechnik*, Oldenburg Industrieverlag GmbH

Sediment management during Grimsel reservoir emptying within the frame of dam heightening works

Gestion des sédiments pendant la vidange du réservoir de Grimsel dans le cadre des travaux de surélévation du barrage

Milad Daneshvari

LCH EPFL, Lausanne, Switzerland

ABSTRACT Enlarging the reservoir's capacity is a key factor in better matching energy supply to demand. To this end, the Grimsel reservoir will be emptied in order to heighten the existing dams. Emptying process occurs through a deviation gallery during wintertime, when minimum incoming upstream afflux is expected.

This results in flushed sediments towards the Räterichsboden reservoir about 1 km downstream of Grimsel, during emptying and construction time. This can create turbidity currents and increase the amount of suspended sediment concentration in the downstream Räterichsboden reservoir.

By modeling the reservoir, using FLOW-3D, pressure flushing is simulated and sediment concentration is computed through the bottom outlet. Also suspended sediment concentration through entering currents at Räterichsboden reservoir at the entrance of the intake is determined. Besides, the effect of venting on sediment concentration downstream is investigated.

Solid transport passing through superior and inferior reaches of Aare River is also studied.

RESUME L'augmentation de la capacité du réservoir est un facteur clé d'une meilleure fourniture d'énergie correspondant à la demande. À cette fin, le réservoir du Grimsel est vidé afin de pouvoir rehausser les barrages existants. La vidange se fait par une galerie de déviation pendant l'hiver, quand les apports sont fortement réduits.

Cela se traduit par des sédiments purgés vers le réservoir de Räterichsboden environ 1 km en aval du Grimsel, au cours de la vidange et la durée des travaux. Cela peut créer des courants de turbidité et augmenter la concentration de sédiments en suspension dans le réservoir de Räterichsboden.

En modélisant le réservoir, avec Flow-3D, la purge par la vidange de fond est simulée et la concentration des sédiments en suspension passant par la vidange de fond est calculée.

Aussi la concentration des sédiments en suspension grâce à des courants de turbidité à l'entrée du réservoir de Räterichsboden devant la prise d'eaux est déterminée. D'ailleurs, l'effet de transit de courants de turbidité sur la concentration de sédiments à l'aval est étudié.

Le transport solide passant par cours supérieure et inférieure de la rivière Aar est également étudié.

1 INTRODUCTION

1.1 KWO

The Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) is a Swiss company (based in Innertkirchen) operating several hydroelectric plants in Oberhasli, Canton of Berne. Founded in 1925, the company had its first power plant, Handeck 1, in 1932. Currently, KWO is operating nine plants, fed by the reservoirs of Grimselsee, Oberaarsee, Räterichsbodensee, Gelmersee and Totensee, with a total of 26 turbines yielding 1.1 GW, or about 8% of total Swiss hydropower capacity [1].

At the end of the 19th century, for appropriate hydropower exploitation, the area of the Grimsel and Susten was recognized. Heavy rainfalls, retention areas, solid granitic under ground as well as important differences in altitudes by short horizontal distances provide an optimal basis for a hydropower storage scheme. The first concrete dams for the basins of Grimsel and Gelmer and the power plant of Handeck were built between 1925 and 1932. Since then a complex

scheme with nine power plants and eight reservoirs has been developed. In the upgrading program called KWO plus, a large number of technical, economical and ecological improvements of the scheme are foreseen, such as the increase of the electric power of the machines or the increase of the retention volumes in reservoirs [2].

The Aare River finds its source in the glaciers of Unteraar and Oberaar at the altitude of 2'000 masl and flows nowadays through several reservoirs (Oberaar, Grimsel, Räterichsboden), in which the main part of the water is temporally accumulated to be turbined in the power plants of Grimsel, Handeck and Innertkirchen if required (Figure 1).

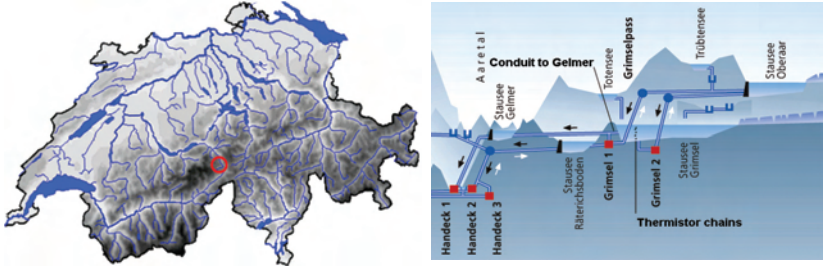


Figure 1 : Location of the power plants in Switzerland (left) and schematic view of them (right)

1.2 Grimsel Lake and catchment

Grimselsee or Lake Grimsel is an artificial lake near Grimsel Pass in the Canton of Berne, Switzerland. With a volume of $95 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, it is larger than other hydroelectric reservoirs in the region: Oberaarsee, Räterichsbodensee and Gelmersee. The dam was completed in 1932 and is operated by Kraftwerke Oberhasli AG. It is located in the municipality of Guttannen [3]. The total catchment area is about 88 km^2 concerning four sub catchments with an average annual precipitation of 2'300 mm. This amount of precipitation creates a big volume of water ($200 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{a}$) which the reservoir with $95 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ volume is not able to store.

1.3 Heightening the existing dams

With the purpose of storing more water, especially abundant summer rainfalls it is planned to enlarge Grimsel reservoirs volume via raising the two existing dams by 23 meters, which increase the reservoir's volume up to $170 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. The goal is better matching of supply to demand and more energy production from the same resource [4].

1.4 Energy increase and project costs

Taking into account the enlargement of Grimsel Lake, 20 GWh/a energy increase is expected. Also emptying the lake, dams heightening project and reservoir impoundment are planned to take place in 6 years with a cost estimation of 220 Mil. SFR [4].

1.5 Environmental impacts

Due to the steep slopes of the Unteraartal (Lower Aar Valley), increasing the water Level will not significantly broaden the lake. The open ground at the foot of the glacier will be almost completely submerged. In consideration of enlargement project, 1% of the Lower Aar Valley would be submerged (0.87 km^2 of 80 km^2). 46 trees (Cembra pines) belonging to a loose group of 250 in an area called the Sunnig Aar would be submerged (20% of the tree group) [4].

According to KWO Plus study, no moorland of national significance and $3'000 \text{ m}^2$ of moorland of regional significance (not under protection) will be affected. In addition, the open area at the foot of the glacier (not under protection) will be submerged.

The footprint of the enlarged lake lies outside the zone of the 'Moorland 268 Grimsel' area defined by the Swiss National Council.

2 FLOW 3D NUMERICAL SIMULATION

The numerical simulations of the flushing and turbidity current were performed using the software FLOW-3D in its version 9.3 from Flow Science Inc. in New Mexico, USA (Flow Science, 2008). This software has been successfully applied in the simulation of turbidity currents (e.g. Heimsund et al. 2003). FLOW-3D numerically solves the continuity and momentum equations using finite-volume approximation. The flow region is subdivided into a mesh of fixed rectangular cells. With each cell there are associated local average values of all dependent variables. All variables are located at the centers of the cells except for velocities, which are located at cell faces (staggered grid arrangement). Curved obstacles, wall boundaries, or other geometric features are embedded in the mesh by defining the fractional face areas and fractional volumes of the cells that are open to flow (the FAVOR method). Most terms in the equations are evaluated using the current time-level values of the local variables explicitly. This produces a simple and efficient computational scheme for most purposes but requires the use of a limited time-step size to maintain computationally stable and accurate results.

2.1 *Sediment scour model in FLOW-3D [5]*

The sediment scour model predicts the behavior of packed and suspended sediment within the three-dimensional flow capabilities of FLOW-3D. Potential applications include erosion around bridge piers, weirs, dams and underwater pipelines, and removal and drifting of sand or snow over terrain. The model consists of two basic components: drifting and lifting. Drifting acts on sediment that is suspended in the flow; gravity (along with other body forces) causes the settling of the sediment. This model is based on the drift-flux model already incorporated into FLOW-3D. Lifting takes place only at the interface between the packed sediment and fluid and occurs where the local shear stress imposed by the liquid on the bed interface exceeds a critical value. The amount of lifting is proportional to the shear stress. In conjunction with the drifting and lifting models, a drag model is used to mimic the solid-like behavior of the sediment in regions where its concentration exceeds a cohesive solid fraction. The viscosity and density are functions of the sediment concentration. The sediment scour model uses two concentration fields: the suspended sediment and the packed sediment. The suspended sediment advects and drifts with the fluid due to the influence of the local pressure gradient. Suspended sediment originates from inflow boundaries or from erosion of packed sediment. The packed sediment, which does not advect, represents sediment that is bound by neighboring sediment particles. Its value divided by the critical packing concentration is the volume fraction of the cell that is occupied by packed sediment. Packed sediment can only move if it becomes eroded into suspended sediment at the packed sediment fluid interface. Suspended sediment can become packed sediment if the fluid conditions are such that the sediment drifts towards the packed bed more quickly than it is eroded away. In regions where there exists packed sediment, fluid flow ceases; the drag is assumed to be infinite in such regions.

3 SCOPE OF THE WORK

3.1 *Objectives*

For better comprehension of the project objectives, they are listed as below:

1. Theoretical assessment of washed out sediment from Grimsel Lake through flushing period,
2. Investigation over solid transport in the River Aare between Grimsel Lake and Räterichsboden Lake,
3. Numerical modeling of pressure flushing in Räterichsboden and estimation of outgoing suspended sediment concentration from bottom outlet,

4. Numerical modeling of purged sediments from Grimsel, which are inflowing to Räterichsboden (turbidity currents), and estimate suspended sediment concentration at the entrance of the intake,
5. Numerical modeling of monthly vented affluxes coming downward from Grimsel to Räterichsboden,
6. Investigation over solid transport in the Aare River from Räterichsboden down to Handeck power plant to find places which are favorable for the sediments to be deposited,
7. Evaluation of incoming sediment in Handeck compensation basin throughout flushing process.

3.2 Scenarios

3.2.1 Grimsel flushing

Due to technical constraints, the deviation gallery (Umleistollen) is chosen to flush the sediments instead of the bottom outlet (Spülstollen) from Grimsel reservoir. Therefore, by making some assumptions for the existing sediments in the reservoir, suspended sediment concentration is calculated.

3.2.2 Hydraulic modeling Aare River (between Grimsel and Räterichsboden)

The upper part of the Aare River by introducing 5 cross sections with the purpose of investigation of the flushed sediments from Grimsel is modeled with HEC-RAS.

3.2.3 Räterichsboden reservoir pressure flushing

As the first phase of numerical modeling, it is assumed that Reservoir's water level is constant (1'745 masl, same as intermediate spillway), the sediment level in the reservoir is 1'708 masl. Then the bottom outlet is opened to pass a constant flow of 18 m³/s. Furthermore outgoing sediment concentration through the bottom outlet is computed.

3.2.4 Modeling turbidity currents in Räterichsboden

In this phase, two dissimilar sediment concentrations for the incoming materials from Grimsel are defined. Afterward, suspended sediment concentration in front of the intake gallery is computed. It should be mentioned that during this phase it is assumed that all the washed out sediments from Grimsel are entering to Räterichsboden and there is no deposition throughout the River. So, suspended sediment concentrations at two different elevations in front of the intake are computed.

3.2.5 Venting (Räterichsboden reservoir)

Venting through bottom outlet during turbidity current with the existing sediments in the reservoir is also modeled as the last part of numerical simulation.

3.2.6 Estimation of monthly sediment affluxes coming from Grimsel to Räterichsboden

By using LCH previous study, average monthly concentration of the coming affluxes from Grimsel is taken out and total volume of the entering sediments during construction is calculated.

3.2.7 Studying lower reach of Aare River between Räterichsboden Reservoir and Handeck compensation basin

The lower part of the Aare River is studied to comprehend sediment transport and the amount of entering sediments in the Handeck compensation basin.

4 GRIMSEL EMPTYING PROGRAM

It is planned (by KWO) to empty the reservoir in two steps. The first step will take place in wintertime from January till end of April from 1'895.7 to 1'860 masl by using the intake gallery of the power plant (Einlauf Gelmerstollen). Then, the elevation will be maintained at 1'860

masl with a variation between 1'850 and 1'865 masl on account of pump – storing with the purpose of energy production about two years.

The second emptying will take place throughout the third construction season once more during wintertime from 1'860 masl down to 1'818 masl.

4.1 First emptying

First emptying will take place in four month with a small discharge (about 6 m³/s) through the intake gallery of Grimsel 1 power plant. During this period, the incoming affluxes are insignificant so the suspended sediment concentration should not be too high.

4.2 Second emptying

Based on KWO detailed program, the second emptying will take place from 1'848 masl down to 1'843 masl in three days through Gelmer path then, lowering the reservoir to 1'818 masl, through Grimsel deviation gallery in four days.

The cone of the sediment formed above the vertical shaft of the deviation gallery is the first part that will be washed out through the pressure flushing of existing water column above the sediment layer.

In order to estimate the volume of the cone, two variables were changed. First one is the inferior radius of the cone (0 m, 1.5 m) and second one angle of repose of the existing sediments in the reservoir (30° and 40°). Assuming 1'830 masl the sediment level in the reservoir, the cone volume varies from 3'468 to 8'853 m³. It is supposed that the cone starts to be purged with an initial angle of 60° (small cone in orange) and this angle spreads to 30° (big cone in red). Subsequently, the cone turns out to be stable and there will not be further sediment coming out from Grimsel in this step. Figure 2 shows a schematic procedure of cone formation and its development to become stable.

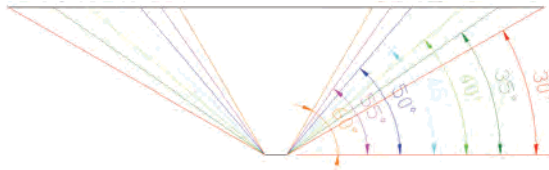


Figure 2 : Step by step erosion process

Based on the above assumption suspended sediment concentration during cone evacuation is estimated. Water content is taken into consideration by supposing that 54% of the sediment deposit volume is water [6]. Sediment level in the reservoir is assumed at 1'830 masl also the passing discharge is taken 17.86 m³/s.

Figure 2 shows a cone of packed sediments above vertical shaft of deviation gallery. It is assumed that at the beginning of evacuation small cone (in orange) will be washed out completely without any water. This assumption can explain the peak at the start of the evacuation. Afterward, sediment concentration is calculated by calculating the fraction of remaining sediment (volume between smaller and bigger cone) in each step opposite the washed out volume, as incoming water (smaller cone in each step). This process takes about 25 minutes and sediment concentration, which will be released in Aare River, is approximately 120 ml/l. Sediment concentration of flushed water is shown in Figure 3.

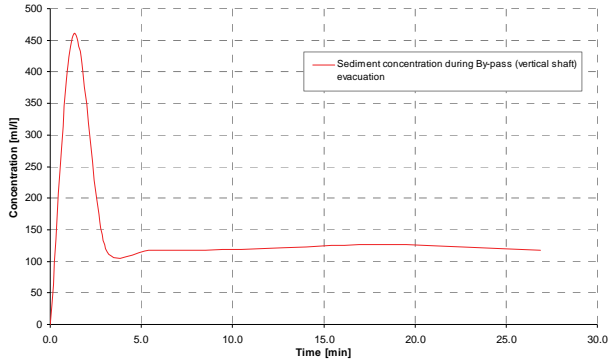


Figure 3 : suspended sediment concentration during pressure flushing from deviation gallery

5 AARE UPPER REACH (BETWEEN GRIMSEL LAKE AND RÄTERICHSBODEN RESERVOIR)

Figure 4 shows the longitudinal profile of Aare River (between Grimsel and Räterichsboden) extracted from taken cross sections throughout the river.

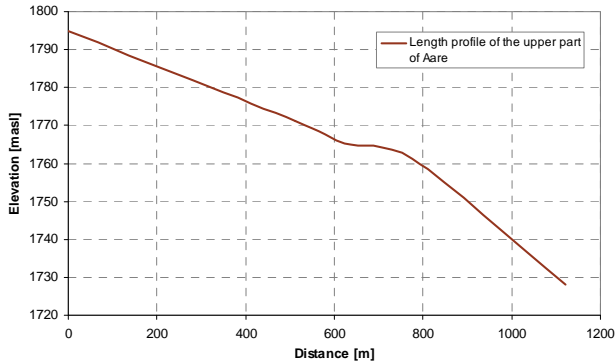


Figure 4 : Length profile of the upper part of Aare river bed

In this Reach the average slope is about 6%. The river is modeled with HEC-RAS by performing a steady flow simulation. Normal depth (slope) is defined as upstream boundary condition and known water surface (1'745 masl) is defined as downstream boundary condition of the river. Computation of the model is done by defining a mixed flow regime.

It is assumed that all the fine departing materials from Grimsel reservoir through flushing process will be washed out and will enter to Räterichsboden reservoir.

This assumption is based on the steep slope of the first part, the colluvial nature of the region with big bed rocks and flow regime which is supercritical during the flushing process at the beginning of the reach and becomes subcritical before arriving at the Räterichsboden reservoir. In addition, there is no existing formula for modeling these fines cumulated material in the reservoir ($d_{50}=0.05$ mm) under supercritical flow regime condition [7].

6 RÄTERICHSBODEN RESERVOIR

6.1 Numerical model introduction

The numerical simulation is run by activating sediment scour model in the program. The geometry of the Räterichsboden Reservoir (xyz file), intake gallery, bottom outlet and dam were inserted into FLOW-3D as a stereo lithography (stl) file created beforehand in AutoCAD.

The water surface is situated constant at the entrance of the reservoir at 1'745 masl. The total number of cells in the computational space while modeling whole reservoir, reaches some 43'000 and the computational cells have a size in x-flow, y-flow and in z-vertical direction of 5 m.

Average diameter of the sediment is introduced as 100 micron with the density of 2'650 kg/m³ and 30° as angle of repose. Sediment elevation is defined as a constant surface all over the reservoir at 1'708 masl.

6.1.1 Pressure flushing

While modeling the flushing process through the bottom outlet, a mesh with 300 m length, 300 m width and 60 m (1'686 masl – 1'746 masl) is defined locally around the outlet area in Räterichsboden Reservoir. Figure 5 shows the mesh, reservoir and other concerning structures.

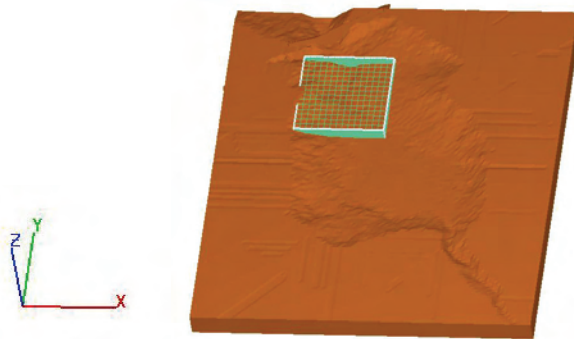


Figure 5 : a view of the reservoir with the meshed area

The boundary conditions for the mesh are defined as symmetry in $X_{\min, \max}$ Y_{\max} Z_{\max} . Boundary condition at Y_{\min} is defined as constant water elevation (1'745 masl) during flushing and constant discharge (36 m³/s) at Z_{\min} . (symmetry boundary condition: implies no flux in any property across the boundary and no shear).

By running the model, suspended sediment concentration is computed some meters after the entrance of the bottom outlet. Beside, a sensitivity analysis is done over sediment erosion adjustment factor (S.E.A), which is an empirical coefficient playing significant role to define the lifting velocity of the sediments.

Figure 6 shows the suspended sediment concentration at the bottom outlet during pressure flushing in Räterichsboden Reservoir.

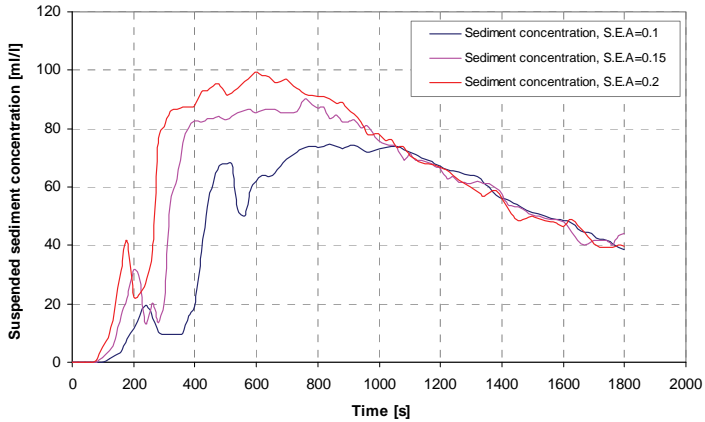


Figure 6 : Suspended sediment concentration through pressure flushing for three different sediment erosion adjustment factors

As it is shown in Figure 6 the sediments begin to be lifted in less than first 100 seconds after running the model and concentration peak varies from 70 to 100 ml/l then drops off.

Normally during pressure flushing the formed cone above the bottom outlet washes out and this cone develops till arriving to angle of repose of the existing sediments in the reservoir. Then, there would be no sediments going out from bottom outlet in this phase (pressure flushing). In contrary, the model washes out all the sediments till its end and doesn't stop the flushing process.

With reference to other similar sediment modeling with Flow-3D approved by physical experiments, for further simulations erosion adjustment factor is always set to 0.1.

By determining the surface below the sediment concentration curve, the volume of the flushed sediments are calculated for each scenario. As an example the amount of flushed sediments during the first thirty minutes of the flushing is about 5'900 m³ (considering S.E.A=0.1). One can also imagine the same identical approach as paragraph 4.2 for Räterichsboden Reservoir flushing by assuming the bottom outlet level at 1'693.4 masl and sediment level at 1'708 masl. The volume of the cone will be 9'777 m³. It is obvious that in the approach the cone erosion assumed to occur completely which in reality is not the case.

Figure 7 shows a cross section of the bottom outlet with packed sediments in the reservoir after 300 seconds of flushing.

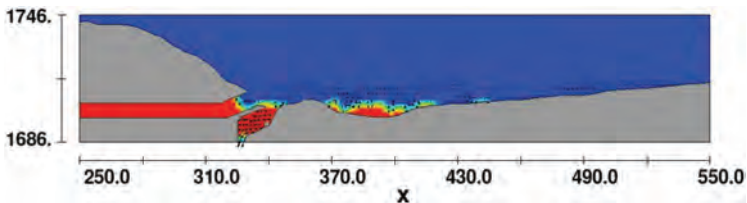


Figure 7 : Packed sediments in the reservoir, t=300 [s]

6.1.2 Turbidity current at Räterichsboden reservoir

Incoming sediments from Grimsel through flushing period is modeled by assuming a mesh which covers approximately the whole reservoir. In this phase of numerical simulation two scenarios by changing the concentration of incoming suspended sediments (100 and 150 ml/l) were defined and computed. As it is shown before, sediment concentration of the flushed cone from

Grimsel stays about 120 ml/l through the flushing. Therefore, by defining an extent [100, 150 ml/l] it is tried to predict the amount of suspended sediment concentration at the entrance of the intake.

Y_{\min} boundary condition is defined as a volume flow rate with a constant entering discharge ($18 \text{ m}^3/\text{s}$) with incoming sediments (100 and 150 ml/l concentration for 25 minutes). Y_{\max} boundary condition is defined as constant elevation at 1'745 masl. The other boundaries are introduced as symmetry. Then, suspended sediment concentration is computed at the entrance of the intake gallery. The run time for this phase of the simulation is set to 30 minutes.

Suspended sediment concentration is computed in front of intake gallery through turbidity current event. The concentration is computed at two different elevations 1'708 masl in the middle of the gallery and 1'713 masl one meter above the intake gallery.

Figure 8 shows the concentration at 1'708 and 1'713 masl. The peak is observed after about 700 seconds and reaches 65 ml/l.

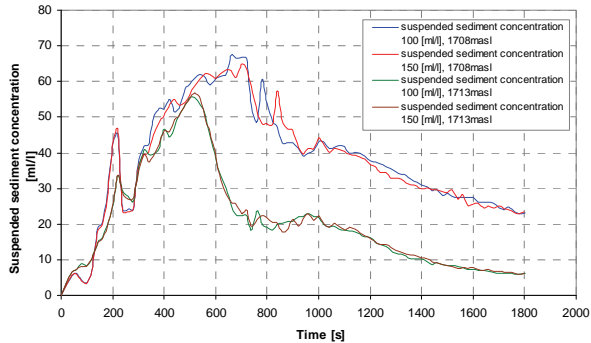


Figure 8 : Suspended sediment concentration at 1'708 and 1'713 masl

Figure 9 shows suspended sediments while turbidity current entering at Räterichsboden reservoir.



Figure 9 : Suspended sediments in the Räterichsboden Reservoir while turbidity currents entering the Reservoir [t=500 sec]

Velocity at entrance of the reservoir during turbidity current arrival also at entrance of the intake gallery is computed. It is always less than 1 m/s.

6.1.2.1 Venting

In this phase, the model is introduced same as flushing part by changing the Z_{\min} boundary condition from symmetry to a constant volume flow rate ($18 \text{ m}^3/\text{s}$). Although the capacity of the bottom outlet is $36 \text{ m}^3/\text{s}$ but regarding to stability of the model an inferior discharge is chosen to model the venting process. The concentration of the entering current is defined as 100 ml/l , the model is run for 30 minutes. There is also the existing sediment all over the reservoir with a constant elevation ($1'708 \text{ masl}$).

Figure 10 shows the sediment concentration going out from bottom outlet through venting.

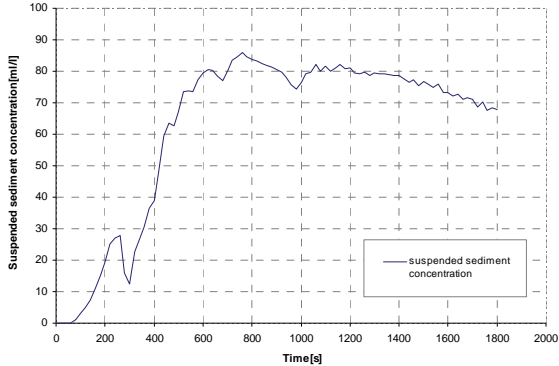


Figure 10 : Suspended sediment concentration through venting

Sediment concentration throughout venting process rises up to 85 ml/l after about 800 seconds afterward it decreases smoothly. From very beginning of the simulation, packed sediments are washed out and this procedure continues (about 800 seconds) till all the packed sediments are purged. This phenomenon is not normal because in reality the packed sediments start being purged and after a while, when the evacuated cone develops awaiting repose angle of the sediments, this mass departure development, stops.

Although the angle of repose is defined as one of the introduced elements in the program, but the model does not stop eroding the packed sediments. So the sediment concentration shown in above figure is over estimated.

7 MONTHLY UPSTREAM FLUXES

Regarding last LCH report No°05/2007, the sum of solid entering materials during low constant elevation of the lake (approximately 14 month) by using monthly average discharge is estimated.

The accumulated sediment volume of the whole period of low constant elevation is $75'235 \text{ m}^3$.

Considering full solid transport of these accumulated sediments through low constant elevation period to Räterichsboden reservoir, the depth increase of the sediments can be estimated.

We assume a horizontal sediment layer in Räterichsboden reservoir at a constant elevation all over the lake of $1'708 \text{ masl}$. By calculating the surface of the reservoir at $1'708 \text{ masl}$, which is $130'620 \text{ m}^2$, and by assuming a monotonous distribution of the incoming affluxes all over the reservoir above the existing sediment layer ($1'708 \text{ masl}$), the thickness of the incoming sediments will be 1.06 meter at a 54% solid concentration of recently deposited sediment.

8 AARE REACH (BETWEEN RÄTERICHSBODEN RESERVOIR AND HANDECK COMPENSATION BASIN)

Figure 11 shows the length profile of lower part of Aare River from Räterichsboden reservoir till last taken cross section.

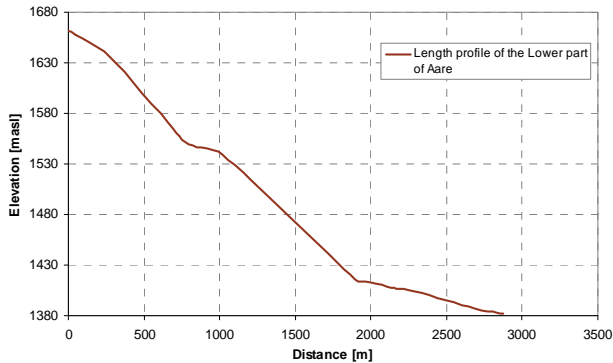


Figure 11 : Length profile of the lower part of Aare river (16 cross sections are taken from this reach to model the river)

The only region which flow regime is subcritical is between cross section 12 and 13 with a length of about 100 meters (the river is modeled by HEC-RAS). In this region, debris flow coming from the mountain crosses the river and possibly the river's bed is changed with reference to this natural phenomenon. The above-mentioned reach is the only region, which has the potential of depositing the flushed suspended sediments however concerning the limited length between two cross sections (100 meters), and flow regime change after cross section 13, the amount of deposited materials can not be elevated.

The lower part of the river after cross section number 16 has a steep slope till the suspended bridge then there is an existing water fall with the height of 25 meters and yet again the river has a steep slope till Handeck compensation basin. Regarding river's bedrock nature and steep slope of the river there is a negligible possibility of sediment deposition in lower part of Aare river reach.

Sediment volume, which arrives at Handeck compensation basin, depends on the flushing program of Räterichsboden reservoir. In accordance with downstream reach of Aare River (between Räterichsboden and Handeck) with steep slope, rock bed nature and supercritical flow regime of the river in majority of its sub reaches, it can be concluded that the greater part of the flushed sediments will arrive at Handeck compensation basin.

Assuming the average sediment concentration during flushing process (48.9 ml/l) which last for 30 minutes (Figure 6) and released discharge of $36 \text{ m}^3/\text{s}$, the solid discharge will be $1.76 \text{ m}^3/\text{s}$. The sum of solid discharge during 30 minutes will be $3'168 \text{ m}^3$, which is about 10% of Handeck basin's volume.

9 CONCLUSION

To have an enhanced comprehension about solid transport from Grimsel reservoir throughout Räterichsboden Reservoir subsequently all the way down to Handeck compensation basin, each part is studied separately then calculated results for each step is applied for the next step.

The emptying program will take place in two steps. First step will occur through wintertime smoothly during four months by using intake gallery of Grimsel 1 power plant scheme with a weak discharge.

Pressure flushing will occur by means of vertical shaft of deviation gallery with a defined discharge ($18 \text{ m}^3/\text{s}$). Sediments above the deviation gallery will be washed out through the Aare upper reach with an average concentration of 120 ml/l in about 25 minutes. In this step, an empty cone will be formed over the deviation gallery and it expands till arriving at repose angle of the sediments. Afterwards it becomes stable and there will be no purged sediments. Next step will be drawdown flushing which is not studied in this report.

For the period of maintaining low water level in the Grimsel reservoir, solid discharge is estimated by means of monthly average discharges coming from upstream to Grimsel. If these materials flush completely to Räterichsboden reservoir and slide over the existing sediment layer in Räterichsboden reservoir, thickness of the sediment layer increases 1.06 meter.

Based on steep slope of the upper reach of Aare river and average diameter of the materials in the reservoir which will be flushed ($d_{50}=0.05 \text{ mm}$) it is assumed that all the flushed materials will arrive at Räterichsboden reservoir.

Pressure flushing from Räterichsboden reservoir is modeled numerically by Flow-3D. A meshing area is defined locally around the bottom outlet and this process is modeled by performing a sensitivity analysis over scour erosion adjustment factor. Sediment concentration of discharged water from bottom outlet reaches 70 ml/l . Besides, the purged mass is estimated during first ten minutes (1360 tons) and through run time (30 minutes) of the model (8450 tons).

Sediment concentration at the entrance of the power plant intake gallery is measured through turbidity current arrival at Räterichsboden's mouth.

This value rises up to 65 ml/l after about ten minutes then it drops off. The velocity at the entrance of the intake is computed in x and y directions, which are less than 1 m/s . Observed velocity of the current at the Räterichsboden's mouth is less than 1 m/s .

Furthermore, venting is studied as one of the possible scenarios for Räterichsboden Reservoir. Sediment concentration increases up to 85 ml/l after 800 seconds then it starts decreasing very smoothly. Since the model is not able to stop erosion of packed existing sediments in the reservoir after cone formation, so in reality sediment concentration should not be as much of computed one.

There are two flood plains in the lower part of Aare River with the potential of sediment deposition. Average slope in that region is 3.5% and flow regime changes from supercritical to subcritical in these regions.

Average slope of lower reach of Aare River is about 9%, which indicates that the greater part of the flushed sediments from Räterichsboden reservoir will arrive at Handeck compensation basin except those tiny amounts that will be deposited locally in the river.

As there are many empirical coefficients which are defined manually in the program bearing in mind the uncertainties of numerical modeling and complex behavior of water and sediments mixture, computed results should be validated by other means such as physical modeling.

10 REFERENCES

1. http://en.wikipedia.org/wiki/Kraftwerke_Oberhasli_AG
2. <http://kwo.ch/>
3. <http://www.grimselstrom.ch/medien>
4. <http://en.wikipedia.org/wiki/Grimsel>
5. Ames Brethour (FSI-03-TN62), Modeling Sediment Scour, Flow Science, Inc. Santa Fe, NM 87505 (<http://www.flow3d.com/pdfs/tn/FloSci-TN62.pdf>)
6. Richard O. Sinniger, Giovanni De Cesare, Jean-Louis Boillat, Propriétés des alluvions récentes dans les retenues alpines, en français : Jahrgang 89, Heft 9/10-1999, pp. 255-258
7. Walter H. Graf en collaboration avec M. S Altınakar (2000), Hydraulique Fluvial, Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple, Traité de Génie Civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne, Volume 16, p. 397

Optimisation du système Lagginbach-Serra

Adduction et prise du Lagginbach; Ouvrage de restitution/prise de Serra;
Fonctionnement de la retenue de Serra

Lagginbach-Serra system optimization

*Head race tunnel and Lagginbach Intake; Serra Intake and Outlet structure;
Operation of Serra storage.*

Victor de Genot de Nieukerken
BG ingénieurs conseils, Lausanne, Suisse

The construction of a new hydroelectric scheme in the Zwischbergental valley implies the modification of the pre-existing structures. A new water intake in the Laggintal River has been planned, the existing one being out of date following the rise of the Serra storage. The head race tunnel to Serra also needs to be improved in order to optimize its capacity. Furthermore, the construction of a new structure to pump and turbine water between Fah and Serra has been considered. A 3D model was used to study the overall functioning of the Serra storage and to analyze the interaction between the existing structures and the newly envisaged one.

La construction d'un nouvel aménagement hydroélectrique dans la vallée du Zwischbergental implique des modifications dans les structures déjà existantes. Une nouvelle prise d'eau dans le Laggintal doit être conçue, la prise existante étant dépassée par le rehaussement prévue de la retenue de Serra. La galerie d'adduction vers Serra devrait elle aussi être modifiée afin d'optimiser sa capacité. Par ailleurs il est prévu implanter une nouvelle structure permettant d'effectuer du pompage/turbinage entre Fah et Serra. Une modélisation 3D a été effectuée afin d'analyser le fonctionnement général de la retenue de Serra ainsi que l'interaction et le fonctionnement de cette nouvelle structure avec celles existantes.

1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

L'Énergie Électrique du Simplon (EES) exploite depuis plus de 50 ans, par l'intermédiaire de trois usines, les eaux du Zwischbergental, du Laggintal et de plusieurs petits affluents de la partie supérieure de la vallée du Simplon. Cette vallée du Zwischbergental, située dans le canton du Valais en Suisse, est drainée par le Grosses Wasser se jetant dans la Dovéria à la hauteur du village de Gondo. Ce dernier se situe sur la route du Simplon reliant Brig (Suisse) à Domodossola (Italie).

Les eaux des bassins versants du Krummbach supérieur, du Walinbach, de l'Alpenjbach et du Sengbach sont exploitées à l'usine de Gabi avant d'être acheminées jusqu'à la retenue de Serra grâce à la galerie d'adduction Gabi-Serra qui collecte au passage les eaux du Lagginbach à Wäxel.

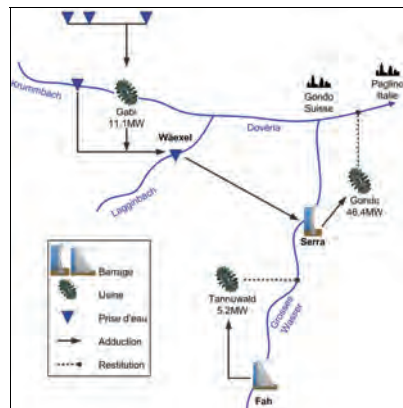


Figure 1: Contexte général

Les eaux du bassin versant du Zwischbergental sont collectées à Fah et turbinées à l'usine de Tannuwald où elles sont rendues au Grosses Wasser en amont de la retenue de Serra qui alimente l'usine de Gondo. A ce jour, les trois usines susmentionnées sont exploitées au fil de l'eau avec une forte production en été et une production réduite en hiver. C'est pourquoi, EES a décidé de développer le potentiel hydroélectrique de la vallée supérieure du Simplon tout en disposant de la possibilité de réguler la production d'énergie au cours de l'année.

L'étude présentée par la suite s'articule en deux parties. La première partie traite de l'analyse et de l'optimisation de l'adduction et de la prise d'eau de Wäxel, entre le Lagginbach et la retenue de Serra. La deuxième partie de l'étude porte d'une part, sur l'analyse de l'ouvrage de prise (en mode pompage) et de restitution (en mode turbinage) prévu dans la retenue de Serra, et d'autre part, sur le fonctionnement général de la retenue de Serra.

2 ADDUCTION LAGGINBACH

2.1 Etablissement du modèle

L'analyse de l'adduction de Lagginbach a été effectuée avec HEC-RAS, outil développé par l'US Army corps of engineer. Une première phase de calibrage de la section a été effectuée en utilisant les résultats observés lors d'un jaugeage à la fluorescéine dans la galerie. Ce premier calibrage a permis de caler la section moyenne de la galerie pour les tronçons non revêtus à une section élargie de 2 x 0.35m par rapport au 2.10m théorique et un plancher abaissé de 0.20m.

Ces hypothèses émises au sujet de la géométrie et du coefficient de rugosité (calé à 37 m^{1/3}/s) permettent de reproduire le temps de transfert des nuages de fluorescéine lors des différents essais dans la galerie Lagginbach Serra.

Les résultats ont par ailleurs été comparés avec les données provenant de sondes de pression placées dans la galerie afin de vérifier la cohérence du modèle hydraulique HEC-RAS calé auparavant grâce aux données des jaugeages. Cette comparaison a donné des résultats cohérents.

2.2 Fonctionnement et capacité actuelle de l'adduction

A l'aide du modèle hydraulique HEC-RAS une série de scénarios ont été modélisés (état actuel et état projeté).

La figure 2 synthétise les résultats trouvés pour les différents scénarios lorsqu'on rehausse le barrage de Serra de 6m à 1284m.s.m.

On observe que la capacité de la galerie d'adduction existante (de 10,5m³/s) est diminué à 8m³/s si l'on ne modifie pas les conditions actuelles de la galerie ou de la prise de Wäxel. Il est donc indispensable de rehausser la prise de 4m afin de conserver la même capacité.

Par ailleurs le bétonnage du radier de la galerie d'adduction Lagginbach-Serra présente l'intérêt d'améliorer l'écoulement hydraulique et la capacité de la galerie tout en diminuant les pertes de charge.

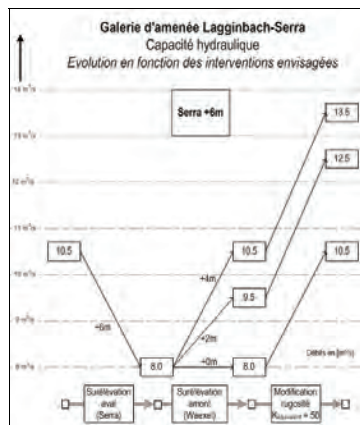


Figure 2: Synthèse des résultats

Une analyse hydraulique similaire a été effectuée pour la galerie d'adduction entre Gabi et Lagginbach permettant de conclure que l'influence hydraulique due au rehaussement de 4m de la prise de Lagginbach ne se propage pas jusqu'au dessableur à l'aval de la prise de Krumbach et ce pour un débit de 6m³/s.

2.3 Objectif d'amélioration

Le premier objectif d'amélioration de la prise de Lagginbach provient de l'analyse des débits totaux captables et de la courbe des débits classés. On constate qu'à l'état initial 9% des apports totaux ne sont pas captés.

La surélévation du barrage de Serra de 6m à comme conséquence d'augmenter les apports non captés à 14,5%. Il est donc nécessaire de rehausser la prise de Lagginbach de 4m pour revenir à l'état initial. Une amélioration de la galerie peut permettre d'améliorer encore le captage en diminuant à 6,5% les apports non captés.

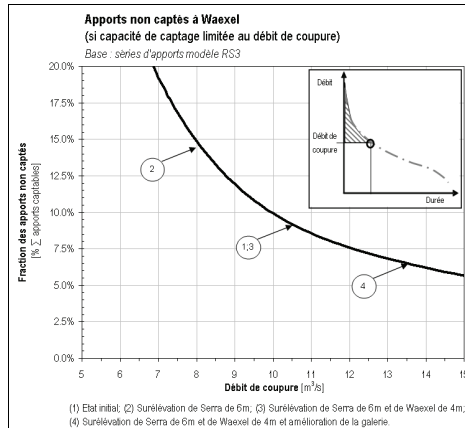


Figure 3: Apports non captés à Wäxel

Le deuxième objectif d'amélioration provient de l'analyse de la fraction d'apport non captés (soit les volumes déversés) en fonction de la capacité de captage de la prise (uniquement pour le bassin versant de Wäxel) présentée à la figure 4. On observe que pour un débit de coupure de 6m³/s les déversements se limitent à 2% des apports et qu'un débit de coupure plus élevé ne permet pas d'améliorer les volumes captés.

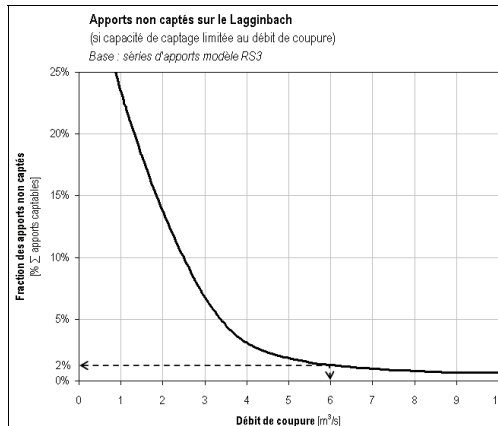


Figure 4: Apports non captés à Wäxel

2.4 Fonctionnement de la prise existante de Lagginbach

Pour le fonctionnement de la prise actuelle des calculs hydrauliques ont été effectués à l'aide du logiciel Mathcad (version 13.1), l'objectif étant de calculer le débit vers Serra en fonction des débits amont. Pour ce, un système de 11 équations à 2 variables d'entrée et à 9 variables de sortie à été résolu en utilisant une fonction de minimisation d'erreur. La figure suivante présente schématiquement le système:

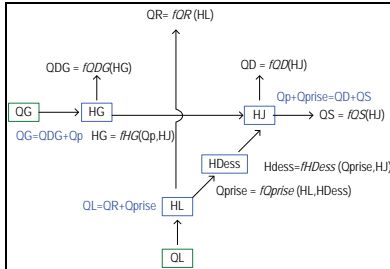


Figure 5: Prise de Lagginbach existante

Tableau 1. Variables

Variables d'entrée	
QG	débit provenant de Gabi
QL	débit du Lagginbach
Variables de sortie	
QDG	débit du déversoir amont
QD	débit du déversoir aval
QR	débit du barrage déversoir
Qp	débit passant dans le pontceau
QS	débit allant vers Serra
HG	Charge section amont du pontceau
HJ	Charge à la jonction
HDess	Charge dans le dessableur
HL	Charge à la prise d'eau

Les résultats obtenus, des déversements importants et une forte sensibilité par rapport à la charge aval, permettent de déterminer deux problèmes:

1. une sous capacité de la prise actuelle:
2. une incompatibilité avec le rehaussement de Serra envisagé.

Il est donc indispensable de modifier la prise dans sa totalité.

2.5 Concept d'amélioration retenu et dimensionnement de la prise

2.5.1 Concept retenu

Différents concepts d'amélioration ont été proposés et analysés mais le concept qui a été retenu est celui de la prise tyrolienne (prise par endessous) implantée environ 50m en amont de la prise existante.

Cette prise reprendra les débits provenant de Gabi et rejoindra la galerie d'adduction existante vers Serra sur la rive droite. Cette configuration présente les avantages suivants:

- Assurer une bonne capacité de prise
- Etre aussi transparente que possible lors des crues majeures
- Réduire la hauteur de l'ouvrage et son impact visuel
- Implanter l'ensemble des organes en rive gauche et donc faciliter l'accessibilité

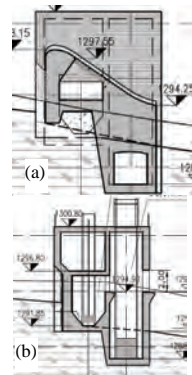


Figure 6: Coupes types de la prise

2.5.2 Dimensionnement de la grille:

Le dimensionnement de cette prise se base sur les résultats et équations décrits dans *Hydraulics of Bottom Rack Intake* (Brunella; Hager, Minor, January 2003). Les principales équations étant celles du débit passant à travers la grille (1) et du débit coulant sur la grille (2)

$$\frac{dQ}{dx} = Cd \times a \times \sqrt{(2gh \cos(\alpha))} \quad (1) \quad Q = N \times b \times \sqrt{(2g(H0 + x \sin(\alpha) - N \cos(\alpha)))} \quad (2)$$

La combinaison de ces équations et la résolution de l'équation différentielle (3) donnent le profil de surface sur la grille:

$$\frac{dZ_0}{dX_0} = \frac{2 \cos(\alpha) Cd A \sqrt{Z_0(1 + X_0 \sin(\alpha) - Z_0 \cos(\alpha))} + Z_0 \sin(\alpha)}{[3Z_0 \cos(\alpha) - 2 * (1 + X_0 \sin(\alpha))]} \quad (3)$$

Avec: $Z_0 = N/H_0$; $X_0 = x/H_0$ Cd : Coefficient de débit entre barreaux; a : somme des ouvertures entre les barreaux; b : longueur de la grille; H0: charge sur le déversoir; X: distance horizontale; N: distance entre la grille et la surface libre (perpendiculairement)

Pour le débit de dimensionnement de $6m^3/s$ provenant de l'analyse des apports à Wäxel et en résolvant les équations décrites précédemment grâce à l'outil symbolique MathCad, une prise tyrolienne de 15m de longueur, 2,5m de largeur et ayant une inclinaison de 35° (soit une pente de 70%) constitue un bon compromis entre:

- Une grille très raide : favorable à l'évacuation de la charge solide mais demandant un génie civil important : hauteur projetée de la grille et longueur de l'arrondi du déversoir amont.
- Une grille moins pentue : fortement sollicitée en crue par l'écoulement et le transport solide

Ces équations ont par ailleurs permis de déterminer les débits captés lors d'une crue majeure. Ces résultats ont été en outre comparés aux résultats calculés en utilisant la formule simplifiée de Frank (*Aménagements hydrauliques*, Schleiss, 2008). Le tableau suivant présente les résultats trouvés:

Tableau 1. Débit captable lors d'une crue majeure ($92m^3/s$)

Débit captable	Débit captable
(Approche Hager Minor)	(Approche Frank)
$22m^3/s$	$13m^3/s$

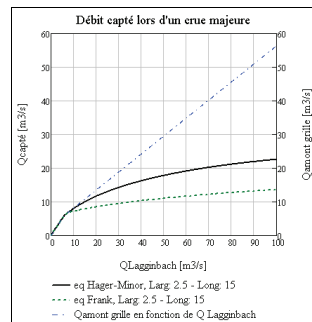
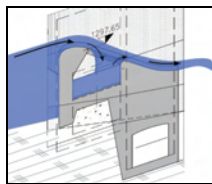


Figure 7: Débit capté lors d'une crue majeure

2.5.3 Dimensionnement du chenal sous la grille:

Les dimensions du chenal sous la grille ont été imposées par comparaison avec le dimensionnement d'une auge, et donc par utilisation du théorème de la quantité de mouvement pour un déversoir de 15m et un chenal de 3m de largeur. Les profondeurs amont et aval trouvées pour un débit de dimensionnement d $6m^3/s$ et en tenant compte d'une revanche sont de 1.4m et 1.55m (pente du radier de 1%).

2.5.4 Géométrie du déversoir:

Compte tenu de l'importance des débits à évacuer, on recherche le déversoir ayant la meilleure capacité d'évacuation, tout en restant d'un volume d'ouvrage raisonnable. Cela a conduit à retenir un déversoir standard construit tel que le débit millénal (Q_{1000} à Wäxel de l'ordre de $365m^3/s$) s'écoule avec une charge inférieure à 2.5 fois la charge de dimensionnement HD. Aller au delà de ce coefficient 2.5 risquerait de faire apparaître des problèmes de cavitation sur la face amont de l'ouvrage. Le réduire augmenterait de manière importante la volumétrie de l'ouvrage, exposerait plus les grilles au jet déversant en crue majeure et diminuerait légèrement le coefficient de débit.

La géométrie d'un déversoir standard (Sinniger & Hager, 1989) a été calculée, les caractéristiques suivantes ont été trouvées:

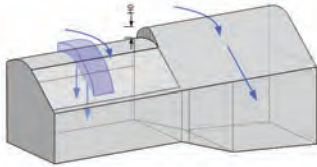


Figure 8: Vue d'ensemble du déversoir

- Crête du déversoir (X:Z) = (0:0).
- Charge de dimensionnement HD=2.1m, (pour un débit de $92m^3/s$ soit $Q_{1000}/4$)
- Point tangent (grille et déversoir) (X:Z) = (1.5m;-0.6m)
- Début déversoir X=-0.6m
- Décroché entre les deux tronçons: 0.4m

2.5.5 Dimensionnement du dessableur:

Les calculs de dimensionnement du dessableur ont été effectués avec le logiciel MathCad. Par ailleurs l'estimation du transit dans la galerie d'amenée est effectuée en utilisant les méthodes de Smart & Jaeggi et de Shields. La figure suivante présente les diamètres caractéristiques ainsi que le rendement pour les dimensions de dessableur sélectionné.

En règle générale, le déversoir se trouve à l'aval du dessableur. Cependant, la longueur totale de l'ouvrage étant limitée, le déversement s'effectue latéralement:

Tableau 2. Dimensions dessableur

Longueur	Largeur	Profondeur	Pente du radier	Diamètre caractéristique
14 m	3.0 m	2.5 m	3%	4.9mm

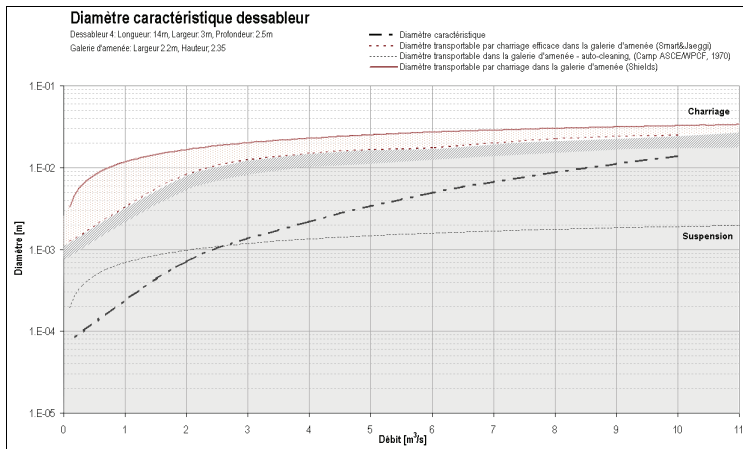


Figure 9: Diamètre caractéristique dessableur

2.5.6 *Chambre de mise en charge et trop plein*

La chambre de mise en charge (figure 6 b) recueille les débits provenant de Gabi et ceux provenant de la prise d'eau. Pour éviter que le jet d'eau touche la paroi opposée de la chambre de mise en charge, la trajectoire du jet d'eau a été calculée donnant une distance maximale de 2.3m pour un débit de $6\text{m}^3/\text{s}$ au niveau du radier. La chambre a été dimensionnée à 3m.

Le trop-plein consiste en un déversoir, se trouvant dans la chambre de mise en charge, sa longueur de crête est égale à la largeur de la chambre soit 4.5m. L'ouverture du déversoir de trop plein dimensionnée à 2m de hauteur a été calculée afin de permettre le passage d'une crue majeure en surface libre.

2.5.7 *Vanne de purge*

La vanne de purge (H:1.5m; L:2m) est dimensionnée pour permettre le passage du débit $Q_{2.33}$. Ceci permet d'avoir le déversoir à sec (pour $Q \leq Q_{2.33}$), afin de faciliter l'entretien de l'ouvrage et garantie aussi une vidange sécuritaire, puisqu'elle permet l'éventuel passage de gros blocs pouvant être retenues dans le bassin en amont

2.6 *Conclusions*

Les résultats trouvés montrent l'importance de l'implantation d'une nouvelle prise d'eau, afin de garder la même capacité de la galerie d'adduction entre le Lagginbach et Serra. Des améliorations pour galerie d'adduction (bétonnage du radier) peuvent en plus des avantages d'améliorations des conditions hydrauliques améliorer sensiblement les conditions de déplacement en souterrain pour les opérations de contrôle et de maintenance.

3 OUVRAGE DE PRISE/RESTITUTION DE SERRA ET FONCTIONNEMENT DE LA RETENUE DE SERRA

3.1 *Contexte*

Le barrage de Serra (latitude $46^{\circ}7'45.31''$ N; longitude $8^{\circ}5'45.63''$ E) est alimenté par les eaux du Grosses Wasser et par celles provenant de la prise du Lagginbach qui rejoint aussi les eaux provenant du Krumbach et de l'usine de Gabi. Serra alimente à son tour la centrale de Gondo. Il est prévu de faire le lien entre Fah et Serra par la construction d'une nouvelle prise (en mode pompage) restitution (en mode turbinage).

Les principaux buts de cet ouvrage de prise sont:

- Avoir un bon fonctionnement de la prise,
- Empêcher l'accumulation de matériaux au débouché du canal de fuite pour éviter d'aspirer de fins sédiments en mode pompage,
- Protéger la prise d'eau contre l'accumulation d'alluvions en provenance du Grosses Wasser
- Ne pas gêner le fonctionnement des autres ouvrages hydrauliques situés sur le pourtour de la retenue de Serra (exutoire de la galerie d'adduction Lagginbach-Serra, prise d'eau de Gondo et vidange de fond du nouveau barrage de Serra).

L'analyse de trois variantes est effectuée à la suite du rapport afin de déterminer les avantages et inconvénients de chacune et d'en tirer des recommandations.

3.2 *Modélisation 3D*

L'ensemble de la retenue a été modélisée en 3D. La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel Flow3D (version 9.3). L'objectif de ces modélisations était d'une part, de tester les différentes variantes de prises et d'autre part, d'analyser le comportement avec les structures existantes (prise existante, galerie d'aménée) et les structures prévues (nouvel emplacement du barrage et purge).

3.2.1 *Géométrie des prises*

Les trois géométries de prises testées sont les suivantes:

1. Prise/restitution en amont de la restitution de Lagginbach
2. Prise/restitution symétrique en amont de la restitution de Lagginbach

3. Prise/restitution symétrique en aval de la restitution de Lagginbach

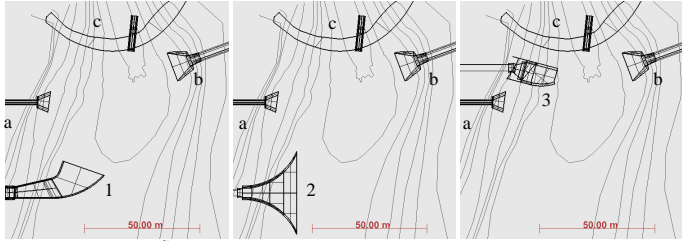


Figure 10: Vue en plan, des géométries analysées

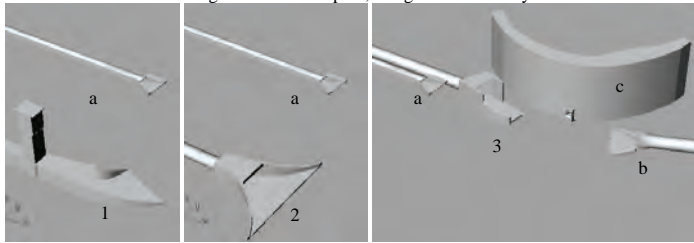


Figure 11: Aperçu des géométries 3D des prises

(a) Galerie d'adduction du Lagginbach; (b) Prise de Serra existante (vers Gondo); (c) nouveau barrage de Serra; (1) Géométrie 1; (2) Géométrie 2; (3) Géométrie 3

Tableau 3. Caractéristiques générales

Structure	Cote du radier m.s.m	Capacité m ³ /s	Section m ²
Prise 1 à 3	1265	40	35;38;50
Prise existante	1265.9	11.5	20
Galerie (sortie)	1276	12	3.8
Purge	1263.5	10	2.6

3.2.2 Forces et fluide:

La modélisation a été effectuée en tenant compte des forces de gravité (9.81 m/s^2), de viscosité (fluide Newtonien) et turbulence (modèle à deux équations "k-e model"). Les caractéristiques du fluide (densité et viscosité) sont celles de l'eau à 20°C .

3.2.3 Maillage:

Le maillage autour des structures modélisées a été fixé une grille de 50cm de coté (afin de visualiser correctement la structure et les écoulements) puis aux endroits plus éloignées la grille à été fixée à 1m de coté. Cette taille de maillage a été fixée en fonction de critères de convergence, s'assurer que la solution finale est stable, et du critère de temps de calcul de la simulation, plus le maillage est fin plus ce temps est grand.

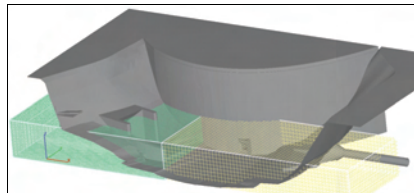


Figure 12: Exemple de maillage

3.2.4 Conditions frontières:

Quatre différentes conditions aux frontières ont été utilisées dépendamment des cas:

- *Volume flow rate* pour les débits d'entrée (ou de sortie) selon la direction voulue (en XX ou YY). (Prise existante vers Gondo: de $11.5\text{m}^3/\text{s}$; Prise/restitution vers Fah $40\text{m}^3/\text{s}$; Galerie d'adduction de Lagginbach: $12\text{m}^3/\text{s}$; vidange: $10\text{m}^3/\text{s}$)
- *Grid overlay* union entre deux maillages.
- *Specified pressure* pour les conditions donnant le niveau de la retenue voulue. Cette condition de pression hydrostatique est exprimée aux limites XX ou YY et donne le niveau d'eau.
- *Symmetry Plan* de symétrie utilisé pour les berges et les plans en ZZ.

3.3 Principales simulations et résultats

3.3.1 Fonctionnement de la prise n°1:

Lors du fonctionnement de cette prise en mode pompage il se forme un écoulement dissymétrique ayant un champ de vitesse non homogène et très variable (de 0.2 à 0.8m/s); le pompage est non uniforme. Lors du fonctionnement en mode turbinage, le jet se décolle de la paroi très vite et se concentre suivant le mur de protection. On observe une grande variabilité du champ de vitesses et même la création de zones d'eau mortes à l'entrée de la prise.

3.3.2 Fonctionnement de la prise n°2:

Le fonctionnement de la prise est bon, on observe un écoulement symétrique, (faible probabilité de création d'un vortex) des vitesses d'entrée faibles (de l'ordre de 0.6m/s à l'emplacement de la grille) et homogènes.

3.3.3 Fonctionnement de la prise n°3

Lors du fonctionnement de la prise n°3 en mode pompage un champ de vitesse non homogène se forme, les vitesses à l'entrée de la prise restent assez faibles (de l'ordre de 0.6m/s). En mode turbinage, c'est un écoulement concentré sur profondeur qui se forme. Cet écoulement permettra néanmoins le "nettoyage" de l'entrée de la prise.

3.3.4 Fonctionnement de la prise existante

a) Lorsque la galerie de Lagginbach alimente la retenue de Serra

Lors de ce fonctionnement il se forme un écoulement direct entre la sortie de la galerie de Lagginbach et la prise ce qui empêche d'avoir un captage "symétrique" et homogène. En outre les vitesses à la sortie de la galerie d'amenée étant fortes (supérieures à 1.5-2m/s) des sédiments fins pourraient être transportés jusqu'à la prise actuelle, les vitesses à l'entrée de la prise vers Gondo restent faibles (de l'ordre de 0.6m/s).

b) Lorsque la galerie de Lagginbach alimente la retenue de Serra et lorsque la prise n°3 fonctionne en mode turbinage

Pour ce mode de fonctionnement et lorsque le niveau de la retenue est haut les deux prises fonctionnent correctement, les vitesses d'entrées sont faibles, inférieures à 0.6m/s mais le champ de vitesses est tout de même assez variable. Les écoulements vers la prise allant vers Fah sont dissymétriques ce qui pourrait poser des problèmes de création de vortex. Il n'y a pas de particularités pour la prise vers Gondo, l'approche de l'écoulement est plus symétrique et les vitesses sont faibles (0.4m/s). On en conclut que lors du fonctionnement simultané des deux prises leur fonctionnement ne se voit pas perturbé par l'une ou l'autre.

Lorsque le niveau de la retenue est bas, la prise existante vers Gondo semble avoir plus de mal en captant surtout l'eau se trouvant du côté amont. Les vitesses d'approche sont plus élevées, de l'ordre de 0.8 m/s à 1m/s pour la prise n°3 et un peu plus faibles pour la prise vers Gondo.

3.3.5 Fonctionnement de la prise n°3 lorsqu'il y a des apports venant depuis Lagginbach

Un écoulement depuis la galerie vers la prise (pour Fah) est créé mais les vitesses sont néanmoins très faibles. L'écoulement n'étant pas fort il semblerait qu'il n'est pas nécessaire de décaler la galerie (ou la prise). Leur interaction est faible.

La prise vers Fah semble capter autant les eaux de surface que de profondeur.

3.3.6 Fonctionnement de la purge

a) avec un turbinage réduit de la prise n°3

L'analyse de ce fonctionnement permet de voir l'interaction entre la purge et la prise. On remarque que l'écoulement sortant de la prise ($20\text{m}^3/\text{s}$) est bien dirigé vers le bas, comme attendu, mais celui-ci n'arrive pas encore à tourner suffisamment et se diriger vers la purge afin d'améliorer son rendement. On observe par ailleurs que l'écoulement créé par la purge provient surtout de la surface. Ceci n'étant pas le but désiré puisque ça ne permet pas de chasser les sédiments retenus en profondeur.

b) Lorsqu'on a les apports de la galerie de Lagginbach

L'écoulement provenant de la galerie est peu ou pas influencé par la purge. L'écoulement en face de la purge est ressenti à une quinzaine de mètres en face de la purge. On observe bien un écoulement en profondeur, adéquat pour chasser les sédiments avec des vitesses proches de 1m/s à plus de 6m de la purge.

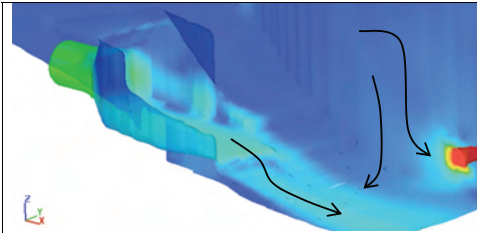


Figure 13: Vue 3D du fonctionnement de la purge et du turbinage réduit de la prise n°3

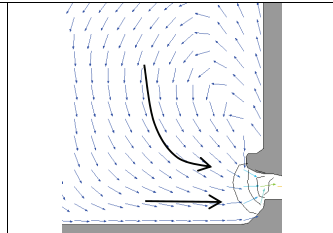


Figure 14: Coupe purge seule

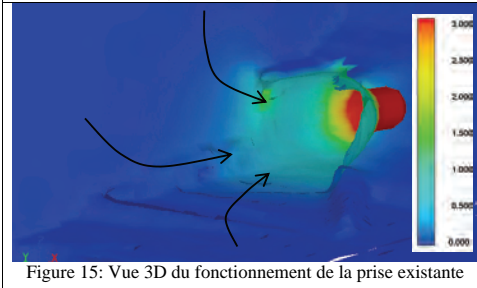


Figure 15: Vue 3D du fonctionnement de la prise existante

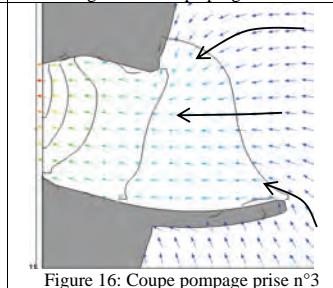


Figure 16: Coupe pompage prise n°3

3.4 Synthèse et recommandation pour l'ouvrage de Serra

La prise n°1 par sa forme est protégée des apports lors des crues mais pose beaucoup de problèmes en mode pompage et en mode turbinage. L'écoulement est très variable, le champ de vitesses peu homogène à l'entrée. Par ailleurs l'utilisation du mode turbinage ne permettra pas de "nettoyer" l'entrée. En outre sa position en amont peut poser des problèmes à long terme par rapport aux dépôts dans la retenue de Serra

La prise n° 2, permet grâce à sa forme symétrique d'avoir des écoulements en mode pompage très avantageux mais cette prise est, comme pour la précédente situé en amont par rapport au barrage ce qui risque de poser des problèmes à long terme par rapport aux dépôts dans la retenue de Serra. En outre sa forme ne la protège pas des apports lors des crues. Un mur de protection à l'amont devrait probablement être conçu.

La prise n°3 est mieux protégée des apports lors des crues, elle se trouve par ailleurs le plus en aval donc sera moins touché à long terme par une surélévation du fond de la retenue. Sa

forme doit encore être améliorée, et par exemple il serait intéressant d'analyser l'effet qu'aurait un mur de protection en amont plus long et en direction de la purge Cette modification pourrait mener l'écoulement provenant de la prise d'avantage vers la purge en améliorant ainsi son rendement.

Par ailleurs la transition entre le fond de la prise et le sol (fond de la retenue) doit être plus lisse et continue, afin d'éviter une discontinuité trop forte.

La prise existante fonctionne correctement, mais avec le risque de capter les sédiments provenant de Lagginbach. Lors d'événement de crue sur le Lagginbach, il serait conseillé de turbiner moins vers Gondo, voire pas du tout, tant que la concentration en sédiments demeure trop élevé. Il serait judicieux d'entreprendre des analyses complémentaires pour déterminer le seuil.

La purge fonctionne correctement. Elle n'est pas influencée par l'arrivée du Lagginbach et lors d'un turbinage réduit de la prise n°3 pourrait être amélioré. Des analyses complémentaires en apportant quelques modifications à la prise n°3 devraient être faites.

3.5 Conclusion générales

La première partie de l'étude effectuée montre l'importance de l'implantation d'une nouvelle prise tyrolienne à Wäxel et de l'amélioration de la galerie d'adduction Lagginbach-Serra.

La deuxième partie de l'étude a montré que pour atteindre les buts recherchés, assurer un bon fonctionnement de la prise, empêcher l'accumulation de matériaux au débouché du canal de fuite, protéger la prise d'eau contre l'accumulation d'alluvions en provenance du Grosses Wasser, et garder une transparence vis à vis des ouvrages hydrauliques situés sur le pourtour de la retenue de Serra, la prise se trouvant en aval de l'arrivée de la galerie d'adduction (n°3) présente les meilleures résultats. Il est néanmoins conseillé d'effectuer quelques modifications supplémentaires au modèle numérique avant de planifier une analyse sur modèle physique. L'analyse et la comparaison des deux modèles complémentaires (physique et numérique) semblant indispensables.

4 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ernest Razvan, 1989, *River Intakes and diversion dams*, ELSEVIER SCIENCE PUBLISHERS BV.
- Richard O. Sinniger, Willy H. Hager, 1989, *Constructions hydrauliques: écoulements stationnaires*, PPUR, Traité de génie civil volume 15.
- Boillat, J.L., 2008, Cours MAS Ingénierie des ressources en eau, hydraulique de l'ingénieur, module A1.2, EPFL-ENAC-LCH, Lausanne, Suisse
- Emil Mosonyi, 1987, *Low-head power plants volume one*, Akadémiai Kiado Budapest.
- Maurice Bouvard, 1984, *Barrages mobiles et ouvrages de dérivation*, EYROLLES.
- Dr Anton Schleiss, 2008, *Aménagements hydrauliques*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Z. Ahmad and M. K. Mittal, *Recent advances in the design of trench weir*, Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Roorkee
- Maurizio Righetti & Stefano Lanzoni, January 2008, *Experimental Study of the Flow Field over Bottom Intake Racks*, Journal of Hydraulic Engineering.
- Sandro Brunella, Wili H. Hager, Hans-Erwin Minor, F. ASCE, January 2003, *Hydraulics of Bottom Rack Intake*, Journal of Hydraulic Engineering.
- Committee on Hydropower Intakes, 1995, Guidelines for Design of Intakes for Hydroelectric Plants, American Society of Civil Engineers.
- Fiche technique Bezinge, Captage des Ignes et Aiguilles Rouges, Grande Dixence SA, Aménagement hydroélectrique

A Master Plan for the Sustainable Hydropower Development of the Mulanje Massif in Malawi

Un Master Plan pour le Développement Durable de l'Hydroélectricité du Massif Mulanje au Malawi

Jonathan Dunn

Zollikon, Switzerland

ABSTRACT: The Mulanje Massif or Mount Mulanje is a massive syenite inselberg in southern Malawi covering an area of around 750 km², with an annual rainfall between 2'000 to 3'000 mm. The massif has developed its own unique ecosystem, is part of a protected forest reserve and is recognized by UNESCO as a biosphere reserve. Mulanje Mountain Conservation Trust (MMCT) was established to sustain biodiversity within a sustainable environment.

A major goal of the MMCT is the development of renewable energy in the area to replace timber as the major local energy source. With mountain's favourable topographical and meteorological characteristics, the development of hydropower on the massif is an obvious way of providing renewable energy while realizing an economic benefit. This study investigates the hydropower potential of the massif.

RESUME: Le Massif Mulanje (ou Mont Mulanje) est un exceptionnel inselberg de syenite situé dans le sud du Malawi. Sa superficie s'étend sur 750 km² et la pluviométrie annuelle y est de 2'000 à 3'000mm. Le massif a développé un écosystème très particulier et fait maintenant partie d'une réserve de forêt. Il est également reconnu par l'UNESCO comme réserve de biosphère. Le Mulanje Mountain Conservation Trust (MMCT) a été fondé dans le but de maintenir la biodiversité par l'intermédiaire d'un environnement durable.

Un des principaux buts du MMCT est le développement d'une énergie renouvelable dans la région, ceci afin de remplacer l'utilisation du bois comme principale source d'énergie localement. Le développement de l'hydroélectricité pourrait répondre à cette attente, ceci compte tenu des conditions topographiques et météorologiques favorables de cette région montagneuse, combinant ainsi la production d'énergie propre au bénéfice économique. Cette étude a pour but l'évaluation du potentiel hydroélectrique du massif.

1 INTRODUCTION

1.1 *The Location of Mulanje Massif*

The Mulanje Massif is a spectacular syenite (a rock similar to granite but with little to no quartz) inselberg in southern Malawi close to the border with Mozambique. Rising 2'000 metres above the surrounding Palombe plain to a maximum of 3'002 metres, it is one of the largest inselbergs in the world (covering around 750 km²) and is the highest peak in south-central Africa.

The mountain is high enough to disturb the prevailing moist upper level air flow from the Mozambique Channel, which combined with the normal summer rainfall in the area results in an annual rainfall of around 2'000 to 3'000 mm.

The central mass is about twenty five by twenty kilometres, and so shaped that broadly speaking the four sides face the points of the compass. A constriction near the centre (in the Ruo plateau area) forms slightly unequal eastern and western lobes, (See Figure 1). The adjacent Mchese Mountain is separated from the main massif by the Fort Lister Gap. The Massif rises almost vertically from the plain with steep vertical cliffs and rocky spurs on all sides.

to the ITCZ. There is a close correlation between annual rainfall and height of ground and the south to south-eastern windward side is wetter than the northern leeward side. The rainy season extends from November to April, although around 20% of the annual rainfall on the southern side falls in the dry season. The peaks and high ridges form a semi-circle open to the moist air from the south-east and there is a considerable variation in rainfall falling over the relatively small area of the massif.

The temperature on the Mulanje plateaux ranges from 13-19° C, with regular frosts occurring from July to early September. On the lower slopes, below 1'000 m, the mean annual temperature is approximately 25° C. The average annual temperatures were estimated based on available literature and adjusted for the elevation to produce the spatial distribution which is shown in Figure 2.

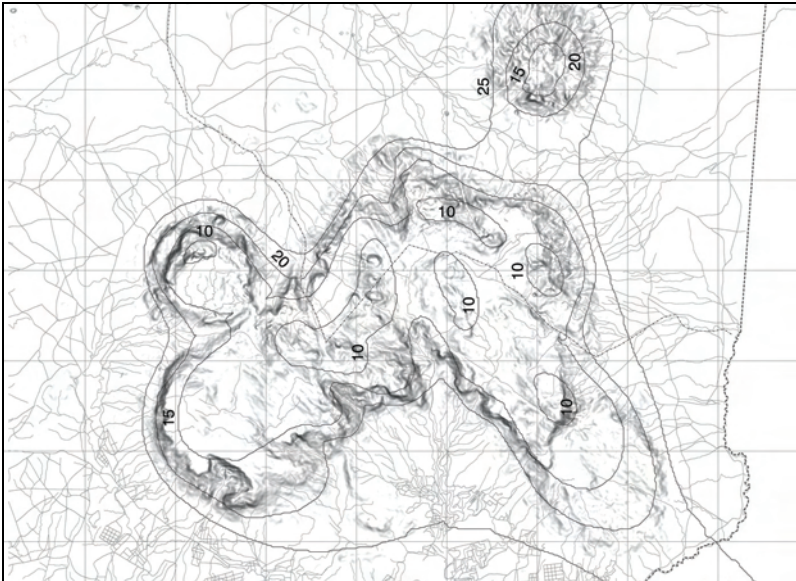


Figure 2: Spatial distribution of average annual temperature [°C]

1.4 Topography

For this study the newly available ASTER Global Digital Elevation Model produced by METI and NASA was used. It has estimated accuracies of 20 meters at 95 % confidence for vertical data and 30 meters at 95 % confidence for horizontal data. The contour lines generated from the DEM gave generally good agreement with the Malawian topographical maps.

1.5 Geology

The Mulanje Massif consists essentially of a large syenitic intrusion or intrusions. There is no evidence of volcanic activity or – despite the elevation – of glaciation. The evolution of the present form of the Mulanje Massif was preceded by four major stages of intermittent uplift and erosion commencing in Cretaceous times.

The Mulanje mountain area itself is formed of Chilwa Alkaline Province rocks of the Upper Jurassic to Lower Cretaceous age. The main representatives of these are the syenite, quartz-syenite and granite rocks of the Mulanje Massif and the associated plugs of quartz-syenite at

Michese. No large-scale Rift valley faults have yet been discovered in the Mulanje area although several faults are clearly related to this period.

The soils on the mountain are generally poor due to the heavy rainfall, steep slopes and rapid erosion. The plateaus are underlain by a thin layer of black soil resting on 5 to 15 metres of weathered material, predominantly bauxite and kaolinitic deposits. The lower slopes surrounding the mountain have a shallow layer of Talus (Garson & Walshaw, 1969).

1.6 *Flora and Fauna*

The combination of the structure, altitude and climate of the Mulanje massif influences the types and extent of the vegetation. The lower slopes, between the perimeter road and the foot of the sheer escarpment, are clothed by *Brachystegia* woodland on the west, north and east sides of the massif. On the wetter, southern slopes, most of the original vegetation has been cleared to make way for tea plantations.

On the plateaux, the vegetation consists of fire-induced montane grassland with evergreen forest largely confined to the shelter of the ravines. *Widdringtonia whytei*, the endemic Mulanje Cedar, grows only on Mulanje, mainly between 1'800 to 2'100 m, although it is found up to 2'200 metres and down to 1'500 metres in the deep gorges that interrupt the limiting escarpment on the drier side of the mountain. Above 1'500 m, in the gorges of the Lichenya, Ruo and Little Ruo rivers on the southern side, the evergreen forest contains various afro-montane species. The mid-altitude evergreen forests occur down to 900 metres in the Crater, Ruo Gorges and Chisongeli on the southern, wetter side of the mountain. The rocky peaks and ridges above about 2'100 metres support dense, lichen-hung montane thicket and open montane shrub land. There is an ericaceous zone but it is fragmentary, mostly occupied by steep slopes and bare rock and the vegetation mainly occurs in deep clefts and gullies.

The highest rate of endemism in the fauna is found in the reptiles and amphibians, in particular chameleons, geckos and frogs. All of the forests are considered important areas for bird conservation and support a number of threatened bird species. The only near-endemic mammal occurring in the lower elevations is the greater hamster-rat. All larger mammals in the area are under continuous threat from hunting. The only antelopes to survive are species such as bushbuck, red and blue duiker and Klipspringer, which live hidden in dense vegetation or on inaccessible, high, rocky slopes. Rock hyraxes are common as are Hamadryas baboons in the woodlands throughout the region and both blue and vervet monkeys in the forests. These mammals are the main prey for the few leopards that still survive. Other predators are genets, cervals and civets and spotted hyenas are found in the *Brachystegia* woodland..

1.7 *Environmental Aspects*

Mulanje Mountain was gazetted as public land and given Forest Reserve status in 1927 by the British colonial authorities (when Malawi was known as Nyasaland). At the time this was probably more to manage and exploit the plateau's resources than to conserve them (Chapman, 1995). All land above the forest reserve boundary at approximately 800 m falls under the jurisdiction of the Forestry Department. Commercial exploitation began in 1898 and continued uninterrupted until 1955, with large areas of forest cleared. There are several threats to the Mount Mulanje ecosystem. The most serious of these are fire, fuel wood collection, illegal logging, unsustainable hunting, invasive species, and the potential threat of bauxite extraction (Bayliss et al. 2007). The Mulanje cedar is categorized as endangered on the IUCN Red List (IUCN, 2009) and the park contains the last remaining stands of this tree, as well as a number of other threatened plant and animal species, many of them endemic to the area. The cedar is now protected and only dead specimens may be logged.

In 2000 Mount Mulanje was recognized by UNESCO as a biosphere reserve and in 2001 the World Bank initiated the Mulanje Mountain Biodiversity Conservation Project to increase awareness of the value of biodiversity within the project area. A major part of the project was the establishment of the Mulanje Mountain Conservation Trust (MMCT) to sustain biodiversity conservation within an ecological sustainable context.

Based on current projections (Hecht 2008), even the most optimistic scenarios predict that the *Brachystegia* woodland will be gone by 2014 and the afro-montane forests by 2023. Essentially

the demand on the resources of the mountain is more than the sustainable yield and the only way to solve the problem is generally acknowledged to be finding alternative energy sources to replace fuel wood as the main source of energy.

1.8 Energy in Malawi and Mulanje

Electricity currently accounts for less than 2.5% of Malawi's energy use, with over 93% supplied by biomass, basically firewood and charcoal and the consequences of a rapidly increasing population, extensive poverty and limited alternatives to wood has resulted in massive deforestation, particularly over the last decade.

Malawi has a total present installed capacity of about 304 MW, provided by the state owned Electricity Supply Commission of Malawi (ESCOM) generating around 1'500 GWh. In addition some 51 MW is produced by private generators (diesel and sugar waste) for their own use. Nearly 95% of Malawi's electricity supply is provided by hydropower from a cascaded group of interconnected run of the river hydroelectric power plants located on the middle part of Shire River. The total installed capacity of these hydropower plants is 282.5 MW but due to maintenance issues and problems with siltation and weeds, currently only 247 MW is available. Malawi suffers from a shortage of electricity as peak demand is currently just under 300MW and expected to grow to over 800MW by 2020. The shortfall is currently covered by load shedding during peak demand. Current policy encompasses a complete liberalisation of the energy sector and encourages Independent Power Producers, although none have signed any agreements so far. A key objective of the government is to improve access to electricity in rural areas and a major policy initiative is the Rural Electrification Programme which aims to provide 30% of all households with subsidised access to electricity by 2020.

The current per capita energy consumption in the Mulanje and Phalombe Districts has been estimated by Taulo et al. (2008) and is shown in Table 1. Hecht (2008) defines a 7km buffer zone around the mountain as the critical distance for households collecting wood from the mountain. The estimated consumption for this zone is also shown. Current domestic consumption in Malawi for households with electricity installed is around 3'300 kWh/year or 805 kWh/capita/year. In Mozambique, Zimbabwe, Botswana and South Africa consumption is 461, 900, 1'419 and 4'810 kWh/capita/year respectively.

The annual average of 805 kWh/capita/year is also shown in Table 1. The estimated potential demand for electrical energy at 30% and 100% levels of penetration is thus around 95'000 and 315'000 MWh/year respectively in the 7 km zone and 185'000 and 620'000 MWh/year for the region.

This does not include the tea factories demand which is estimated at around 35'000 MWh per year (IED 2006). The tea factories demand is higher in the rainy season when the tea is harvested and processed.

Table 1: Annual Energy consumption in the Mulanje and Phalombe Districts

	7 km Zone (Population 390'000)		Total (Population 772'000)	
	kWh/capita/year	MWh/year	kWh/capita/year.	MWh/year
Electricity	31	11'907	31	23'625
Fuel wood	2'459	959'158	2'479	1'913'610
Others	195	76'020	191	147'708
Total	2'685	1'047'085	2'701	2'084'943
30%	242	94'185	242	186'438
100%	805	313'950	805	621'460

Two existing mini hydropower stations on the Lujeri Tea Estate in Mulanje have been in successful operation for over 70 years and several small plants are planned on the mountain by MUREA, the Mulanje Renewable Energy Agency, an organization set up jointly by the Programme for Basic Energy and Conservation (ProBEC) of the German Agency for Technical Cooperation (GTZ) and the MMCT.

2 HYDROLOGY

2.1 Rainfall

The spatial distribution of the rainfall varies considerably over the massif. Rainfall records are not continuous and previously there were many more rain gauges on the mountain than currently. A spatial distribution of the monthly rainfall was estimated from available data and the annual rainfall distribution in millimetres is summarised in Figure 3.

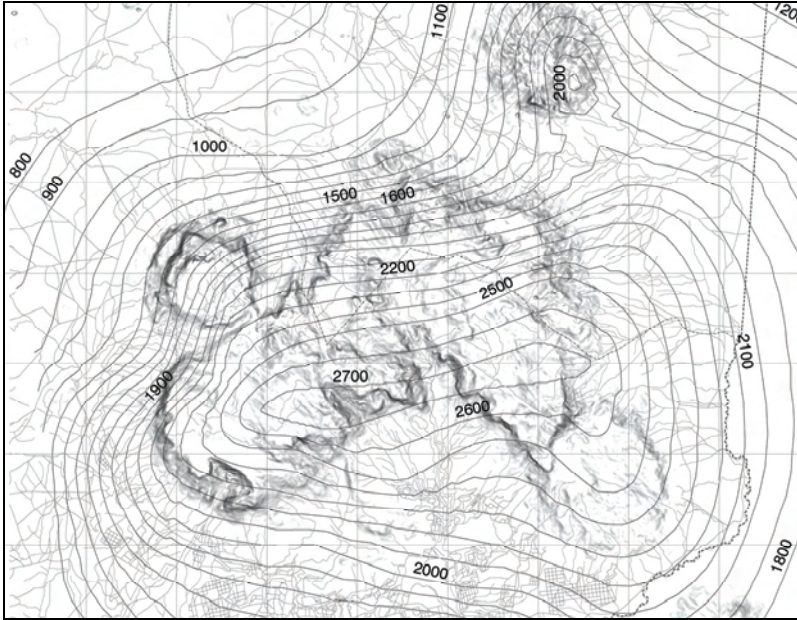


Figure 3: Spatial distribution of average annual rainfall [mm]

2.2 Runoff

The runoff data from two catchments on the mountain was available from the Water Resources Department, namely the Ruo River to the south of the Massif measured at the M2 road bridge (on the wet side of the mountain) and the Phalombe River just north of Phalombe on the north of the massif (the dry side of the mountain). The catchment topographical characteristics analysed from the DEM are shown in Table.

Table 2: Catchment characteristics of the discharge gauging stations

Name	Coordinates	Area	Min/Max/Mean elevation	Min/Max/Mean slope
Phalombe	15°48'07"S 35°38'09"E	55.9 km ²	686m / 2'630m / 1'353m	0.36% / 1'979% / 37%
Ruo	16°04'35"S 35°40'23"E	191.9 km ²	605m / 2'965m / 1'377m	0.10% / 1'698% / 37%

The average run off was 10.5 m³/s or 1'726 mm/year for Ruo gauging site and 1.4 m³/s or 773 mm/year for the Phalombe gauging site. The flow duration curves from the data are shown in Figure 4 below. It is reasonable to assume that the curve for the Ruo gauging site is representative for the wet south and south eastern sides of the mountain and that the curve for Pha-

lombe is representative for the dry north of the mountain- The critical values from the flow duration curves are shown in Table 3 below.

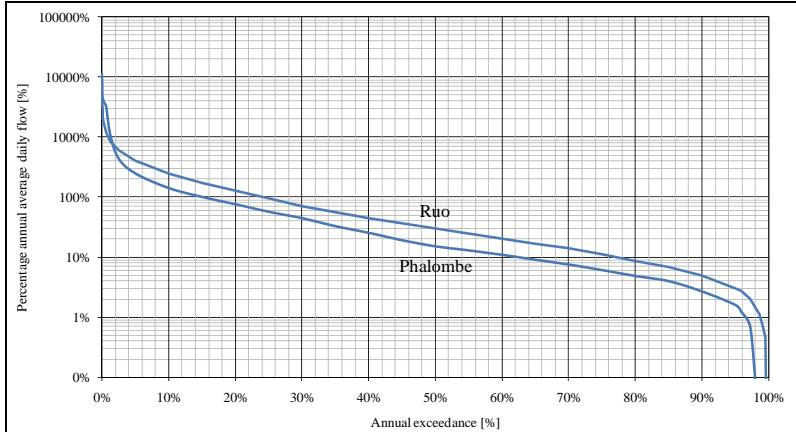


Figure 4: Normalised flow duration curves as a percentage of the average annual flow for the Ruo River and Phalombe River gauging sites

Table 3: Percentage of average annual flow for various percentages of exceedance

Percentage Exceedance	90%	80%	70%	60%	50%
Ruo (Wet Side)	5%	9%	14%	20%	30%
Phalombe (Dry Side)	3%	5%	7%	10%	11%

2.3 Determination of catchment runoff from average rainfall data

To estimate the hydropower potential it was necessary to estimate the runoff in catchments that have little or no runoff data. It proved difficult to establish a relationship between the monthly rainfall and the run off, so the semi-empirical method proposed by Pike (Pike 1964) was used. Pike showed that if a catchment is watertight and the changes in groundwater storage are negligible, then the run-off Q from any catchment can be estimated within a probable error of 10 percent from the annual rainfall R and the evapo-transpiration E_i where:

$$R - E_i = Q \text{ mm per year} \quad (1)$$

Based on his observations in Malawi, Pike modified Turc's evapo-transpiration equation (Turc 1954) to give the following relationship:

$$E_i = \frac{RE_0}{\sqrt{R^2 - E_0^2}} \text{ mm per year} \quad (2)$$

Where E_0 is the open water evaporation, calculated according to Penman (Penman 1948) as a function of T_a , the mean annual temperature where:

$$E_0 = 220 \cdot T_a - 2680 \text{ mm per year} \quad (3)$$

Based on this approach, the following procedure was chosen for estimating the annual run off from the annual rainfall for individual catchments on the mountain.

- Estimate the average catchment temperature (T_a), from Figure 2.
- Estimate the yearly open water evaporation, (E_0) using the equation (3) above.
- Estimate the annual catchment rainfall (R) from Figure 3.
- Estimate the yearly evapo-transpiration (E_i) using the equation (2) above.
- Use equation (1) to give the average annual run off.

The procedure is simple to use, although the lower the rainfall, the larger the potential errors. In the absence of better data it is adequate to investigate the basic hydropower potential of the mountain. These assumptions were checked with the measurements for the Ruo and Phalombe gauging site catchments and gave close agreement.

3 POWER POTENTIAL

3.1 Methodology

To determine the hydropower potential, a basic datum of 750 m was selected as the contour that closest follows the Forest Reserve boundaries. The ASTER digital elevation model, the average annual spatial rainfall distribution and the average annual spatial temperature distribution were analysed in ArcMAP to determine the runoff (as described above in Section 2.3) and calculate the power potential of the massif and individual catchment areas above the 750 m contour line.

Nine rivers on the mountain are identified as perennial. These are the Phalombe and Sombani Rivers that drain to Lake Chilwa and the Muloza and Nanchidwa from the East, the Lichenya, Lujeri and Ruo itself from the south, the Likhubula from the east and the Thuchila from the north that all drain into the Ruo River and then on into the Shire.

These rivers together with the Linji, Little Muloza, Nasinga, Muluzi, Pwera and Likulezi Rivers, most of which are also perennial, were considered for detailed analysis.

The catchments and rivers considered are shown in Figure 6.

3.2 Gross Theoretical Surface Potential

The Gross Theoretical Surface Power Potential is equal to (Schleiss 2007):

$$E = \rho \cdot g \cdot \frac{1}{3.6} \sum_0^{A_m} h_{Qi} \cdot A_i \cdot \Delta h_i \text{ [MWh]} \quad (5)$$

Where: A_i = Area of raster (30x30m)
 ρ = 1 Mg/m³
 g = 9.81 m/s²
 h_{Qi} = Run off from A_i in m
 Δh_i = Height above 750 m datum

The results are shown graphically in Figure 5. The total average annual runoff is 25 m³/s. For the whole mountain above 750 m the Gross Theoretical Surface Power Potential is 1'885 GWh and the theoretical capacity (power potential divided by hours per year) is 215 MW.

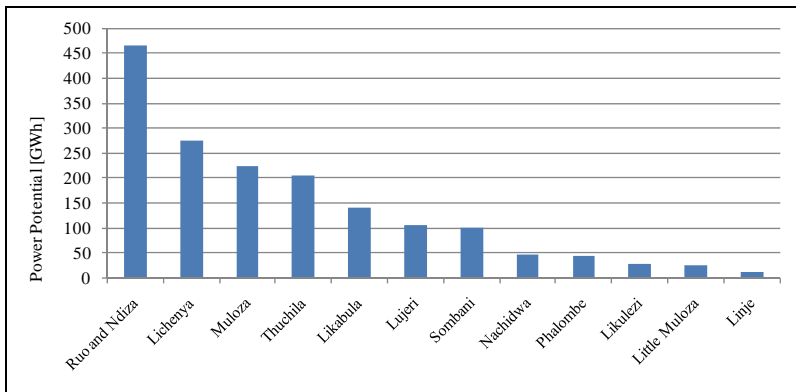


Figure 5: Gross theoretical surface power potential

3.3 Gross Theoretical Linear Potential

The Gross Theoretical Linear Potential of a branch i is equal to (Schleiss 2007):

$$E = \rho \cdot g \cdot Q_{mi} \cdot 8.760 \cdot \Delta h_i \text{ [MWh]} \quad (6)$$

Where:

ρ	=	1 Mg/m ³
g	=	9.81 m/s ²
Q_{mi}	=	Mean run off on branch i in m ³ /s
Δh_i	=	Drop in height along branch i in m

The results are shown graphically in Figure 6. The average annual run off from the all catchments considered (52% of the area above 750 m) was 20.2 m³/s. The mean run off coefficient was 74%. A gross potential of 1'400 GWh is theoretically available from these chosen catchments. The theoretical capacity is 160 MW.

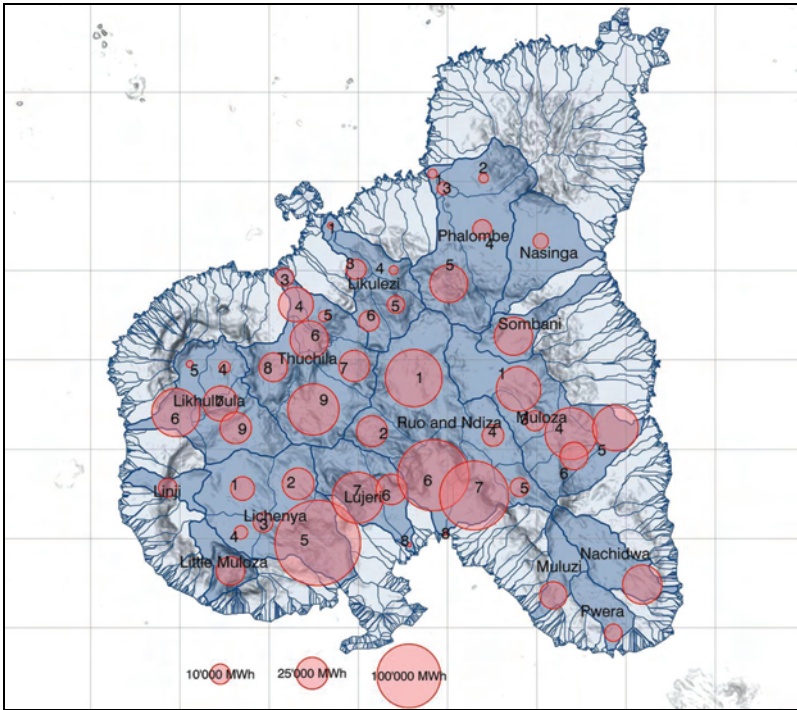


Figure 6: Gross theoretical linear power potential

3.4 Technically and Sustainably Usable Potential

The values calculated for the gross theoretical potential represent the yearly runoff. Typically the design runoff chosen for hydropower development is a value that is exceeded 90% of the year. As the tea estates have more demand during the rainy season an arbitrary value of 60% was chosen as the usable potential. The actual value used should be determined when optimising individual projects and considering a residual flow in the rivers. Based on the 60% value, the flow duration curves in Table 3 give a design runoff of 20% of the average annual flow for the wetter side of the mountain and 10% of the average annual flow for the dry side.

If all catchments above 1'000 m are considered to be environmentally critical and are not considered for development, the total potential is reduced. No storage schemes are considered as the only areas available for significant storage are sensitive and on the plateaux.

Based on these constraints, the linear potential reduces to 184 GWh and the theoretical capacity to 21 MW. The catchments with the highest potential are the lowermost Lichenya (5), Ruo (6), Ndiza (7), Likhubula (6) and Lujeri (7) sub-catchments and the two lowermost Muloza sub-catchments (4 and 5) (See Figure 6). These catchments have a linear power potential of 133 GWh and a capacity of 15 MW and represent the best starting points for investigating detailed small hydropower projects and a substantial proportion of this potential is realisable.

4 CONCLUSIONS

The total Gross Theoretical Power Potential of Mulanje is actually higher than current generation capacity of ESCOM. However the majority of this potential cannot realistically be utilised. The potential of 133 GWh from the catchments with the best potential covers the 95 GWh needed to supply 30% of the households in the 7 km zone with 805 kWh/capita/year, or the stated goal of the Rural Electrification Programme. The mountain cannot realistically supply the full needs of the buffer zone (315 GWh); however there is sufficient potential demand to absorb all the power potential of small hydro schemes on the mountain.

The hydro power potential of the mountain cannot solve the deforestation of the area on its own; it does however represent a very real sustainable asset that can be used. Any solution to finding sources of alternate energy is closely tied to the rural electrification programme and an overall policy combining all types of electrical generation and supply needs to be defined. The most challenging aspect will be to develop commercial models for implementing small hydro schemes. This will need to involve all stakeholders, including the local populace, the Forestry Department, the MMCT, the tea industry, ESCOM, local government and donor agencies.

5 REFERENCES

- Bayliss, J., Makungwa, S., Hecht, J., Nangoma, D., & Bruessow, C. (2007), Saving the Island in the Sky, the plight of the Mount Mulanje cedar *Widdringtonia whytei* in Malawi, *Oryx*, 41 (1).
- Chapman, J. D. (1995), *The Mulanje Cedar, Malawi's National Tree*, Blantyre, The Society of Malawi.
- Department of Energy Affairs, (2003). *National Energy Policy*. Lilongwe.
- Dunn, J. A., (2009, unpubl.), *A Master Plan for the Sustainable Hydropower Development of the Mulanje Massif in Malawi*, MAS Thesis, Lausanne: EPFL-ENAC-LCH.
- Garson, M. S., & Walshaw, R. D. (1969). *The Geology of the Mulanje Area*, Dept. of. Survey Zomba, The Government Printer.
- Hecht, J. E., (2008), When will community management conserve biodiversity? Evidence from Malawi, *Field Actions Sci. Rep.*, 1, 9-17.
- IEA, (2009), Statistics - Map Energy Indicators Africa, International Energy Agency
- IED, (2006), *Greening The Tea Industry In East Africa, Small Hydro Power Scoping Study*, EATTA, UNEP, GEF.
- IUCN, (2009), *The Red List of Threatened Species*, International Union for Conservation of Nature.
- Penman, H. L. (1948). Natural Evaporation from Open Water, Bare Soil and Grass. *Proc. Royal Soc.*, A193, 120-145.
- Pike, J. G. (1964). The Estimation of Annual Run-off from Meteorological Data in a Tropical Climate, *Journal of Hydrology*, 2, 116-123.
- Pike, J. G., & Rimmington, G. T. (1965). *Malawi, A Geographical Study*, London, Oxford University Press.
- Schleiss, A. (2007), *Demande en eau, gestion durable, Module C1.1.2 MAS 2007-2009*, Lausanne: EPFL-ENAC-LCH, Laboratoire de constructions hydrauliques.
- Strugnell, A. M. (2006), *A checklist of the Spermatophytes of Mt. Mulanje, Malawi*, Wetteren, Belgium, Universa.
- Taulo, J. L., Mkandawire, R. W., & Gondwe, K. J. (2008). *Energy Policy research Baseline Study for Mulanje and Phalombe Districts*, Malawi Industrial Research and Technology Development Centre.
- Turc, L. (1954). Le bilan d'eau des sois. Relations entre les précipitations, l'évaporation et l'écoulement, *Ann. Agron.*, 5, 491-596.

Etude de l'ensablement d'une prise d'eau sur le Rhône à Viège

Wasserfassung im Rotten in Visp- Schutz gegen Versandung

Xavier Eggel,

Teyssie & Candolfi AG, Viège, Suisse

ABSTRACT: the waterintake on the Rhone in Visp used for the cooling process in the Lonza AG is old and has to be changed. It is subject actually to silting problems. Its renovation will allow optimising the geometry in order to reduce the sandbank's risk. This study aims at verifying and estimating the risk of deposit formation with a 2D numerical model. The Modeling allows to check if other geometric forms can improve the performance in sediment management and reuction of deposits.

RESUME: La prise d'eau sur le Rhône à Viège destinée au refroidissement des installations de la Lonza SA est vieille et doit être remplacée. Elle est soumise à des problèmes d'ensablement sous sa forme actuelle. Sa rénovation va permettre d'adapter la géométrie pour diminuer le risque d'ensablement. La présente étude a pour but de vérifier et d'estimer les risques d'ensablement sur la prise projetée à l'aide d'un modèle numérique 2D. Cette modélisation permet également de vérifier si d'autres configurations géométriques de la prise sont plus performantes pour la gestion des sédiments.

ZUSAMMENFASSUNG: Die Kühlwasserfassung der Lonza AG in der Rhone in Visp ist alt und muss ersetzt werden. Sie weist in ihre aktuelle Form Versandungsprobleme auf. Die Erneuerung ermöglicht eine Anpassung der Gestaltung und eine Verminderung des Versandungsrisikos. Die vorliegende Studie hat zum Ziel, die Risiken der Versandung bei der geplanten Wasserfassung mit einem digitalen 2D-Model zu überprüfen. Es wird auch untersucht, ob eine andere Geometrie der Wasserfassung die Bewirtschaftung der Sedimente verbessern kann.

1 INTRODUCTION

Actuellement deux prises d'eau en rive gauche et en rive droite sont en fonction (état actuel) le long du Rhône à Viège et sont utilisées pour le refroidissement des installations de la Lonza SA. Le système actuel va être changé cette année. Il est prévu de n'avoir plus qu'un seul ouvrage capable de pomper un débit de 6 m³/s. La nouvelle prise va être implantée sur la rive droite du Rhône à l'aval du pont de la Lonza (110,910 km - selon le nouveau kilométrage de la 3ème correction du Rhône). Un système d'adduction d'eau à travers le Rhône permettra d'alimenter la rive droite.

Le tronçon du Rhône à la hauteur de la Lonza se trouve sur un secteur défini en tant que mesure prioritaire dans le cadre de la 3ème correction du Rhône. Des travaux de renforcement des digues ont d'ailleurs débuté cette année 2009. Dans un proche avenir (env. 15 ans), des modifications importantes sont à attendre sur la morphologie du Rhône en amont et en aval de la Lonza; le lit va être élargi considérablement sur la partie amont (Brigerbad) et abaissé au niveau de la Lonza car un élargissement n'est pas envisageable en raison des contraintes actuelles. A l'aval, le lit sera également élargi (secteur Baltschieder). Sur toute la traversée de Viège (à l'amont de la Vispa), le Rhône sera redimensionné pour pouvoir faire transiter une crue extrême (EHQ = 790 m³/s). Ces modifications affecteront notamment le transport solide dans le Rhône. La nouvelle prise devra être conçue de manière à ne pas perturber la capacité du Rhône, en raison de la très grande vulnérabilité du site industriel de Viège.

2 OBJECTIFS

L'objectif principal de ce travail consiste à évaluer le risque d'ensablement au droit de la prise d'eau projetée. Pour cerner cette problématique, les buts suivants ont été fixés:

- Analyse de la problématique de l'ensablement de la prise d'eau à partir des études existantes sur ce sujet
- Elaboration d'un modèle 2D pour permettre la simulation du transport solide dans le Rhône au droit de la prise d'eau
- Vérification du fonctionnement de la prise d'eau et du charriage pour des débits estivaux et hivernaux
- Essais du fonctionnement de la prise d'eau avec d'autres configurations (processus d'optimisation)
- Propositions et recommandations pour la gestion des sédiments

Les risques d'ensablement ont été étudiés prioritairement dans le lit du Rhône, devant l'ouvrage de prise. Les chambres de pompages ont également été introduites dans le modèle, mais leur géométrie complexe (installation de pompages) a dû être considérablement simplifiée pour permettre une simulation en 2D. D'autres approches ont été utilisées pour évaluer le comportement hydraulique à travers le dégrilleur (pertes de charges), le système de pompage (vitesses moyennes d'écoulement) et le dessableur (dimensionnement).

3 DONNEES DE BASE

Les données de base concernant le Rhône proviennent essentiellement des études réalisées dans le cadre du projet général de la 3ème correction du Rhône (GP 2008, [2]) qui complètent de manière exhaustive les données du projet de mise à l'enquête des mesures prioritaires de Viège

(PM Visp 2006, [16]). Les données de base concernant la prise d'eau sont issues de l'étude d'avant-projet (T&C, 2008, [1]), ainsi que des études antérieures réalisées à l'EPFL ([23], [24], [17]) et notamment le modèle physique élaboré au LCH pour les prises de Viège et Lalden.

La modélisation géométrique du lit se base sur la projection à l'état futur du lit du Rhône tel que projeté dans le cadre des mesures prioritaires. Les données concernant la largeur et hauteur du lit, ainsi que la hauteur des digues sont disponibles pour les profils fédéraux le long du Rhône (profils projetés avec hauteur moyenne du lit projeté à moyen terme (env. 25 ans) selon GP2008)

La géométrie de la prise se base sur l'avant-projet de 2008 (T&C). Initialement la prise était composée de 8 chambres de pompages (fin 2008). En 2009, la Lonza a décidé de réduire le nombre de chambres à 6 pour réduire les redondances et les coûts de construction et d'exploitation.

La demande en eau de la Lonza n'a cessé de croître depuis un siècle. En 1917, la demande était de 30 l/s. En 2005, la demande moyenne mensuelle fluctuait entre 2.7 et 4.1 m³/s. Il est probable qu'à l'avenir cette demande ne s'accroisse encore d'avantage (environ 5 à 6 m³/s).

Les données hydrologiques se basent sur les débits caractéristiques du GP 2008 pour le Rhône à l'état futur. Ces débits sont présentés dans le tableau 1 au niveau de la Lonza:

Tableau 1. Débits caractéristiques

Description	Débit (m ³ /s)
Débit moyen hivernal	10
Débit moyen estival	110
Débit de crue (T = 5 ans)	330
Débit de crue (T = 100 ans)	605

Pour les données concernant la granulométrie du lit, les données de base des études antérieures de l'EPFL ont été utilisées ([23], [24], [17]). Les fractions granulométriques pour les matériaux en suspension et les matériaux du lit sont représentés dans le tableau 2 :

Tableau 2. Fractions granulométriques (BWG, 1996)

Fraction (%)	Matières suspension (mm)	Lit (mm)
10	0.0035	0.8
35	0.011	10.3
50	0.0172	20
65	0.0227	32
90	0.0749	80

Le transport solide se compose d'une fraction fine en suspension et d'une fraction plus dense, le charriage.

Les quantités de matière en suspension à attendre se basent sur les mesures effectuées par la Lonza au droit de la prise. La concentration des matières en suspension peuvent être élevées (lors de purges ou crues du Rhône): les mesures en continu entre 2000 et 2005 effectuées par la Lonza montrent que certains pics de concentrations peuvent atteindre 20 ml/l, voir même 60 ml/l sur des durées de l'ordre de 6 à 8 heures.

Comme des mesures sur le charriage ne sont pas disponibles, les quantités à attendre se basent sur des formules empiriques (Meyer-Peter, VAW, Schoklitch). Selon l'étude HZP, le Rhône charie annuellement environ 10'000 m³/an [18]. Le charriage futur, ainsi que l'exploitation des gravières vont influencer la hauteur du lit; selon les données de HZP le lit va être abaissé à la hauteur de la Lonza (environ 1 mètre à la hauteur de la prise d'eau, notamment à cause du remplacement du seuil existant et du creusement du lit du Rhône).

4 METHODOLOGIE

En se référant aux données de bases décrites ci-dessus (pour l'état futur), la géométrie du modèle a été construite avec le programme CCHE-2D pour l'analyse du transport solide et pour l'analyse hydraulique. Une simulation avec HEC-RAS a également été effectuée pour la partie hydraulique pour définir les conditions de bords du modèle.

La modélisation porte sur un tronçon de 250 mètres (à l'amont au niveau du pont de la Lonza (BWG 39 km 111,034) jusqu'au BWG 40 – km 110,780). Les points de références ont été définis dans un SIG (Arcview 9.2) pour servir de base au profil géométrique du Rhône et de la prise d'eau.

Une série de tests ont été réalisés pour comprendre l'influence et la sensibilité des paramètres du modèle sur le transport solide. La plausibilité des résultats a ensuite été vérifiée notamment par les observations effectuées sur le modèle physique de l'EPFL, puis le fonctionnement de la prise vérifiée.

Finalement, suite aux résultats obtenus, d'autres simulations ont été effectuées, afin de vérifier si les quantités de dépôts au droit de la prise pouvaient être diminuées en changeant la géométrie de la prise.

5 SIMULATIONS

5.1 *Choix du modèle et construction du modèle*

La prise fonctionne selon 2 modes : lors de la période de hautes eaux ($Q_{\text{moy estival}} = 110 \text{ m}^3/\text{s}$) le barrage est dégonflé et lors de la période de basses eaux ($Q_{\text{moy hivernal}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$) le barrage est gonflé (hauteur 1.5 mètre).

Les simulations ont été faites pour des cas stationnaires (débits constants). Dans un premier temps les simulations hydrauliques ont été effectuées pour fixer les conditions de bords du modèle. Pour l'hydraulique, le choix du programme s'est porté sur HEC-RAS et le module hydraulique de CCHE-2D pour permettre d'avoir un point de comparaison. Dans un deuxième temps le transport solide, se basant sur les résultats des simulations hydrauliques, a pu être calculé. Pour la modélisation du transport solide, le modèle CCHE-2D a été choisi. Ce programme d'éléments finis est actuellement en cours de développement.

La géométrie a été interpolée à partir de points définis. L'extension Mesh-Generator a permis de créer un maillage avec une résolution comprise entre 0,3 et 2 mètres (une résolution plus fine a été appliquée à proximité de la prise d'eau).

Le tronçon choisi est suffisamment long (250 mètres) pour permettre de considérer les transports de sédiments dans le Rhône en fonction du changement morphologique à l'amont (rétrécissement au niveau du pont de la Lonza).

5.2 *Détermination des conditions de bords pour l'hydraulique*

La simulation hydraulique est un préalable en vue du transport solide. Les données géométriques ont été rentrées dans le programme HEC-RAS et CCHE-2D avec des rugosités similaires. Les valeurs suivantes ont été admises pour la rugosité : $K_{\text{st}} = 30$ pour le lit, $K_{\text{st}} = 25$ pour les bords (enrochements), $K_{\text{st}} = 70$ pour les éléments en béton.

En régime fluvial, la condition aval est déterminante. Avec le calcul HEC-RAS, la condition aval (Profil BWG 40) a été déterminée pour une pente $J = 0,002$. Les résultats sont proches de ceux issus du projet général de la 3^{ème} correction du Rhône. Dans notre cas un soutirage de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ de la prise a été considéré; les résultats pour la hauteur des lignes d'eau de la condition de bord aval est donnée dans le tableau 3:

Tableau 3. Calculs des conditions hydrauliques avalées

Description	Niveau du plan d'eau (m)*
Débit moyen hivernal	644.79
Débit moyen estival	646.12
Débit de crue (T = 5 ans)	647.67
Débit de crue (T = 100 ans)	649.14

* Conditions avalées calculées avec HEC-RAS (J=0.002)

5.3 Hypothèses et détermination des conditions de bord pour le transport solide

Les conditions amont pour le transport solide jouent un rôle déterminant sur les résultats obtenus. Les conditions de bords ont été calculées pour des apports massifs de sédiments pour tester l'efficacité de la prise d'eau.

Pour le charriage, les conditions amont admises sont celles calculées avec des formules empiriques déterminant la capacité maximale de transport. Pour les conditions de bords du charriage, les plages de valeurs suivantes ont été considérées; Q hivernal = négligeable ; Q estival = 0,6 - 2,8 kg/m/s ; Q5 = 1,5 à 7,3 kg/m/s; Q100 = 2,9 à 11,1 kg/m/s.

Pour les matières en suspension, les pics de concentrations observés lors des purges de la Massa peuvent atteindre une moyenne de 20 ml/l durant 6 heures environ. Par temps normal, la concentration est de 1 ml/l. Pour les conditions de bord, lors de charges importantes, une valeur de 40 kg/m³ a été admise (en admettant une densité volumique de 2'000 kg/m³ pour les particules en suspension).

5.4 Analyse de sensibilité des paramètres

Plusieurs paramètres ont été testés pour observer leur influence sur les résultats du transport solide (pas de temps, méthode de calcul, diamètres des grains, porosité, durée de simulation, conditions de bords, effet de la couche de pavage, variation de débit, fonctionnement des pompes, géométrie des chambres). Au droit de la prise, les dépôts sont fortement influencés par la géométrie des chambres et le fonctionnement des pompes (combinaison des pompes en fonction).

La stabilité du calcul est fortement dépendante du débit choisi et du pas de temps de calcul. Un pas de temps de 0,5 seconde donne un bon compromis entre vitesse de calcul et stabilité. Les résultats concernant les variations des zones de dépôts et d'érosions est surtout tributaire des conditions de bords (entrées des sédiments à l'amont).

6 RESULTATS

6.1 Hydrauliques: hauteur, vitesses et courants

Les hauteurs d'eau devant la prise varient selon le débit du Rhône. Pour des débits de 110 m³/s (débit moyen estival) à 605 m³/s (débit centennal), les hauteurs respectives (au milieu de la prise) sont de 1,4 m à 4,4 mètres. Pour des débits extrêmes, la hauteur d'eau peut être supérieure à celle de la chambre de pompages. En cas de crues exceptionnelles, la prise devrait être mise hors fonction. En hiver le niveau de l'eau est réglé par le barrage gonflable (1,5 mètre).

Le champ de vitesse est modifié entre le passage du Rhône à la prise. Devant la prise, les vitesses pour des débits de 110 m³/s (débit moyen estival) à 605 m³/s (débit centennal) sont respectivement (au milieu de la prise) comprises entre de 1,8 m à 2,8 m/s. L'élément en béton à l'amont de la prise provoque une accélération du courant devant la prise, ce qui réduit le risque d'ensablement au droit de la prise.

A l'entrée des chambres, la vitesse est brutalement diminuée, d'autant plus que le débit du Rhône est élevé. Les vitesses respectives moyennes (vitesses horizontales) dans une chambre de pompage (avec des dimensions suivantes: largeur = 2,4 m; longueur = 6,4 m; hauteur = 4

mètres; seuil d'entrée = env. 30-40 cm de haut), lorsque la pompe est activée sont de l'ordre de 0,48 m/s (pour Q estival Rhône à 0,11 m/s (pour Q100 Rhône). Cette chute de vitesse peut provoquer le dépôt des particules solides les plus lourdes (> 0,4 à 0,6 mm).

La simulation 2D ne permet pas d'estimer les pertes de charges à travers le dégrilleur. Pour une grille admise avec un espacement de grille de 60 mm et des barres arrondies de dimensions similaires, les pertes de charges calculées par formule empirique au passage de la grille sont de l'ordre de 15 cm pour un débit estival moyen, soit près de 10% de la charge hydraulique (vitesse élevée à travers la grille).

Dans la chambre, une hauteur minimale de 1,2 mètres (cote du plan d'eau; env. 645,2 m) doit être respectée pour garantir le bon fonctionnement des pompes (pompes immergées, hauteur de submersion de 60 cm). Pour un débit estival, cette hauteur d'eau moyenne dans les chambres serait de 646 mètres. Pour des débits avec une hauteur inférieure, le barrage devrait être gonflé.

Les pompes fonctionnent avec un débit de fonctionnement de 1 m³/s. L'eau est ensuite pompée et relevée dans un dessableur. Les matériaux peuvent donc être aspirés par la pompe qui est située dans le point bas de la chambre (fond de chambre moyen à env. 644,2 m).

Un compromis doit être trouvé pour le diamètre du tuyau après la pompe qui relève les eaux jusqu'au dessableur; un diamètre plus petit conduit à des vitesses plus élevées dans le tuyau pouvant ainsi entraîner les particules solides (la vitesse de décantation des particules solides doit être inférieure à la vitesse d'entraînement de l'eau pour éviter qu'elles ne redescendent dans la pompe, pouvant conduire à une usure rapide du système). Par contre des vitesses élevées conduisent à une perte de charge plus importante et donc par conséquent à une augmentation des coûts énergétiques.

Pour des diamètres respectifs de 0,6 / 0,7 / 0,8 m, les vitesses dans la conduite sont de 3,5 / 2,6 / 2 m/s avec des pertes de charges moyennes estimées à 1,5 / 0,8 / 0,4 mètres. Une différence de 1 mètres de perte de charge peut représenter une différence de puissance de 12 kW à la pompe, soit sur une année (hyp: fonctionnement continu), une consommation d'énergie de l'ordre de 107'000 kWh (env. 16'000.-/an pour une pompe pour une prix estimé de 0,15 ct/kWh).

Dans le dessableur la fraction fine des particules solides (> 0,3 mm) doit être décantée pour que l'eau puisse ensuite être à nouveau mise en pression et distribuée dans le réseau de refroidissement de la Lonza. L'efficacité du dessableur dépend du débit (vitesse horizontale), de la sa longueur, largeur et hauteur. La géométrie dépend de l'emprise disponible au sol. Compte tenu des contraintes existantes un dessableur équipé de deux bassins est préconisé (pour faciliter l'entretien; un peut toujours rester fonctionnel). Chaque bassin devrait avoir des dimensions de l'ordre de 2,5 mètre de haut / 3 mètres de large et 33 mètres de long pour pouvoir décanter jusqu'à la fraction 0,3 mm.

6.2 *Transport solide en période estival*

Au final les résultats obtenus pour un débit estival moyen (Q = 110 m³/s) durant 2 jours de simulations avec un charriage important (env. 2 kg/m/s) montrent les points suivants:

- Des dépôts sont à attendre à l'amont de la prise d'eau (env. 1 mètre)
- Juste avant la prise d'eau, un élément de béton permet de créer des turbulences; les dépôts sont donc évités sur la partie amont de la prise. L'accélération du courant devant la prise d'eau favorise le transport des sédiments
- A l'aval de la prise des dépôts sont observables devant la grille et surtout dans les deux dernières chambres
- Dans les 2 chambres avalées, des dépôts importants peuvent apparaître

Ces résultats sont représentés dans la figure 1 au droit de la prise d'eau:

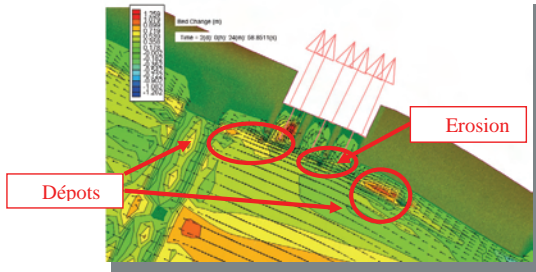


Figure 1: Transport total (charriage + suspension) après 2 jours (charriage fort) avec un débit de 110 m³/s

6.3 Transport solide en période hivernale

En période hivernale, le débit est relativement faible (débit moyen de l'ordre de 10 m³/s). Avec un tel débit, le transport par charriage est négligeable. Seul les sédiments en suspension peuvent être acheminés par le Rhône. Le soutirage peut être très important par rapport au débit du Rhône. Une accélération est donc produite au niveau de la prise, empêchant ainsi la formation de dépôt devant la prise.

La Figure 2 montre que la zone de dépôts en imaginant une forte concentration en suspension (40 kg/m³) durant 6 heures (durée approximative d'une purge) se forme au milieu du lit et sur les bords à l'amont de la prise (épaisseur de 20 à 25 cm environ). simulations avec un charriage important (env. 2 kg/m/s) montrent les points suivants:

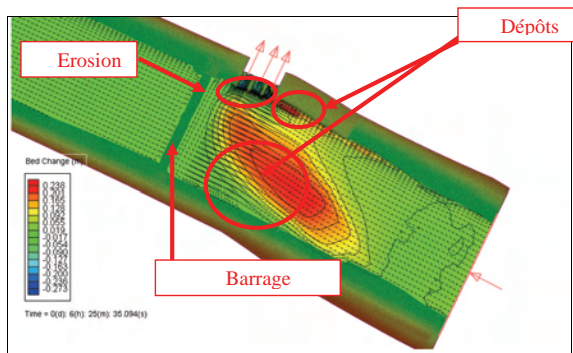


Figure 2: Transport par suspension après 6h avec forte concentration (40 kg/m³) avec un débit de 10 m³/s dans le Rhône et soutirage de 5 m³/s aux pompes

7 DISCUSSION DES RESULTATS

7.1 *Plausibilité des résultats*

Les résultats modèle 2D ont été comparés avec les essais réalisés sur le modèle physique de l'EPFL en 96. Les zones et les hauteurs de dépôts sont du même ordre de grandeur, ce qui permet de dire que les résultats de la simulation sont fiables.

Cependant, l'approche 2D ne permet pas de prédire le comportement hydraulique exact à l'intérieur des chambres en raison de la complexité de la géométrie, ni de prendre en considération l'influence de la grille d'entrée devant le captage. Toutefois des tendances peuvent être mises en évidence. Les résultats sont à considérer de manière qualitative, car le programme n'a pu être calé avec précision sur un modèle physique et que la sensibilité des paramètres est importante, notamment pour qualifier et quantifier les apports de sédiments à l'entrée du modèle. En raison de ces éléments, un regard critique doit toujours être observé pour l'interprétation de ces résultats.

7.2 *Estimation des risques d'ensablement*

Les simulations effectuées dans le cadre de l'étude des sensibilité des paramètres et des tests de fonctionnement de la prise en période estivale sont tous convergents: ils montrent que le risque d'ensablement sur la partie amont de la prise est faible (zone avec une tendance à l'érosion), alors qu'il est plus élevé sur la partie aval. Des dépôts sont également constatés sur la partie à l'amont de la prise.

En hiver, le risque est très limité, car le débit de pompage relativement important par rapport au débit du Rhône. Les vitesses peuvent même être augmentées au droit de la prise favorisant l'entraînement des matériaux fins.

7.3 *Autres risques*

Mise à part les risques d'ensablement, deux autres risques semblent être non-négligeables concernant la prise d'eau. Le premier par temps de débits exceptionnels ($Q > T = 100$ ans), le niveau d'eau peut être supérieur à celui des chambres et peut perturber fortement le fonctionnement des pompes. Le deuxième par temps de basses eaux, si le débit de pompage est trop important, le risque est élevé pour permettre de garder un débit de dotation suffisant dans le Rhône (Q347 de l'ordre de 7 m³/s selon mesures à la station de Brig entre 1965 et 2007). Ce conflit d'intérêt entre le domaine économique et environnemental n'est toutefois pas traité dans le cadre de ce rapport.

A long terme selon les projections de la troisième correction du Rhône le niveau du lit devrait se stabiliser au niveau de la prise d'eau (entre le niveau de projet considéré dans cette étude (projection à 20-25 ans) et le niveau à long terme (projection à 40 ans). La variation du niveau du lit ne devrait donc pas constituer un risque pour le fonctionnement de la prise d'eau.

7.4 *Essais d'optimisation de la géométrie*

Pour diminuer le risque d'ensablement au droit de la prise et par conséquent de minimiser les coûts d'entretien, l'effet de la modification de géométrie de la prise a été testé car il est un facteur déterminant sur les zones de dépôts (influence sur la configuration des courants). Plusieurs configurations de prise (avec des seuils ou/et des parois pour dévier les sédiments provenant de l'amont) ont été simulées pour évaluer si une adaptation de la prise peut améliorer la situation de projet.

Les résultats montrent que des dépôts se produisent de toute façon en cas d'apports importants de sédiment à l'amont, même si la prise est modifiée. Le risque global n'est donc pas vraiment diminué.

8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le risque d'ensablement de la prise d'eau projetée est évalué comme suit:

- Le risque d'ensablement est limité au droit de la prise projetée grâce à sa configuration géométrique qui favorise l'évacuation des sédiments
- Des zones de dépôts peuvent se former à l'amont et sur la partie aval de la prise lors d'apports importants de sédiments (par ex. purge ou crue). L'effet de la grille n'a pas pu être testée avec la modélisation 2D; on peut s'attendre toutefois à un effet positif sur le risque d'ensablement (déviation du courant).
- Par crue centennale, la hauteur d'eau peut dépasser celle des chambres et perturber le bon fonctionnement de la prise (par ex. entrée de corps flottants). La prise est toutefois conçue pour ne pas entraver le profil hydraulique du Rhône. La configuration choisie semble la plus adaptée parmi celles qui ont été testées.

En hiver pour des débits faibles, le risque d'ensablement est jugé faible au droit de la prise même en cas de fortes concentrations de matière en suspension

Les recommandations pour l'entretien et l'exploitation sont donc les suivantes:

- Il est préconisé d'utiliser les chambres amonts de préférence si toutes les pompes ne sont pas sollicitées; les turbulences créées par l'élément amont permettent d'éviter la formation de dépôts.
- Une analyse 3D devrait être effectuée pour estimer le risque de dépôts à l'intérieur des chambres et la capacité des pompes à aspirer les matériaux (résistance à l'usure, force d'aspiration). Ces questions restent ouvertes.

La modélisation a donc pu mettre en évidence que le risque global d'ensablement de la prise est jugé moyen à faible. En effet, les courants créés par la géométrie de la prise permettent de réduire les risques de dépôts devant la grille. Comme le montre les simulations, il n'est pas à exclure que des dépôts peuvent quand même se produire en cas d'apports massifs de sédiments. Toutefois, même en modifiant ou en adaptant la géométrie de la prise, les simulations montrent que les dépôts ne peuvent pas être évités pour des conditions similaires.

Ce travail montre donc que la prise projetée est la solution la plus adaptée, d'une part pour lutter activement contre l'ensablement et d'autre part pour ne pas entraver la capacité hydraulique du Rhône.

9 REFERENCES

- [1] T&C, 2008, „Vorprojekt Rhonewasserfassung Lonza“ n°1978, Visp
- [2] Kanton Wallis, 2008, „Generales Projekt, Dritte Rhonekorrektio“, Sion
- [3] Aufleger M., 2008, Captage d'eau et prises d'eau en rivière, Notes de cours, Universität Innsbruck, Autriche
- [4] Schöberl F., 2008, Captage d'eau et traitement du charriage, Notes de cours, Universität Innsbruck, Autriche
- [5] Boillat J-L., 2008, Hydraulique des écoulements en nappe libre, Notes de cours, EPFL, Lausanne
- [6] Boillat J-L., 2008, Hydraulique des lits fluviaux, Notes de cours, EPFL, Lausanne
- [7] Boillat J-L., 2008, Fonction d'acheminement dans un cours d'eau, Notes de cours, EPFL, Lausanne
- [8] Jäggi M., 2008, Morphologie des cours d'eau, Notes de cours, EPFL, Lausanne, 2008
- [9] Piroton M., 2008, Modélisation hydraulique, Hydraulique numérique, Notes de cours, EPFL, Lausanne
- [10] Blanchaert K., 2008, Transport par charriage, transport en suspension, transport total, Notes de cours EPFL, Lausanne
- [11] Minor H.-E., 2008, „Neue Anforderungen an den Wasserbau“, Internationales Symposium, September
- [12] Minor H.-E., 2008, Wasserbau, ETH, Zürich
- [13] Bundesamt für Umwelt (BAFU), 2007, Hydrologisches Jahrbuch der Schweiz, Bern
- [14] Zhang Y. and Jia Y., 2007, CCHE2D Structured Mesh Generator (version 3.0), University of Mississippi
- [15] Zhang Y., 2006, CCHE2D Graphical User Interface for NCCHE Model (version 3.0), University of Mississippi
- [16] T&C, 2006, Auflageprojekt, Dritte Rhonekorrektio PM Visp, Visp
- [17] Stefanovic P., 2005, Neue Rhonewasserfassung Lonza AG Walliser Werke, Visp, Travail de Diplôme, EPFL, Lausanne
- [18] Hunziker, Zarn & Partner, 2004, Geschiebmodell Rhone, Dokumentation D-236.1, Aarau
- [19] Bezzola G-R., 2003, Flussbau, Vorlesungmanuskript, Zürich
- [20] Wu W., 2001, CCHE2D Sediment Transport Model, University of Mississippi
- [21] Yalin, S et Da Silva F., 2001, Fluvial processes, Monograph of IAHR
- [22] Graf W. H., 2000, Hydraulique fluviale, écoulement et phénomènes de transport, volume 16, EPFL, Lausanne
- [23] Giovanni D.C., Boillat J-L., Luggen E., 2000, "Industriewasserfassung - Umgestaltung zur Gewährleistung von Geschiebefreiheit", gwa 11/2000, SVGW, Zurich
- [24] Mardini R., 1996, EPFL-LCH, Documentation de travail pratique de diplôme, "Prise d'eau dans le Rhône à Viège, protection contre l'ensablement", EPFL-LCH, Lausanne
- [25] Bouvard M., 1984, Barrages mobiles et ouvrages de dérivation, à partir de rivières transportant des matériaux solides; Editions Eyrolles, Paris
- [26] Scheuerlein H., 1984, Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen, Berlin 1984

Utilisation des SIG pour identifier des sites potentiels pour des petites centrales hydroélectriques

Développement d'un outil dans le logiciel ArcGIS 9.2

Use of GIS to identify potential sites for small hydroelectric plants

Joanne Félix

Stucky SA, Renens, Suisse

ABSTRACT : In the past few years, interest in small hydro schemes has increased along with growing concerns for the environment and sustainable development. In Switzerland, the government promotes the construction of these facilities by granting subsidies. However, due to the small size of these facilities, research of sites having an exploitable hydroelectric potential is not obvious. Therefore, an informatic tool for identifying such sites for small plants has been developed. Designed with a geographic information system (GIS), this tool is based on a limited number of numeric data: a digital elevation model and runoff data. The analysis and calculations steps were automated to cover large areas. The calibration of the tool and its validation are discussed in this article.

RESUME : Ces dernières années, l'intérêt pour les petites centrales hydroélectriques s'est accru parallèlement aux préoccupations grandissantes pour l'environnement et pour le développement durable. En Suisse, la Confédération encourage la construction de ces centrales en proposant des systèmes de subvention. Cependant, à cause de la taille réduite de ces aménagements, la recherche de sites présentant un potentiel hydroélectrique exploitable n'est pas évidente. C'est pourquoi, un outil informatique permettant l'identification de sites pour des petits aménagements a été développé. Conçu dans un système d'information géographique (SIG), cet outil se base sur un nombre limité de données numériques : un modèle numérique de terrain et une lame ruisselée. Les étapes d'analyse et de calculs ont été automatisées afin de couvrir de grandes surfaces. La calibration de cet outil ainsi que sa validation sont discutées dans cet article.

1 INTRODUCTION

1.1 *Généralités*

L'intérêt pour le développement de petites centrales hydroélectriques a pris de plus en plus d'ampleur ces dernières années. Cet intérêt est guidé par les préoccupations grandissantes pour l'environnement et pour le développement durable. En effet, les petites centrales provoquent relativement peu d'impacts sur l'environnement et permettent de produire de l'énergie renouvelable sans dégager de CO₂. Par ailleurs, le prix des combustibles a une tendance à la hausse et on peut s'attendre à ce qu'il augmente fortement ces prochaines années. L'investissement dans une technologie indépendante des énergies fossiles, devient donc particulièrement intéressant.

Même si le potentiel lié à la petite hydroélectricité est limité du point de vue de la quantité d'électricité produite, ce type d'aménagements présente un intérêt certain au niveau régional. Par exemple, leur intégration à des projets à buts multiples permet d'améliorer le bilan général grâce à la production d'électricité. Le turbinage dans les réseaux d'eau potable en est un bon exemple. Les petites centrales représentent également une solution à l'approvisionnement en électricité d'habitations isolées, et évitent les transports longue distance.

En Suisse, le potentiel hydroélectrique pour les grands aménagements est déjà presque entièrement exploité et la production des aménagements existants diminue au cours du temps en raison du comblement des retenues par les sédiments. En dehors de la surélévation des barrages existants et du remplacement de leur équipements, la construction de petites centrales se présente comme une bonne alternative permettant de compenser cette perte de production et de contribuer à l'augmentation de la production nationale. Selon les prévisions de l'Office fédéral

de l'énergie (OFEN), le potentiel de développement jusqu'en 2050 de l'énergie hydraulique s'élève à 1100 GWh/an pour la construction de petites centrales contre 1100 à 1180 GWh/an pour la construction de grandes installations (OFEN & DETEC 2008). La distinction entre ces deux types d'aménagements est définie par la Loi fédérale sur les Forces Hydrauliques qui fixe la limite à une puissance installée de 10 MW (RS 721.80). La rénovation des installations existantes permettraient quand à elle d'augmenter la production de 2100 GWh/an (OFEN & DETEC 2008).

1.2 Objectif

A cause de la taille réduite et de la faible production des petits aménagements hydroélectriques, la recherche de sites présentant un potentiel hydroélectrique exploitable peut se révéler longue et fastidieuse. L'utilisation de données numériques permet de faciliter cette démarche et de couvrir de grandes surfaces grâce à l'automatisation des procédures. Ainsi, plusieurs entreprises ont élaboré des systèmes informatiques qui facilitent la recherche de sites présentant un potentiel intéressant (Jorgensen 2009, Fried 2008, Schröder et al. 2008). Ces systèmes sont en général paramétrés pour une zone précise et ne sont pas applicables ailleurs. L'outil développé par Bundesamt für Energie et Watergisweb est applicable en Suisse, mais il n'est pas commercialisé (Schröder et al. 2008).

Le bureau d'ingénieur STUCKY SA à Renens est actif dans le développement de petites centrales hydroélectriques. Il a donc décidé d'investir dans son propre outil de détection de potentiel. C'est dans ce cadre qu'une méthodologie ciblant des aménagements au fil de l'eau a été développée. Elle utilise un système d'information géographique (SIG). Les différentes étapes de traitements ainsi que les calculs nécessaires ont été automatisés afin de créer un outil fonctionnel et simple d'utilisation.

2 MATÉRIEL ET MÉTHODE

2.1 Logiciel utilisé

L'outil développé s'insère dans le logiciel ArcGIS 9.2 et son extension Spatial Analyst. Il utilise les fonctions de géotraitement incluses dans le logiciel, le module « ModelBuilder », qui permet d'automatiser ces fonctions par la construction de schémas simples, et le module « Visual Basic Editor » qui permet de réaliser des tâches et des calculs par programmation via le langage VBA.

2.2 Données de base

La méthode est fondée sur un nombre limité de données de base : un modèle numérique de terrain (MNT) et une lame ruisselée sous forme numérique. Elle a été paramétrée à partir de l'analyse d'études de faisabilité pour des projets de petites centrales.

2.2.1 Modèle numérique de terrain

Le MNT permet de délimiter des bassins versants et de déterminer leur réseau hydrographique théorique par des méthodes informatisées, reproductibles et automatisables. La précision des limites des bassins versants et du tracé des cours d'eau générés dépend de la résolution du MNT ; plus elle est faible, plus ils peuvent être décalés par rapport à la réalité. Le Tableau 1 présente trois MNT disponibles pour la Suisse.

Tableau 1. Exemple de MNT disponibles pour la Suisse

Nom	Résolution	Acquisition de données	Prix
SRTM	3' d'arc	Radar (navette spatiale)	Gratuit
MNT25	25 m	Numérisation de la carte topographique 1 :25'000	0.52.-CHF/km ² + frais de commande
MNT-MO	1m	Laser aéroporté	80.- CHF/km ² + frais de commande

2.2.2 *Lame ruisselée*

La lame ruisselée correspond à la pluie nette, c'est-à-dire à la part de la pluie totale qui ruisselle jusque dans le réseau hydrographique. Elle tient compte des pertes, telles que l'évaporation ou l'infiltration. Elle est exprimée en millimètres d'eau par unité de temps et par unité de surface.

La lame ruisselée utilisée provient de l'Office fédéral de l'environnement (OFEV) et de l'Institut fédéral de recherche sur la forêt, la neige et le paysage (WSL). Elle a été produite à partir du modèle de simulation PREVAH (Precipitation-Runoff-Evapotranspiration Hydrotope Model) et des données de l'atlas hydrologique de la Suisse (Plaundler et al. 2006). C'est une lame ruisselée moyenne annuelle qui couvre toute la Suisse d'un maillage de 500 m de côté. Le modèle PREVAH permet de tenir compte de nombreux paramètres, tels que la fonte de la neige et des glaciers, de l'interception, de l'évapotranspiration, du stockage et des échanges avec la nappe phréatique. D'après les essais effectués par l'OFEV et le WSL, l'utilisation de cette lame ruisselée pour l'estimation des débits donne de bons résultats, sauf pour les régions où le bassin versant réel ne peut pas être pris en compte, comme c'est le cas dans les régions karstiques du Jura. Il est à noter également que les résultats représentent le régime naturel du cours d'eau (sans urbanisation) et que les données de base couvrent la période de 1981 à 2000 (Plaundler et al. 2006).

2.2.3 *Etudes de faisabilité*

Dix-sept études de faisabilité, effectuées par le bureau STUCKY pour des projets de petits aménagements, ont été utilisées afin de développer l'outil SIG. Elles ont permis d'établir des équations simples afin d'estimer les paramètres inconnus à partir d'informations tirées des données de base (MNT et lame ruisselée). Ces études sont confidentielles. Elles ne sont donc pas citées et les sites étudiés ne sont pas mentionnés.

Afin de rendre l'outil flexible malgré l'automatisation des procédures, certains éléments de ces équations sont modifiables par l'utilisateur.

2.3 *Description de la méthode*

2.3.1 *Analyse du potentiel linéaire des cours d'eau*

Afin d'analyser le potentiel linéaire théorique des cours d'eau, un réseau hydrographique est généré à partir du MNT. Puis, des aménagements hypothétiques, symbolisés par des points, sont placés à intervalles réguliers le long des cours d'eau. Chacun de ces points peut représenter alternativement une position de prise d'eau ou de centrale. Le principe de calcul et de sélection est décrit ci-dessous. Il est schématisé à la Figure 1.

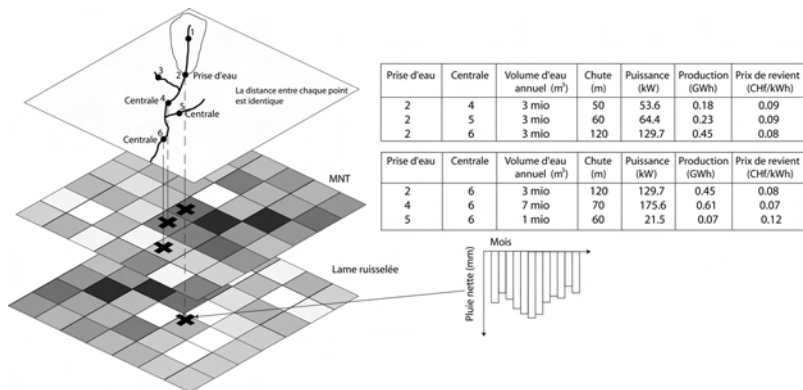


Figure 1. Principe de calcul et de sélection des aménagements.

A tour de rôle, chaque point est assimilé à une prise d'eau. Tous les autres points dont l'altitude est inférieure à celle de la prise d'eau sont des positions potentielles pour la centrale. L'outil développé commence par évaluer l'hydrologie de la prise d'eau sur la base de la lame ruisselée et de la surface du bassin versant. Puis, il calcule la chute, puissance installée, l'énergie produite annuellement et le prix de revient des aménagements qui seraient construits avec chacune des centrales. Il compare les résultats obtenus et sélectionne la centrale qui engendre le plus petit prix de revient.

Lorsque le logiciel a admis une centrale pour chaque prise d'eau, il procède de façon inverse ; il compare les puissances installées de toutes les prises d'eau associées à une même centrale et sélectionne celle dont la puissance est la plus importante.

Les positions retenues pour des aménagements potentiels doivent ensuite être vérifiées par l'utilisateur au moyen d'une carte topographique. L'examen de la chute brute et de l'étendue du bassin versant permet de distinguer rapidement les aberrations dues à la résolution du MNT utilisé.

La façon dont est évaluée l'hydrologie ainsi que la description des étapes nécessaires pour estimer la puissance installée, la production annuelle et le prix de revient sont décrites ci-dessous.

2.3.2 Estimation de l'hydrologie

L'utilisation de la lame ruisselée annuelle moyenne, décrite au § 2.2.2, permet d'estimer le volume d'eau qui ruisselle annuellement sur un bassin versant et qui alimente les cours d'eau. Pour cela, la valeur de la lame ruisselée moyenne du bassin versant est multipliée par la surface du bassin (équation 1). Il est ensuite possible de calculer le débit annuel moyen en divisant le volume obtenu par le nombre de secondes en une année (équations 2).

$$V_r = \text{Lame ruissellée moyenne} * \text{surface} [m^3] \tag{1}$$

où V_r = volume ruisselé annuel moyen

$$Q_m = \frac{V_m}{(60*60*24*365)} [m^3/s] \tag{2}$$

où Q_m = débit annuel moyen

2.3.3 Estimation du volume turbiné et du débit d'équipement

L'estimation du volume turbiné est nécessaire pour le calcul de la production annuelle globale et celle du débit d'équipement l'est pour le calcul de la puissance installée et du coût des ouvrages. Ils sont évalués à partir du volume ruisselé annuel moyen et du débit turbiné moyen. L'analyse de 17 études de faisabilité a démontré que l'utilisation de ces deux variables explicatives était justifiée.

La relation obtenue entre le volume turbiné et le volume ruisselé est présentée à la Figure 2. Le coefficient de détermination est de 0.97.

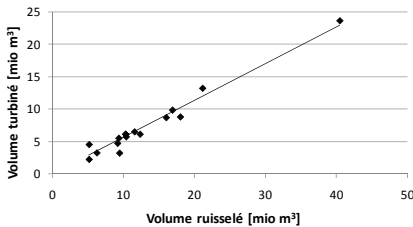


Figure 2. Estimation du volume turbiné.

Le volume turbiné est donc calculé à l'aide de l'équation 3. Le coefficient de 0.57 peut être modifié manuellement par l'utilisateur de l'outil SIG.

$$V_t = 0.57 * V_r [m^3/an] \quad (3)$$

où V_t = volume turbiné annuellement ; et V_r = volume ruisselé annuel moyen.

La relation obtenue entre le débit d'équipement et le débit turbiné moyen est présentée à la Figure 3. Le coefficient de détermination est de 0.98. Le débit turbiné moyen est d'abord calculé à l'aide de l'équation 4, puis le débit d'équipement est obtenu grâce à l'équation 5. La valeur du facteur multiplicatif de cette dernière équation (2.51) peut être modifiée par l'utilisateur de l'outil SIG.

$$Q_t = \frac{V_t}{365*24*60*60} [m^3/s] \quad (4)$$

où Q_t = débit turbiné moyen ; et V_t = volume turbiné annuellement.

$$Q_{eq} = 2.51 * Q_t [m^3/s] \quad (5)$$

où Q_{eq} = débit d'équipement ; et Q_t = débit turbiné moyen.

2.3.4 Détermination de la chute

La chute brute est estimée par la différence d'altitude entre le niveau de la prise d'eau et le niveau de la centrale. Ces altitudes sont tirées du MNT. La chute nette tient compte des pertes de charges linéaires dues au frottement dans les conduites et des diverses pertes de charges locales liées aux changements de direction et de géométries des conduites et au passage à travers les ouvrages (grilles, vannes...). Conformément à la proposition de Chapallaz et al., 1992, les pertes de charges sont estimées à 10% de la chute brute.

2.3.5 Longueur est diamètre de la conduite forcée

Le diamètre de la conduite est estimé à partir du débit d'équipement et d'une valeur fixe de la vitesse de l'eau dans les conduites. Cette dernière a été choisie à la suite de l'analyse des différentes études de faisabilité. Selon ces études, la vitesse de l'eau pour le débit nominal varie entre 1.8 m/s et 2.8 m/s. Une vitesse de 2 m/s a été choisie, ce qui permet d'arrondir le diamètre calculé plutôt vers le haut et de limiter les pertes de charges. Ce dernier est donc déterminé à l'aide de l'équation 6.

$$D = \sqrt{\frac{4*Q_n}{V*\pi}} [m] \quad (6)$$

où D = diamètre de la conduite ; Q_n = débit nominal ou d'équipement ; et V = vitesse maximum de l'eau = 2 m/s.

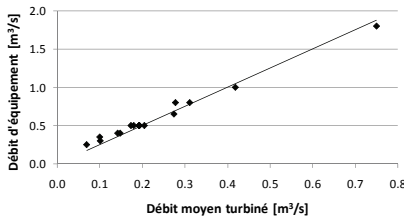


Figure 3. Estimation du débit d'équipement.

2.3.6 Puissance installée et production annuelle

La transformation de l'énergie hydraulique en énergie électrique n'est pas possible sans pertes ; le rapport de la puissance électrique sur la puissance hydraulique correspond au rendement global du groupe turboalternateur. Ce rendement est propre à chaque aménagement. Cependant, les études effectuées par le bureau STUCKY ont montrés qu'une première estimation de cette valeur pouvait être fixée à 0.81. Si l'utilisateur souhaite en utiliser une autre, il est possible d'entrer une autre valeur manuellement.

La puissance installée est proportionnelle au débit nominal de la turbine, ici égal au débit d'équipement. Elle est calculée à l'aide de l'équation 7. La production annuelle d'électricité est estimée en considérant que le débit turbiné moyen est disponible toute l'année. Elle est calculée par l'équation 8.

$$P_{inst} = \frac{Q_n * H_n * \rho * g * \eta_{tot}}{1'000} [kW] \quad (7)$$

$$E_{an} = \frac{Q_t * 365 * 24 * H_n * \rho * g * \eta_{tot}}{1'000'000'000} [GWh] \quad (8)$$

où P_{inst} = puissance installée ; Q_n = débit nominal (égal au débit d'équipement) ; H_n = chute nette ; ρ = masse spécifique de l'eau ; g = accélération terrestre ; η_{tot} = rendement du groupe turbine-alternateur = 0.81 [-] ; E_{an} = énergie produite en une année ; et Q_t = débit moyen turbiné.

2.4 Eléments financiers

Les coûts de l'aménagement dépendent de beaucoup de paramètres, dont la plupart ne peuvent pas être tirés du MNT ou de la lame ruisselée. L'estimation des coûts effectuée par l'outil SIG n'est donc qu'indicative. Son rôle principal est de permettre une comparaison et une sélection des meilleurs tronçons de cours d'eau.

2.4.1 Coût de la conduite forcée

Le coût d'une conduite dépend de nombreux facteurs ; du diamètre, du matériel de la conduite, de son épaisseur, de sa position (en surface ou en fouille), du nombre d'éléments de coudes etc... Pour estimer son prix au mètre, les hypothèses suivantes sont nécessaires : les conduites sont toutes en acier de 6 mm d'épaisseur, elles ne sont pas enterrées et les tracés sont rectilignes (pas d'éléments de coude). Ainsi, le prix du mètre de conduite ne dépend plus que de son diamètre.

Des séries de prix, issues de divers mandats du bureau STUCKY, ont permis d'établir une relation entre le prix au mètre et le diamètre de la conduite. Elle est exprimée par l'équation 9. Il faut ensuite multiplier le prix obtenu par la longueur de la conduite.

$$P_{CF} = 891.0 * D + 85.93 [CHF/m] \quad (9)$$

où P_{CF} = prix au mètre de conduite forcée ; et D = diamètre de la conduite

Une comparaison des coûts calculés par cette méthode et de ceux tirés des études de faisabilité à mis en évidence que les premiers étaient systématiquement sous-évalués. Cela est dû principalement aux hypothèses simplificatrices de tracé rectiligne, de la position en surface et de l'épaisseur constante de la conduite, qui est rapidement sous-estimée lorsque la chute devient importante. Selon les études de faisabilité, le coût de la conduite représente en moyenne 60% du coût total de l'aménagement. Il a donc une influence importante sur la rentabilité du projet. C'est pourquoi un facteur correctif a été utilisé afin d'améliorer l'estimation du coût de la conduite. D'après la comparaison des coûts calculés et de ceux tirés de ces études de faisabilité, un facteur de 1.7 permet de minimiser l'écart moyen. Finalement, le coût de la conduite est évalué à l'aide de l'équation 10.

$$C_{CF} = 1.7 * (P_{CF} * longueur) [CHF] \quad (10)$$

où C_{CF} = coût de la conduite forcée ; et P_{CF} = prix au mètre de conduite forcée

2.4.2 Coût de la centrale

Le coût de la centrale (bâtiment, groupe turbogénérateur et raccordement électrique compris) dépend principalement de la puissance installée. La relation obtenue entre ces deux paramètres est présentée à la Figure 5. Le coefficient de détermination est de 0.96. Le coût de la centrale est donc estimé à l'aide de l'équation correspondante, présentée ci-dessous :

$$C_C = 711.33 * P_{inst} + 306'496.14 [CHF] \quad (11)$$

où C_C = coût de la centrale ; et P_{inst} = puissance installée en kW

2.4.3 Coûts de la prise d'eau

Le coût d'une prise d'eau et de ses éléments annexes (dessableur, chambre de mise en charge et dispositif de franchissement pour la faune) dépend de nombreux paramètres : du débit d'équipement, de la largeur du cours d'eau, de sa pente, de l'importance du charriage, du type de prise d'eau, de l'accessibilité du site, etc... L'estimation de son coût est donc complexe et il n'a pas été possible d'établir de corrélation avec le débit d'équipement. Cependant, selon les études de faisabilité analysées, le coût de la prise d'eau représente en moyenne 8% du coût total de l'aménagement. Une erreur d'estimation de ce coût a donc peu d'influence sur le coût total. Le coût de la prise d'eau a donc été évalué en ajoutant 8% à la somme du coût de la conduite forcée et de la centrale.

2.4.4 Coût total des travaux

Le coût total des travaux correspond à la somme du coût de la prise d'eau, de la conduite forcée et de la centrale. Afin de tenir compte des études nécessaires, et de frais divers non pris en compte dans les calculs ci-dessus, une marge de 25% est ajoutée au coût calculé pour les travaux. Si l'utilisateur souhaite modifier cette marge, il est possible de le faire manuellement.

2.4.5 Coûts d'exploitation

Les coûts d'exploitation comprennent la redevance liée à la concession, les assurances, les salaires, et les éventuelles réparations nécessaires.

Le calcul de la redevance se base sur la valeur maximum fixée dans l'article 49 de la Loi fédérale sur l'utilisation des Forces Hydrauliques, soit 80.- CHF/kW installé (RS 721.80). Conformément à cette loi, les aménagements dont la puissance installée est inférieure à 1 MW sont exemptés de redevance. Si l'utilisateur le souhaite, il peut changer le prix du kW manuellement.

En se basant sur les études de faisabilité du bureau STUCKY et sur la littérature, les assurances, salaires et réparation sont évaluées à 3% du coût total de l'aménagement (Chapallaz et al. 1992).

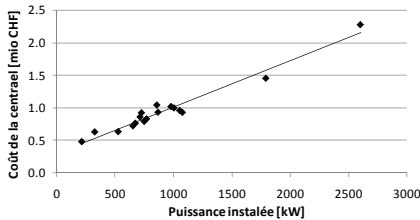


Figure 5. Estimation du prix au mètre linéaire de la conduite.

2.4.6 Prix de revient

Le prix de revient est le coût de production du kWh exprimé en centimes. Pour le déterminer, il faut calculer les dépenses annuelles (annuités) liées au remboursement de l'emprunt et à l'exploitation de l'aménagement et diviser ces dépenses par l'énergie produite annuellement.

Dans l'outil SIG, l'emprunt est évalué à 70% du coût total de l'aménagement, le taux d'intérêt est fixé 5%, le nombre de versements par années à 1 et la durée de l'emprunt à 25 ans. Hormis le nombre de versements par année, ces paramètres peuvent être changés manuellement par l'utilisateur. Le calcul de la redevance et des frais d'exploitation se base sur les éléments cités au paragraphe 2.4.5 ci-dessus.

Le prix de revient se calcule donc à l'aide des formules 12 à 15.

Si $P_{inst} > 1MW \rightarrow$

$$\text{Redevance} = 80 * P_{inst} \text{ [CHF]} \quad (12)$$

$$F_{expl} = \text{redevance} + \frac{3}{100} C_{TOT} \text{ [CHF]} \quad (13)$$

$$\text{Annuités (calcul statique)} = \frac{E * T / N * 100}{1 - \frac{1}{\left(\frac{T}{N * 100 + 1}\right)^{N * Y}}} \text{ [CHF]} \quad (14)$$

$$C_{kWh} = \frac{\text{Annuités} + F_{expl}}{E_{an}} \text{ [CHF/kWh]} \quad (15)$$

où P_{inst} = puissance installée ; F_{expl} = frais d'exploitation ; C_{TOT} = coût total de l'aménagement ; E = montant de l'emprunt ; T = taux d'intérêt = 5% ; N = nombre de versements par année = 1 ; Y = durée de l'emprunt = 25 ans ; C_{kWh} = prix de revient ; et E_{an} = énergie produite en une année, en kWh.

Comme expliqué au § 2.3.1, le prix de revient ainsi obtenu est utilisé pour sélectionner la meilleure centrale pour chaque prise d'eau. Il convient de souligner que ce prix de revient ne dit rien sur la rentabilité car il n'est pas comparé au prix de rachat, qui ne peut pas être connu à ce stade.

3 VALIDATION

L'outil développé a été testé afin de vérifier s'il permettait de retrouver les sites des études de faisabilité qui ont été utilisées pour le dimensionner. Il a pu détecter les zones dans lesquelles les aménagements de ces études ont été positionnés. Cependant, les positions exactes des prises d'eau et des centrales ne sont jamais les mêmes. Ce résultat n'est pas surprenant car l'outil SIG n'intègre pas tous les paramètres nécessaires pour choisir un emplacement. Il n'a d'ailleurs pas été élaboré dans ce sens, mais dans le but d'aiguiller l'ingénieur vers des sites potentiels. Une visite sur le terrain et l'examen d'une carte topographique sont des étapes qu'il n'est pas possible d'éviter. L'outil développé correspond donc à l'objectif fixé ; il permet de repérer les zones présentant les meilleurs potentiels dans une région donnée. Toutefois, l'analyse des sites identifiés a mis en évidence un certain nombre d'incohérences pouvant se produire. Elles sont décrites ci-dessous.

3.1 Présence d'aménagements en dehors des cours d'eau réels

Ce problème peut se produire pour différentes raisons ; premièrement, lors de la procédure de génération du réseau hydrographique à partir du MNT, la surface de ruissellement à partir de laquelle un cours d'eau se forme doit être précisée. Cependant, il n'est pas possible de choisir une surface qui soit valable partout ; la nature du sol, de la végétation ou la présence d'un sous-sol karstique différent et influencent inégalement le ruissellement. Par exemple, la surface néces-

saire pour qu'un cours d'eau se crée dans le Jura est beaucoup plus grande que dans les Alpes. Deuxièmement, lorsqu'une zone est plane, la dépression topographique du lit du cours d'eau n'est pas toujours suffisante pour qu'elle soit détectable sur le MNT. Le logiciel n'arrive donc pas à déterminer le chemin d'écoulement de l'eau. Il crée alors des cours d'eau traversant ces zones de façon rectilignes depuis le dernier endroit où la topographie est claire jusqu'au prochain point bas.

La méthode utilisée ne permet pas d'éviter ce problème de présence d'aménagements en dehors des cours d'eau. Cependant, un examen préliminaire des points créés automatiquement permet de détecter facilement les zones problématiques et d'effacer les points avant de lancer les calculs.

3.2 Mauvaise estimation de la chute brute

Ce problème est directement lié à la taille de la cellule, et donc à la résolution du MNT. En effet, plus la cellule est grande, plus l'altitude attribuée à un point peut être éloignée de son altitude réelle. Ces incohérences sont généralement peu gênantes dans les régions montagneuses, car l'erreur est alors faible comparée à la chute totale de l'aménagement. Par contre, dans les zones plus planes, cette erreur a un impact important sur l'évaluation de la production. Il est donc préférable d'utiliser un MNT de meilleure qualité si la topographie de la zone d'intérêt a une faible déclivité.

3.3 Attribution de l'hydrologie des cours d'eau principaux à des petits affluents

Lorsqu'une prise d'eau, située à l'aval d'un affluent, est très proche du cours d'eau principal, le processus de calcul du volume d'eau atteignant cet endroit lui attribue l'hydrologie du cours d'eau principal. En effet, si la distance entre la prise d'eau et le cours d'eau principal est inférieure à la taille des cellules du MNT, la prise d'eau se situe dans le bassin versant du cours d'eau principal (voir Figure 6). Lorsque la différence de taille des bassins versants est importante, les puissances installées de ces aménagements sont anormalement hautes, ce qui permet de les repérer facilement. Dans le cas contraire, il n'est pas évident de détecter ces erreurs. Ce problème est lié à la qualité du MNT. Il est donc possible de diminuer son occurrence en utilisant un MNT de meilleure résolution.

3.4 Décalage entre l'hydrologie naturelle et l'hydrologie réelle

La méthodologie utilisée ne tient pas compte de l'utilisation actuelle de l'eau. L'hydrologie de certains sites est donc surestimée. C'est le cas, par exemple, à l'aval des lacs dont l'eau est déviée pour être turbinée. Comme ces lacs sont connus et qu'ils ne laissent en général que le débit résiduel dans le cours d'eau, il est possible de corriger la lame ruisselée de façon à lui donner une valeur de zéro pour toute l'étendue des bassins qui les alimentent. Par contre, il est difficile d'obtenir des informations sur les prélèvements en rivière (positions et volumes déviés). Quoiqu'il en soit, leur intégration dans la méthodologie développée nécessiterait un gros travail de digitalisation et de correction de la lame ruisselée. Il paraît donc plus judicieux d'utiliser ces informations, lorsqu'elles sont disponibles, dans la phase finale de tri des sites identifiés.

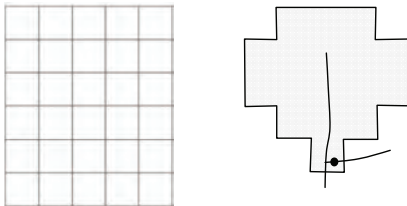


Figure 6. Attribution de l'hydrologie du cours d'eau principal à la prise d'eau située sur l'affluent.

4 CONCLUSION ET PERSPECTIVES

D'après les résultats obtenus par les essais de validation, l'outil correspond bien à l'objectif pour lequel il a été créé ; il permet de repérer les zones présentant les meilleurs potentiels dans une région donnée et qui mériteraient d'être analysées plus en détail à l'occasion d'une étude de faisabilité. Les valeurs estimées de production et de coûts ne sont pas intéressantes en tant que telles, mais servent à différencier les aménagements entre eux.

L'étape de validation démontre qu'il vaudrait mieux utiliser un MNT plus précis que le MNT SRTM dans des zones à faible dénivellation. De plus, une étape de vérification des sites identifiés est indispensable pour éliminer les résultats incohérents. Il faut également garder à l'esprit que les résultats ne tiennent pas compte de l'utilisation existante de l'eau.

L'outil ne tient pas compte de la valeur de rachat de l'électricité car celle-ci doit être négociée au cas par cas. La rétribution à prix coûtant (RPC), subvention mise en place par la Confédération depuis le 1^{er} janvier 2009, se calcule en fonction de la chute, de la puissance et du coût de l'aménagement. Elle pourrait donc être déterminée automatiquement. Pour l'instant, elle n'a pas été intégrée à l'outil car le nombre maximum d'aménagements pouvant en bénéficier est déjà atteint. Cependant, si la Confédération devait augmenter les sommes allouées à la RPC, il serait intéressant d'intégrer le calcul de cette rétribution aux estimations financières. En effet, cette rétribution favorise d'avantage les aménagements particulièrement petits. La prise en compte de cette subvention différentielle mettrait peut-être en évidence des aménagements qui ne sont pas retenus avec la méthode actuelle.

Finalement, il serait intéressant de pouvoir comparer les études de faisabilité utilisées pour paramétrer l'outil à des aménagements réalisés afin de vérifier les hypothèses sur lesquelles il se base, notamment en ce qui concerne le prix des ouvrages.

REFERENCES

- Chapallaz, J.M. & Eichenberger, P. 1992. *Petites centrales hydrauliques : Guide pratique pour la réalisation de petites centrales hydrauliques*. Berne : Office fédéral des questions conjoncturelles.
- Fried, L. 2008. GIS – Evaluation du potentiel hydroélectrique restant en Italie. In *Newsletter of European small hydropower association* Octobre 2008.
- Jorgensen, J. 2009. On trial in Clackamas County: Geographic information systems have been utilized to model and identify micro hydro sites in Clackamas County, Oregon, US. Jed Jorgensen of the Energy Trust of Oregon provides details and discusses the results of this trial study. *International water power & dam construction* July 2009: 30-33.
- Plaundler, M. & Zappa, M. 2006. Die Mittleren Abflüsse über die ganze Schweiz. Ein optimierter Datensatz im 500x500m Raster. *Eau énergie air* Cahier 5/2006.
- Schröder, U. & Weidmann, Y. 2008. Erhebung des Kleinwasserkraftpotentials der Schweiz. *Bundesamt für Energie et Watergisweb AG*. Berne : Non publié.

Loi :

RS 721.80. *Loi fédérale sur l'utilisation des forces hydrauliques (LFH)*. 22décembre 1916 (Etat le 1er janvier 2008).

Autre :

- OFEN 2009. Coup d'arrêt à la rétribution de l'injection de courant vert. *Communication sur le site Internet de l'Office fédéral de l'énergie*.
- OFEN & DETEC 2008. Stratégies d'utilisation de l'énergie hydraulique en Suisse. *Publications du Département fédéral de l'environnement et de la communication et de l'Office fédéral de l'énergie*.

Barrage du Theusseret – Canton du Jura

Proposition de réaménagement du secteur concerné: Assainissement ou destruction?

Theusseret Dam – Jura, Switzerland. Rehabilitation or destruction?

Federico Ferrario

EcoEng Sàrl, Rue du Cygne 6, CH-2900 Porrentruy, Suisse

ABSTRACT: In order to assess the situation of the Theusseret dam on the Doubs River a study has been accomplished. The Theusseret gravity dam, built in 1891 to harness the hydraulic power of the Doubs, is today in a very poor condition. The study analyzes the current situation by taking into account the views of different stakeholders and presents three different scenarios for managing it. The first scenario considers the passive management of the site. The stability of the structure is analyzed and the possible consequences are estimated. The second scenario considers the demolition of the dam to ensure the free migration of fish. The scenario illustrates the current situation in terms of habitat for fauna and flora, water quality and quality of river sediments. The impact of a deconstruction of the dam is assessed and the costs of two different variants are estimated. The third scenario proposes the consolidation of the dam and the construction of a new hydroelectric facility. Different alternatives with a cost-benefit analysis are proposed. The three scenarios are compared and analyzed on the basis of a multi-criteria matrix to select the most sustainable. The study recommends the construction of a new hydroelectric scheme to improve the current situation and to produce renewable energy.

RESUME: L'ancien barrage poids du Theusseret, construit en 1891 afin d'exploiter la force hydraulique du Doubs est aujourd'hui en très mauvais état. L'étude analyse la situation actuelle du barrage en tenant compte des points de vue des différents acteurs concernés et présente trois scénarios de gestion. Le premier scénario considère la non-intervention et une gestion passive du site. Les conditions de l'ouvrage sont analysées, la stabilité du barrage est évaluée et les conséquences possibles sont estimées. Le deuxième scénario considère la déconstruction totale du barrage afin de garantir une libre migration de la faune piscicole pour le cours d'eau dans ce secteur. Le scénario illustre la situation actuelle du point de vue de la faune et de la flore, de la qualité de l'eau ainsi que de la qualité des sédiments fluviaux. Les conséquences d'une déconstruction du barrage sont évaluées et les coûts des deux différentes variantes proposées sont estimés. Le troisième scénario propose l'assainissement du barrage et la construction d'un nouvel aménagement hydroélectrique. Différentes variantes sont proposées et une étude de rentabilité est effectuée. Les trois scénarios sont comparés sur la base d'une matrice multicritère afin de choisir le plus durable. Suite à l'analyse des résultats obtenus, l'étude propose la construction d'un nouvel aménagement hydroélectrique afin d'améliorer la situation actuelle et de produire de l'énergie renouvelable.

RIASSUNTO: La vecchia diga a gravità del Theusseret, costruita nel 1891 per sfruttare l'energia idraulica del fiume, si trova oggi in cattive condizioni. Lo studio analizza la situazione attuale tenendo conto delle opinioni delle persone coinvolte e presenta tre scenari di gestione. Il primo scenario considera una gestione passiva della situazione, dove le condizioni della struttura e della stabilità propria sono valutate. Una stima delle conseguenze nel caso in cui la situazione continuasse ad essere gestita passivamente viene proposta e giustificata. Il secondo scenario considera la demolizione totale della diga in modo da ristabilire delle condizioni naturali migliori e garantire così una libera circolazione della fauna ittica in questo settore del Doubs. Lo scenario descrive la situazione attuale della flora e della fauna, della qualità dell'acqua e dei sedimenti fluviali. Le conseguenze nel caso di una demolizione della diga sono valutate e una stima dei costi viene proposta per ogni variante. Il terzo scenario propone il risanamento della struttura e la costruzione di una nuova centrale idroelettrica secondo diversi tipi di varianti. I tre scenari vengono infine paragonati basandosi su una matrice a più criteri, in modo da scegliere quello migliore dal punto di vista della sostenibilità. In base ai risultati ottenuti, lo studio propone di costruire una nuova centrale idroelettrica che migliorerebbe la situazione attuale e permetterebbe la produzione di energia da fonti rinnovabili.

1 INTRODUCTION

Le Theusseret, lieu-dit au bord du Doubs, en amont du village de Goumois (CH), abrite aujourd'hui un restaurant qui possède une vue imprenable sur une chute d'eau d'environ trois mètres. La dite chute, n'est rien d'autre que l'ancien barrage du Theusseret, construit pour dériver les eaux du Doubs, à cet endroit entièrement français, mais dont les suisses disposent des droits d'eau depuis la signature d'une convention de 1780, entre le Roi de France et le Prince-Evêque de Bâle. L'eau dérivée alimentait l'ancienne usine hydroélectrique du Theusseret construite en 1892 par initiative d'un ingénieur civil de Bâle, Paul Otto. L'usine, qui a changé de propriétaire et d'exploitant au cours des années, a exploité les eaux du Doubs jusqu'en 1972, date où les Forces Motrices Bernoises ont arrêté la production d'énergie (CATTIN, 2006).

Depuis l'arrêt de la centrale, le bâtiment a été réaménagé et est aujourd'hui utilisé par une association de canoë-kayak. Le barrage, quant à lui, est resté en place et le canal d'amenée à la centrale a été bouché et partiellement détruit.



Figure 1.1. Le barrage du Theusseret.

Aujourd'hui, l'ancien barrage du Theusseret est en très mauvais état et présente des signes de vieillissement tels que des fissures et des trous. Une intervention est quasi nécessaire pour sécuriser le lieu. C'est dans ce contexte que l'Office de l'Environnement du Canton du Jura a proposé, dans le cadre de ce travail de master, d'analyser la situation actuelle et de proposer des solutions sous forme de différents scénarios:

- Scénario 1: Non-intervention et gestion passive du site
- Scénario 2: Déconstruction du seuil
- Scénario 3: Assainissement du seuil et aménagement d'une centrale hydroélectrique

2 PRESENTATION DE LA SITUATION ACTUELLE

2.1 Géologie et hydrogéologie

Depuis sa source au pied du Mont Risoux à 937 m d'altitude, jusqu'à son immersion dans la Saône aux abords de Verdun, le Doubs s'étire sur plus de 430 km et accuse une dénivellation de 760 m. Sur 430 km, le Doubs traverse la chaîne jurassienne au gré d'un parcours sinueux avant de s'écouler dans le Jura bisontin, zone pré-jurassienne constituée par les avants monts et les plateaux de la Saône (SUTER, 1976).

2.2 Hydrologie

Une station fédérale de mesure se trouve à l'aval du canal de restitution de l'usine hydroélectrique de la Goule, en amont du Theusseret. Un résumé des principales valeurs hydrologiques mesurées dans cette station (pour la période 1971-2007) est donné dans le tableau ci-dessous. Une station de mesure

faisant partie du Serveur de données hydrométriques en temps réel du bassin Rhône Méditerranée de la DIREN de Franche-Comté est aussi présente à Goumois (F).

Tableau 2.2.1. Valeurs hydrologiques principales à la station OFEV 907 Doubs – Le Noirmont, La Goule, en amont du barrage du Theusseret.

Type de mesure hydrologique	1971-2007 [m ³ /s]	2007 [m ³ /s]
Débit moyen	27.6	31.0
Débit de pointe maximal	365	219
Crue centenaire	368	-

Dans la classification suisse, la régionalisation des régimes hydrologiques a été réalisée suite à l'étude de 95 bassins représentatifs choisis dans le réseau fédéral et cantonal, suivant des critères bien définis (PFAUNDLER ET ZAPPA, 2007): régime d'écoulement naturel, avec des séries de mesures homogènes sur plusieurs années, une surface comprise entre 10 et 500 km², et avec des écoulements non influencés par des grands lacs. Dans le secteur d'étude du Theusseret, le régime du Doubs est aujourd'hui influencé par la présence d'installations hydroélectriques utilisant de grands bassins d'accumulation pour la production d'énergie de pointe. Il s'agit essentiellement des usines du Châtelot, du Refrain et de La Goule, dont les fonctionnements sont régis par un règlement d'eau général. C'est la raison pour laquelle, dans l'Atlas hydrologique de Suisse, aucun régime hydrologique n'est attribué au Doubs suisse et franco-suisse. Dans le cas du Doubs, les bassins d'accumulation ont essentiellement pour but de produire chaque jour de l'énergie aux heures de pointes. Ainsi, lors des périodes de moyennes ou basses eaux, l'eau est la plupart du temps stockée dans la retenue, puis turbinée lorsque la demande en énergie est élevée. On désigne ce mode d'utilisation par "exploitation par écluses" qui entraîne dans le cours d'eau en aval de la restitution des usines d'importantes variations de débit et de hauteurs d'eau et par là même d'importants changements dans l'extension des surfaces mouillées ainsi que dans les vitesses d'écoulement.

2.3 Le Theusseret aujourd'hui

Le barrage poids du Theusseret, construit en maçonnerie, large de 34 m environ, provoque une chute totale de 3.1 m. Sur la rive droite en Suisse se trouve une ancienne prise d'eau désaffectée tandis que la rive gauche en France est constituée d'une paroi rocheuse. 50 m en amont de l'ouvrage on retrouve un autre barrage, beaucoup plus ancien, construit probablement entre 1500 et 1600 avec des troncs et couvert aujourd'hui d'environ 80 cm d'eau (CATTIN, 2006).

Diverses études sur la qualité de la faune et de la flore, de la qualité l'eau de la rivière ainsi que de ses sédiments ont été effectuées des deux côtés de la frontière (FISCHNETZ, 2004; LIÈVRE ET AL., 2004) et utilisant aussi l'indice biologique global normalisé (IBGN) qui s'appuie sur le système modulaire gradué (NATURA SARL, 2009).

2.4 Situation légale

Le Theusseret représente une situation frontalière en soit atypique, mais qui est représentative pour l'ensemble du tronçon franco-suisse depuis le barrage du Châtelot jusqu'au village de Soubey, étant la frontière en rive droite et non au milieu de la rivière comme pour la plupart des cours d'eau internationaux. L'accord du 20 Juin 1780 entre le Roi de France et le Prince Evêque de Bâle avait pour objet de clarifier la situation transfrontalière entre les deux Etats. Cet accord prévoit un échange de territoires de telle sorte que le Doubs devient la ligne de séparation entre les deux Etats. Selon un avis de droit de l'Office Fédéral de la justice du 21 juin 1999 (RIDHA, 1999), la convention mentionnée est toujours valable et la France et la Suisse la reconnaissent. Le "Procès-verbal entre le Canton de Berne et le Royaume de France du 12 juillet 1826" confirme et précise le traité du 20 juillet 1780 (NIPPOLD, 1910). La convention détermine l'étendue de la souveraineté territoriale de la France (jusqu'à la rive droite du Doubs) et reconnaît au Prince-Evêque la souveraineté absolue sur la rive droite. Cette concession lui confère la faculté d'user du cours d'eau dans une mesure où il n'édit pas pu le faire s'il n'avait eu que les droits émanant de sa qualité de souverain de la rive droite. Le droit de jouissance des forces du Doubs est reconnu au Prince dans le traité. Des moulins, scieries etc. existaient déjà. Toutefois, l'accord ne mentionne pas expressément le droit d'utilisation de la force hydraulique. Mais, selon les règles de la bonne foi, il faut admettre que le Prince-Evêque s'est (tacitement) assuré l'utilisation de

la force hydraulique, droit qui n'est pas limité dans le temps. Il faudrait dès lors trouver un accord avec la France à ce sujet en réglant notamment les dispositions concernant les questions principales sur l'utilisation de cette force hydraulique (notamment en ce qui concerne la protection de l'environnement et du site). La convention n'est pas claire quant à l'étendue du droit d'utilisation de la force hydraulique (Seulement les usines existantes? Peut-on augmenter les prélèvements d'eau? Peut-il y avoir de nouvelles usines?). L'utilisation de la force hydraulique pour la production d'électricité, soit une utilisation beaucoup plus intensive qu'à l'époque, n'était pas prévisible lors de la conclusion de la Convention. Sur cette question, il faudrait recourir à un accord complémentaire entre la France et la Suisse, où à l'arbitrage. A défaut d'un accord, la Suisse peut octroyer des concessions sur l'utilisation de la force hydraulique dans le secteur du Doubs entre Biaufond et le Theusseret conformément à la pratique exercée depuis la fin du dernier siècle et confirmée par la collaboration entre les deux Etats (CRIDON LYON, 2003). Une collaboration avec les autorités françaises lors de l'examen de l'octroi de la concession et en particulier de l'impact d'un aménagement sur l'environnement est nécessaire du point de vue du droit international public.

3 METHODOLOGIE

Une approche multidisciplinaire afin de récolter le plus grand nombre d'informations sur le sujet, de la part de la plupart des acteurs concernés a été choisie.

3.1 Scénario 1: Non intervention et gestion passive du site

Dans le cadre du scénario de non-intervention et de gestion passive du site, l'état du barrage est évalué et une analyse de la stabilité de ce dernier est effectuée. Le barrage, ainsi que les ouvrages annexes (ancien canal d'amenée, murs extérieurs, fondations du restaurant du Theusseret) sont analysés et leur stabilité par rapport à l'état actuel est évaluée. Dans le cadre de cette évaluation, un appui d'une équipe de plongeurs, du Groupe Spéléo de Porrentruy ainsi que d'un bureau d'ingénieurs civils local a été demandé et les points suivants ont été analysés. Une analyse visuelle du barrage ainsi que une analyse de l'état de l'ouvrage (maçonnerie, joints, fissures, trous) et une analyse de l'affouillement en aval du barrage. La quantité des sédiments en amont de l'ancien barrage visible du Theusseret et l'ancien barrage noyé datant d'environ 1550 a été analysée ainsi que le fond de la rivière sur un tronçon d'environ 100 m en amont et en aval. Le profil en long ainsi que de différents profils en travers ont été mesurés et l'origine de la source du Theusseret ainsi que de l'origine des différentes fuites d'eau passant en dessous du restaurant ont été recherchées.



Figure 3.1.1. L'analyse du barrage.

Grâce aux données qui ont été récoltées lors de l'analyse, la stabilité du barrage a pu être calculée. Un premier calcul a été effectué en admettant uniquement la poussée hydrostatique de la rivière sur le barrage. Un deuxième calcul par contre rajoute la poussée des sédiments qui se sont accumulés derrière le barrage. On admet que les sédiments sont saturés en eau (OTTO, 1990). Tous les calculs considèrent une poussée hydrostatique de l'aval vers l'amont, en particulier quand le niveau aval couvre la base du barrage. Les suppressions n'ont pas été considérées. Les calculs ont déterminés les moments stabilisants du barrage ainsi que les moments déstabilisants par rapport au basculement et au glissement. Afin de déterminer les hauteurs d'eau en amont et en aval du barrage nécessaires pour les calculs, une modélisation avec HEC-RAS a été effectuée.

3.2 Scénario 2: Déconstruction du seuil

Le scénario 2 présente et évalue la déconstruction complète du barrage afin de ramener la rivière à des conditions plus proches de la nature, en particulier en ce qui concerne le régime hydraulique. Ce scénario, appuyé également par des études qui ont déjà été menées dans le secteur et traitant le même sujet (GREN, 2003), ainsi que sur des données reçues des offices cantonaux et fédéraux (IBGN, Fischmetz, Système modulaire gradué), estime les conséquences pour le Doubs d'une telle intervention. Les conséquences sont évaluées et estimées sur la base des données qui ont été récoltées jusqu'à présent et qui décrivent l'état naturel actuel du point de vue de la faune, de la flore ainsi que de la qualité de l'eau et des sédiments. Deux variantes sont considérées:

- Variante A: déconstruction du seuil et déconstruction de l'ancien barrage du Theusseret
- Variante B: déconstruction du seuil et déconstruction de l'ancien barrage du Theusseret (1550), ainsi qu'évacuation et mise en décharge des sédiments éventuellement pollués.

Et afin d'estimer les coûts de déconstruction les points suivants ont été considérés: l'installation du chantier, la construction d'une nouvelle route d'accès, la déconstruction du seuil ainsi que la mise en décharge des sédiments accumulés dans la retenue. La variante considérant la déconstruction du seuil sans mise en décharge des sédiments propose des suggestions sur la façon de procéder à la démolition. Dans le cadre de la variante A, les sédiments présents dans la retenue restent sur place et sont transportés vers l'aval par charriage. La variante B prévoit par contre une mise en décharge des sédiments, en supposant que ces derniers sont fortement pollués par les rejets surtout industriels des 50 dernières années des villes de La-Chaux-de Fonds, Le Locle ou Saingelégier.

3.3 Scénario 3: Assainissement du seuil et aménagement d'une centrale hydroélectrique

Une étude de faisabilité sur la construction d'une nouvelle centrale incluant des différentes variantes afin de trouver la meilleure rentabilité est effectuée. Les deux premières variantes se différencient uniquement par la présence d'une ou deux turbines dans la centrale. La variante trois est à considérer comme variable ultérieure des deux variantes précédentes, où l'installation d'une échelle à poissons ou d'une rampe en blocs est proposée. Les points suivants ont été en particulier considérés pour l'établissement du devis descriptif: l'installation du chantier, la construction d'une route d'accès en enrobés (3 m de largeur, environ 1'500 m de longueur), les travaux de défrichage, les terrassements généraux inclusifs transport et remblai, les constructions ainsi que les travaux spéciaux, les équipements mécaniques et électromécaniques, divers travaux de remise en état pour la faune piscicole et les frais administratifs. Les deux variantes se divisent en 4 sous-variantes où les variables suivantes sont considérées (a. canal d'aménée court, b. canal d'aménée long, c. centrale en caverne, d. centrale en caverne avec turbinage complété par la source du Theusseret).

Les coûts de revente du courant ont été calculé à l'aide du fichier disponible sur le site internet de SWISSGRID en insérant les données de l'aménagement (hauteur de chute, coût totaux de construction ainsi que les coûts des aménagements hydrauliques et heures de fonctionnement par année). Afin de permettre la migration de la faune piscicole deux ouvrages ont été dimensionnés et évalués: une passe à poissons (3A) en rive droite (GREN, 2003) et une rampe en blocs (3B) sur toute la largeur du barrage (HUNZIKER ET ZARN, 2008).

Tableau 3.3.1. Exemple de variante choisie (Variante A, canal d'aménée court).

Description	Unité	1 Turbine	2 Turbines
Débit résiduel	Q_{Rest} [m ³ /s]	3.00	3.00
Débit minimal turbine	Q_{Tmin} [m ³ /s]	3.00	3.00
Débit maximal turbine	Q_{Tmax} [m ³ /s]	15.00	30.00
Hauteur de chute nette	H_n [m]	5.40	5.40
Type de turbine	- [-]	Kaplan double réglage	Kaplan double réglage
Nombre de turbines	N [-]	1	2
Longueur du canal d'aménée	L [m]	130.00	130.00
Longueur du canal de restitution	L [m]	20.00	20.00

4 RESULTATS

4.1 Scénario 1: Non intervention et gestion passive du site

Les calculs effectués en admettant que le barrage ne présente pas de dégâts, montrent que ce dernier a été dimensionné correctement et qu'il présente une bonne stabilité par rapport au basculement si l'on considère uniquement la poussée hydrostatique. Cette dernière a été testée pour des débits à partir de 5 m³/s jusqu'à un débit d'une crue avec une période de retour de 200 ans (390 m³/s, sur la base des données hydrologiques de l'OFEV). Si par contre on rajoute à la poussée hydrostatique, la poussée des sédiments qui sont déposés en amont, on remarque que le barrage reste stable jusqu'à un débit de 350 m³/s. Ensuite le rapport entre le moment stabilisant et le moment déstabilisant descend en dessous de 1.3 et la stabilité au basculement ne peut plus être garantie. Si l'on observe la stabilité du barrage par rapport au glissement, en admettant que le barrage soit posé sur le même type de sédiments que ceux déposés en amont, on remarque par contre que la stabilité envers le glissement n'est pas atteinte et que le barrage présente un fort risque de glisser.

Il faut alors considérer la stabilité du barrage non seulement par rapport aux calculs, mais aussi par rapport aux dégâts constatés. On peut alors conclure que le barrage est en très mauvais état et que des dégâts plus importants sont fort possibles, en particulier dans le cas d'une crue avec une période de retour de 200 ans, qui pourrait amener le barrage à l'effondrement total et causer des dégâts importants au restaurant du Theusseret ainsi que à sa terrasse.

4.2 Scénario 2: Déconstruction du seuil

Le démantèlement du barrage serait sans doute la meilleure solution du point de vue de la migration piscicole et ne nécessiterait pas d'entretien. En revanche, elle entraînerait une modification considérable de l'aspect visuel du site qui s'étendrait en amont sur la totalité de la retenue. Cet impact, négatif dans un 1^{er} temps, devrait devenir positif après la reconstitution des successions végétales. Par ailleurs, la restauration des conditions de charriage originelles peut être considéré comme très positive dans la mesure où elle permettrait aux biocénoses typiques du Doubs de se réinstaller dans le secteur de la retenue (GREN 2003).

L'élimination du barrage provoquerait une reprise des matériaux solides déposés dans la retenue et l'on doit s'attendre dans un premier temps à une certaine érosion régressive du lit en amont du barrage et à une augmentation du charriage en aval. La situation de forte turbidité de la rivière en période d'étiage pourrait être particulièrement problématique, et l'eau chargée en matières en suspension pourrait colmater des frayères de reproduction.

Il faut encore considérer que si les sédiments présents dans la retenue sont pollués (comme envisagé dans la variante B), il faudra les enlever de la retenue et les transporter en décharge, ce qui engendrait des coûts très onéreux. Les coûts résumés des deux variantes sont présentés ici dessous:

Tableau 4.2.1. Coûts de la déconstruction du barrage du Theusseret.

Variante	Coûts [CHF]
Variante A (sans mise en décharge des sédiments)	Env. 600'000
Variante B (avec mise en décharge des sédiments)	Env. 8'700'000

4.3 Scénario 3: Assainissement du seuil et aménagement d'une centrale hydroélectrique

Les différentes variantes proposées dans le chapitre de la méthodologie ont été calculées par rapport au débit nominal choisi comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.3.1. Résumé des variantes considérées pour un nouvel aménagement.

Variante	Hauteur de chute nette [m]	Nombre de turbines [-]	Débit max turbinable [m ³ /s]	Production totale annuelle [CHF]	Coût totaux d'aménagement [CHF]
1A	5.4	1	15	659'450	4'613'778
1B	6.3	1	15	718'530	5'587'023
1C	6.3	1	15	710'018	6'068'855
1D	6.3 et 18	2	15 et 1.5	707'696	9'829'941
2A	5.4	2	30	966'568	6'020'312
2B	6.3	2	30	1'080'925	6'957'700
2C	6.3	2	30	1'067'539	7'656'075
2D	6.3 et 18	3	30 et 1.5	1'022'178	11'449'709
3A	3.1	-	-	-	200'000
3B	3.1	-	-	-	353'968

Dans le cadre des discussions eues avec les représentants de la pêche et selon la loi, dans le cas de construction d'une nouvelle centrale hydroélectrique, un dispositif de franchissement pour la faune piscicole constitue une mesure absolue à envisager. Deux possibilités ont été prises en considération, notamment une passe à poisson et une rampe en blocs. Le tableau suivant résume les détails des deux aménagements:

Tableau 4.3.2: Résumé des variantes pour garantir la migration de la faune piscicole.

Variante	Hauteur de chute	Pente	Bassins	Coût totaux
	[m]	[-]	[-]	[CHF]
3A (Passe à poissons)	3.1	-9%	15	Env. 200'000
3B (Rampe en blocs)	3.1	6%	-	Env. 400'000

5 DISCUSSION

5.1 Scénario 1

Suite aux calculs de stabilité effectués pour le scénario 1, il en résulte que la situation n'est pas satisfaisante et l'évaluation globale est jugée comme très défavorable. On peut donc affirmer que la situation actuelle est précaire et que le risque d'effondrement de l'ouvrage est grand. Des dégâts plus importants pourraient de plus survenir en cas de rupture du seuil. La rupture pourrait être provoquée par l'ouverture d'une brèche (en proximité des trous constatés par exemple) qui causerait un abaissement du niveau d'eau de la retenue. Une rupture totale et immédiate de l'ouvrage n'est pas réaliste et peu probable.

5.2 Scénario 2

La déconstruction du barrage est défavorable pour les deux variantes considérées. En effet, lors d'une destruction du barrage, il faudrait d'abord impérativement analyser les sédiments de la retenue (contenu, datation afin de savoir l'âge, granulométrie etc.) afin de évaluer si les évacuer ou pas. Afin de simuler concrètement le comportement des sédiments en amont et en aval de la retenue lors d'une déconstruction totale ou même seulement dans le cas d'une ouverture d'une brèche, il serait absolument nécessaire de collecter le profil en long sur le tronçon manquant (du Theusseret à Clairbief) ainsi que les profils en travers afin de simuler avec un modèle informatique tel que HEC-RAS, Mike ou autres logiciels. On pourra ainsi tester et modéliser le comportement des sédiments avec différents débits (en étiage, en crue etc.) et modifier les conditions de base: sans le barrage, avec une rupture soudaine, avec l'ouverture d'une ou plusieurs brèches etc. Il faut en outre considérer l'aspect financier du scénario, les coûts pour la variante A étant élevés (un demi million de francs) et très élevés pour la variante B (presque 9 millions de francs). Il n'est pas clair qui doit payer pour un tel assainissement. Il faudra

aussi considérer qu'en cas de déconstruction du seuil, des travaux de stabilisation pour les murs du restaurant du Theusseret seront nécessaires car leur stabilité n'est pas garantie sans les poussées statiques de ce dernier. En ce qui concerne le restaurant, il faudra compter alors avec une baisse de fréquentation des clients, la chute du Theusseret étant l'attraction principale de l'endroit.

5.3 Scénario 3

Les variantes proposées considèrent le turbinage de l'eau du Doubs avec une ou deux turbines. Cet essai a été intégré dans le travail afin d'exploiter le plus possible le débit, en gardant comme limite les 10 MW de puissance donnés par la loi sur l'approvisionnement en énergie (rétribution à prix coûtant), tout en respectant un débit de restitution. Il est toutefois évident que les variantes qui considèrent deux turbines nécessiteraient énormément de place pour les ouvrages. Le canal d'aménée devrait être capable de laisser transiter un débit jusqu'à 30 m³/s, ce qui signifie des dimensions importantes et une intégration dans le paysage plus difficile.



Figure 5.3.1. Variante 1A.

6 CONCLUSION

La variante 1A du troisième scénario est, selon les critères considérés, la mieux adaptée à la situation. Si dans le secteur concerné il n'y avait pas de barrage et de retenue existante, il ne serait pas envisageable de nos jours de construire une nouvelle centrale et de modifier l'équilibre du cours d'eau. Par contre, le barrage existant et étant la retenue présente depuis plus de 100 ans, la réalisation d'une nouvelle centrale garantirait que le barrage soit assaini en diminuant considérablement le risque d'effondrement de l'ouvrage. Le barrage resterait tel quel et l'attractivité touristique du lieu pourrait être maintenue pour le restaurant ainsi que pour les passionnés de sport aquatiques. Avec une nouvelle centrale on pourrait produire du courant vert issue d'une énergie renouvelable, tout en respectant un débit résiduel. La construction d'un nouvel aménagement permettrait en plus de construire un ouvrage favorable à la migration piscicole. Une échelle à poissons est à préférer à une rampe en blocs car le besoin en matériaux serait bien inférieur.

Les sédiments pour lesquels on ne dispose pas de données sur la teneur en polluants resteraient sur place et ne risqueraient pas de partir et descendre le long du Doubs. La situation, si les sédiments de la retenue sont pollués, ne serait pas la meilleure, mais garantirait que ces derniers restent sur place en empêchant ainsi une pollution du cours d'eau aval.

Il en résulte donc que la construction d'une nouvelle centrale d'environ 0,5 MW au lieu dit "Le Theusseret" serait la solution à retenir afin d'améliorer la situation actuelle. Les risques d'effondrement de l'ouvrage, aujourd'hui très hauts, seraient réduits et du courant écologique pourrait être produit. En choisissant la variante 1A avec une turbine et avec le canal d'aménée court, le bénéfice annuel résultant de la production en considérant les investissements serait très intéressant.

Une discussion entre les autorités suisses et les autorités françaises serait par contre impérative afin de résoudre la problématique légale actuelle et trouver une entente commune afin de finaliser le projet.

7 BIBLIOGRAPHIE

- CATTIN, GEORGES (2006): *Les centrales électriques jurassiennes*. Editions le Franc-Montagnard, Saignelégier. ISBN 978-2-9700521-0-5.
- CRIDON LYON (2003): *Prise de position légale sur la propriété et les droits au lieu dit Le Theusseret*. Centre de recherche d'information et de documentation notariales, Lyon.
- FISCHNETZ (2004): *Sur la trace du déclin piscicole. Rapport final du projet « Réseau suisse poissons en diminution »*. EAWAG/OFEPF, Dübendorf, Bern : 198pp.
- GREN BIOLOGIE APPLIQUÉE (2003): *Doubs entre la retenue de Moron et Ocourt. Assainissement des obstacles à la migration du poisson. Etude technique de faisabilité et de coût. Rapport final*.
- HUNZIKER, R.; ZARN, B. (2008): *Blockkrampen. Normalien. Manual zur Sanierung von Abstürzen*. Hunziker, Zarn & Partner Ingenieurbüro.
- LIÈVRE, A., PÉRIAT, G., DEGIORGI F., VERGON J.P. (2000): *Détermination des causes de diminution des populations de poissons dans les cours d'eau jurassiens*. Rapport préliminaire, 21 juin 2000. Fédération cantonale des pêcheurs jurassiens.
- NATURA SARL (2009): *Analyses IBGN. Office de l'Environnement, Jura*. Rapport 291.01
- NIPPOLD, OTFRIED (1910): *Consultation juridique sur le différend qui a surgi entre la France et le canton de Berne au sujet du Doubs*. Lierow & Cie. Berne
- PFAUNDLER MARTIN; ZAPPA MASSIMILIANO (2007): *Die mittleren Abflüsse über die ganze Schweiz Ein optimierter Datensatz im 500×500 m Raster1*. Wasser Energie Luft.
- RIDHA, FRAOUHA (1999): *Avis de droit concernant l'application des lois fédérales sur la protection des eaux et sur la protection de la nature et du paysage à la chute de "La Goule" sur le cours français du Doubs*. Office fédéral de justice, Département fédérale de justice et police.
- SUTER, M. (1976): *Tektonik des Doubstal und der Freiberge in der Umgebung von Saignelégier (Faltenjura)*. Eclogae geol. Helv., 69/3, 641–670.

Étude du développement dynamique de l'embouchure de la rivière Tessin

Développement d'un outil de contrôle de l'efficacité du projet de renaturation de l'embouchure de la rivière Tessin dans le Lac Majeur

Study of the dynamic development of the mouth of Ticino River

Studio dello sviluppo dinamico della foce del fiume Ticino

Andrea S. G. Francini
CSD Ingénieurs Conseils SA, Lausanne, Suisse

ABSTRACT During the month of October 2008 began the project for the renaturalization of the mouth of the Ticino River. The works provide the enlargement of the right bank and the construction of an alluvial island. The Foundation Bolle di Magadino wished to develop a monitoring tool to check and follow the effectiveness of the project. On the basis of the publication "Erfolgskontrolle Rhône-Thur Projektes" a specific monitoring method for the particular case of the mouth of the river was developed. To implement the method, differences between the mouth of the river and the watercourse related to the morphological development have been deepened, in particular according to the hydraulic sections as well as sediment transport processes. Furthermore, a list of indicators with related guidelines was developed to evaluate the situation and the sampling of data. These guidelines are the basis of the monitoring method required by the Foundation Bolle di Magadino.

RÉSUMÉ Au mois d'octobre 2008 les travaux pour la réalisation du projet de naturalisation de l'embouchure de la rivière Tessin ont commencé. Le projet prévoit l'élargissement de la rive droite et la construction d'une île alluviale. La Fondation Bolle di Magadino a souhaité développer un outil de suivi pour vérifier l'efficacité du projet. Sur la base de la publication «Erfolgskontrolle Rhône-Thur Projektes» une méthode de contrôle spécifique pour le cas particulier d'une embouchure a été mis au point. La mise en œuvre de cet instrument a rendu nécessaire l'approfondissement des différences de comportement entre un tronçon de cours d'eau et une embouchure du point de vue soit hydraulique soit des processus de transport solide à l'origine du développement morphologique ultérieur. Cet approfondissement a permis d'élaborer une liste d'indicateurs ainsi que les directives pour le relevé et l'évaluation constituant la base de l'outil de contrôle demandé par la Fondation.

RIASSUNTO Nel mese d'ottobre 2008 sono iniziati i lavori per la realizzazione del progetto di rinaturalizzazione della foce del fiume Ticino che prevede l'allargamento in sponda destra e la costruzione di un'isola alluvionale. La Fondazione Bolle di Magadino ha espresso il desiderio di sviluppare uno strumento di controllo per verificare l'efficacia del progetto. In base alla pubblicazione "Erfolgskontrolle Rhône-Thur Projektes" è stato sviluppato un metodo di controllo specifico adatto al caso particolare di una foce. La realizzazione di questo strumento ha reso indispensabile l'approfondimento delle differenze di comportamento tra un tratto di corso d'acqua e una foce sia dal profilo idraulico sia da quello dei processi di trasporto solido con il conseguente sviluppo morfologico. L'approfondimento ha permesso di sviluppare una lista d'indicatori e le relative direttive per eseguirne il rilievo e la valutazione: queste direttive costituiscono la base dello strumento di controllo richiesto dalla Fondazione.

1 INTRODUCTION

1.1 Aperçu historique

Vers le milieu du XIX^{ème} siècle la rivière Tessin avec sa structure ramifiée occupait une grande partie de la plaine de Magadino entre Belinzone et son embouchure.

Dès 1830, cette rivière a été l'objet de plusieurs projets de correction.



Figure 1 : Carte de la plaine de Magadino en 1921

Le projet de correction fluviale prévoyait un tracé incurvé sur une distance de 6.4km et un tronçon droit sur 4.7km, avec un profil trapézoïdal double.

Les projets de correction fluviale ont sensiblement augmenté la sécurité contre les crues mais ils sont par contre à l'origine d'un déficit environnemental important : les berges en enrochement constituent une séparation fonctionnelle entre le cours d'eau et les surfaces alluviales initialement disponibles ; beaucoup d'espaces vitaux caractéristiques des zones fluviales ont été perdus.

Les activités d'exploitation de la grave et la réalisation de plusieurs barrages dans le bassin versant sont probablement à l'origine du déficit du bilan de transport solide, ce qui empêche par conséquent le développement de la zone de l'embouchure qui appartient à la réserve naturelle protégée des Bolle di Magadino.

À la suite de ces projets la zone du delta a progressivement perdu sa dynamique alluviale. Depuis 1943, avec d'une part la réduction du dynamisme alluvial et d'autre part la régulation artificielle du Lac Majeur, dans l'écosystème des Bolle di Magadino les aspects marécageux ont progressivement eu le dessus sur les aspects fluviaux.

En 2006, la Fondation Bolle di Magadino a décidé d'élaborer un projet de renaturation près de l'embouchure.

L'objectif de l'intervention souhaité par la Fondation est celui de redonner à la rivière une dynamique alluviale et deltaïque naturelle et de favoriser la formation de bancs naturels d'alluvion qui constitueraient un habitat idéal pour les espèces arénicoles.

Le projet prévoit le dragage d'un chenal latéral et la formation d'une petite île alluviale, qui, soumise à la dynamique fluviale, pourra avec le temps se développer vers le lac de façon naturelle.



Figure 2 : Représentation graphique des principales interventions

1.2 Objectifs de l'étude

En août 2008 la Fondation Bolle di Magadino a souhaité accompagner le projet de renaturation avec la mise en place d'un suivi du projet sur la base de la publication « Erfolgskontrolle Rhône-Thur Projektes » de l'Institut de Recherches Hydrologiques (EAWAG) et de l'Institut Fédéral de Recherches sur la Forêt, la Neige et le Paysage (WSL) de façon à pouvoir mesurer et vérifier dans le temps l'efficacité du projet.

L'outil de contrôle doit être développé en fonction des objectifs du projet de renaturation tels que :

- Favoriser une dynamique du delta permettant la formation de bancs de sédiments et de petits îlots (aspects morphologiques)
- Favoriser la progression d'écosystèmes deltaïques (aspects écologiques)
- Favoriser les biocénoses caractéristiques de l'environnement fluvial et de l'environnement deltaïque (aspects biologiques)
- Augmenter la sensibilisation au grand public (aspects didactiques)
- Créer un consensus vis-à-vis de projets de valorisation et renaturation (aspects sociaux)

La Fondation Bolle di Magadino a donné à une biologiste et à un ingénieur hydraulicien le mandat de développer cet outil.

2 MÉTHODOLOGIE

2.1 Définition de la méthode d'approche

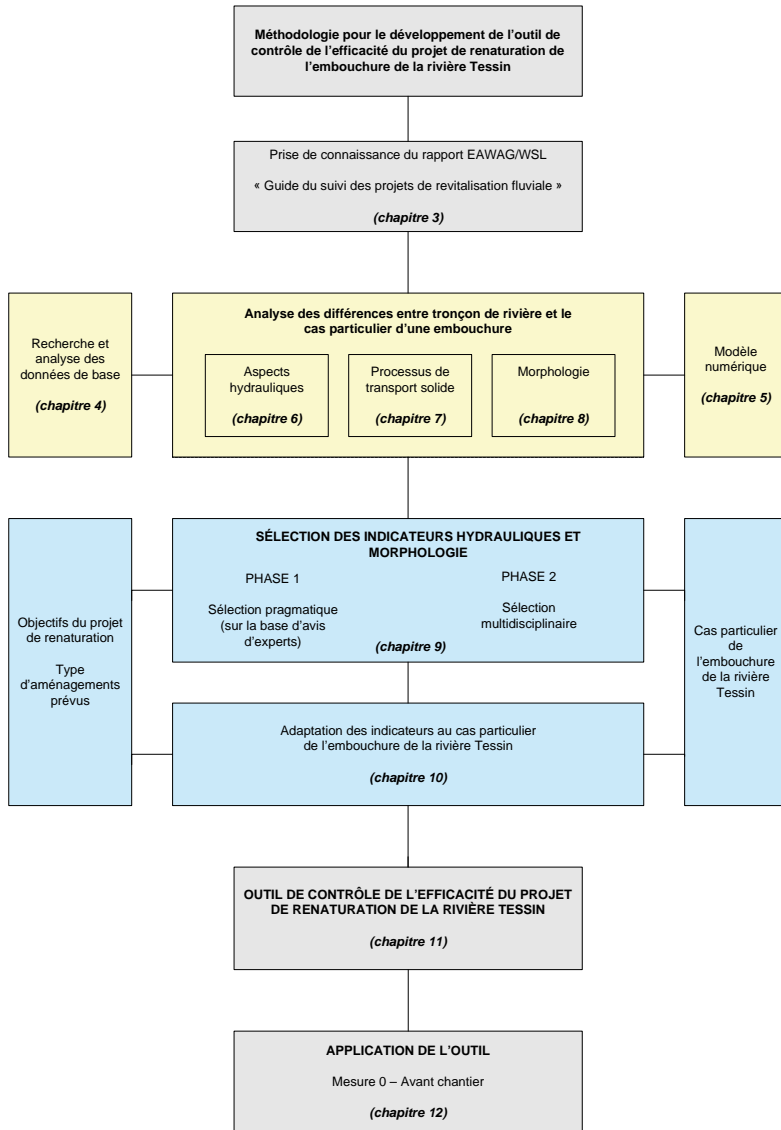
La première étape du développement d'un outil de contrôle de l'efficacité d'un projet de renaturation est celui de définir la méthodologie adéquate pour atteindre cet objectif car, si la littérature propose plusieurs méthodes pour le suivi de rivières ou de zones alluviales, jamais le cas particulier d'une embouchure n'a été traité.

L'étude débute avec la prise de connaissance de la publication de la EAWAG/WSL pour comprendre la philosophie et la méthodologie qui se trouvent à la base du guide du suivi des projets de revitalisation. Ce nouvel outil est développé sur ces bases en analysant les indicateurs proposés, leur mode de sélection, leur mode d'évaluation et le concept de valeur indicative.

Dans sa partie centrale cette étude analyse les différences de comportement entre un tronçon de cours d'eau et une embouchure. Ces différences peuvent être classifiées dans trois domaines :

- Le comportement hydraulique avec la problématique de l'interaction entre le niveau du lac et la profondeur d'écoulement (courbes de remous)
- Le transport solide
- Le processus de dépôt à proximité du lac avec la différenciation de dépôt le long de l'embouchure, l'avancement du front du delta et les aspects morphologiques avec la tendance à la formation de bancs d'alluvion suite à l'élargissement progressif de la rivière et à la diminution de la pente du lit moyen.

L'analyse de ces trois domaines est faite sur le cas concret de l'embouchure de la rivière Tessin dans le Lac Majeur. En effet pendant le déroulement de cette étude on a constaté qu'il n'est ni possible ni judicieux de développer un outil « standard » applicable à tous les projets de renaturation d'embouchure ; l'étude montre que chaque projet a ses particularités et que c'est l'objet du projet de renaturation et les objectifs qu'on souhaite atteindre qui définissent la méthodologie de sélection des indicateurs ainsi que leur évaluation.



Le processus de sélection est structuré en deux phases : une première phase pragmatique basée sur l'avis d'experts et une deuxième phase multidisciplinaire dans laquelle, grâce à une série de séances, les différents spécialistes ont pu se confronter et analyser de façon critique les divers indicateurs pour en définir la sélection définitive.

Les indicateurs sélectionnés ont été adaptés et complétés pour qu'ils puissent être appliqués au cas particulier de l'embouchure.

Dernière étape pour l'élaboration de l'outil de contrôle de l'efficacité du projet de renaturation c'est celle de définir le déroulement du suivi avec la planification des relevés de terrain et la méthodologie d'évaluation des indicateurs sélectionnés.

3 SUIVI DE PROJET DE RENATURATION

3.1 *Guide du suivi des projets de renaturation fluviale*

Le guide du suivi des projets de renaturation fluviale montre comment les effets des mesures et des réalisations peuvent être évalués selon divers critères écologiques et socio-économiques.

Ce document livre les bases nécessaires à la sélection des indicateurs du suivi, au relevé de ces indicateurs et à l'évaluation finale du succès du projet concerné.

Le contrôle que les divers objectifs soient atteints se fait à l'aide d'indicateurs ; le guide propose des grandeurs mesurables fournissant des informations sur l'état d'un écosystème et sur les processus qui le régissent. Dans le guide les indicateurs sont utilisés pour la caractérisation quantitative, semi-quantitative et qualitative des objectifs du projet concerné.

Le premier relevé des indicateurs dans la zone du projet doit être fait avant le début du chantier. Après la réalisation des aménagements, les relevés et les mesures doivent être répétés et comparés aux valeurs avant travaux.

4 DU TRONÇON DE COURS D'EAU À L'EMBOUCHURE

4.1 *Aspects hydrauliques*

Le bassin versant de la rivière Tessin à l'amont du Lac Majeur a une surface de 1'515km², dont 0.7% recouverte de glaciers, et une hauteur moyenne de 1680 m.s.m.. Selon la classification de Weingartner (1983) il appartient à la catégorie des bassins versants nivo-pluviaux méridionaux.

Dès 1943 le niveau du Lac Majeur est réglé artificiellement par la mise en service du barrage de Sesto Calende. En 1968 un accord a été signé entre la Suisse et l'Italie : il établit de commun accord qu'entre la mi-novembre et le mois de février le niveau du lac à Sesto Calende ne peut pas être supérieur à 194.16 m.s.m. et qu'à partir du mois de mars jusqu'à la mi-novembre, il doit être inférieur à 193.66 m.s.m.

À la suite de cette intervention le cycle de variations du niveau du lac est passé de deux périodes de basses eaux (en hiver et vers la fin de l'été) à une seule période de basses eaux en été, alors que les apports du Tessin sont restés presque invariants.

Les résultats des modélisations numériques confirment les analyses historiques : pour de faibles débits le niveau du lac influence la profondeur d'écoulement dans l'embouchure : la longueur de la courbe de remous varie entre 1'700 et 2'500m. Lors des crues le niveau du lac n'a aucun effet sur la profondeur d'écoulement (courbe de remous type M1) le long du tronçon du projet de renaturation. Déjà lors d'une crue HQ₂ la profondeur d'écoulement dépasse le niveau de la nouvelle île mise en place indépendamment du niveau du lac.

4.2 *Processus de transport solide*

Aspect remarquable suite à l'analyse du bilan des matériaux transportés, c'est le rapport entre les volumes de sédiments fins (transportés en suspension) et les volumes plus grossiers (transportés par charriage). Cette répartition de la granulométrie des matériaux déposés est très atypique pour un delta, mais constitue une plus-value pour la Fondation Bolle di Magadino, car elle permet le développement d'un certain type de flore qui se différencie par rapport à celle du del-

ta de la Maggia, qui présente une granulométrie avec un pourcentage de matériaux grossiers plus important.

Tableau 1 : Bilan des matériaux transportés : charge par charriage et charge sédimentaire totale

Type de charge et source	Charge minimale	Charge maximale	Remarques
Calcul capacité de transport par charriage selon Meyer-Peter	- t/a	88'400 t/a	Calcul avec : $d_m=6.8\text{cm}$
Simulation charge par charriage avec FLORIS ²⁰⁰⁰	2'800 t/a	13'200 t/a	Limitation des apports dans le tronçon à l'amont
Volume de charge en suspension mesure à Riazзино	240'000 t/a	514'500 t/a	Charge minimale selon série 1980 – 1999 Charge maximale selon série 1979 - 1991
Estimation dépôt lors des crues	-13'200 m ³ /a	-13'200 m ³ /a	1 cm/a sur 11km et 2x60m de lit majeur => 13'200 m ³ /a
Charge sédimentaire totale déposée dans le delta Estimation avec densité de dépôt $\rho_L=1.46\text{ t/m}^3$	153'100 m ³ /a	348'200 m ³ /a	Charge de charriage, déterminant simulation FLORIS ²⁰⁰⁰ $V=[(2'800+240'000)/1.46]-13'200$
Bilan des matériaux déposés dans le delta	125'000 m ³ /a	260'000 m ³ /a	Charge minimale selon série 1986 – 1995 Charge maximale selon série 1932 - 1986
Différence bilan théorique et relevé effectif	+20-25%	+30-35%	

La comparaison entre l'estimation de la capacité de transport par charriage selon la formule de Meyer-Peter (1948) et la simulation numérique du transport solide sur une série de 1974 à 2001 met en évidence que le déficit de matériaux transportés par charriage dans la zone de l'embouchure est dû à un manque d'apports de ce genre de matériaux à l'aval de Belinzone. Cela s'explique par la présence entre Lodrino et Belinzone d'un tronçon de rivière avec la même pente mais avec une largeur plus importante : ce tronçon, à cause aussi des extractions de grave lors de la construction de l'autoroute A2 à partir des années '70, représente une limitation pour les apports de matériaux à l'aval.

4.3 L'évolution de la morphologie de l'embouchure

Après une première période lors de laquelle les matériaux transportés ont comblé l'abaissement artificiel du lit de l'embouchure suite au dragage de grave de l'entreprise Ferrari, l'évolution entre le relevé de 1995 et celui de 2004 montre que la partie submergée du delta a atteint sa pente d'équilibre ; maintenant le delta aura plutôt une tendance à se développer longitudinalement en direction du sens d'écoulement de la rivière.

À l'aide d'images aériennes il est possible de confirmer cette hypothèse et d'analyser l'avancement du front du delta dans le lac : entre novembre 1997 et avril 2003 celui-ci est avancé d'environ 50m.

Sur la base des critères de formation de configurations morphologiques définis par Yalin et Da Silva (1991) et corrigés par Zam (1997), à la suite de l'élargissement de l'embouchure prévu dans le projet on peut s'attendre à un début de formation de bancs alternés.

5 OUTIL DE CONTRÔLE DE L'EFFICACITÉ DU PROJET DE RENATURATION DE L'EMBOUCHURE DE LA RIVIÈRE TESSIN

5.1 *Selection des indicateurs*

La sélection des indicateurs est structurée en deux phases : au début une première sélection pragmatique est effectuée sur la base d'avis d'experts et sur des expériences de projets déjà réalisés. Les différents indicateurs seront analysés en fonction des objectifs que le projet de renaturation souhaite atteindre et en fonction du type d'aménagement qui va être mis en place.

Les anciennes expériences dans les différents domaines des rivières montrent que, si on n'applique pas une approche multidisciplinaire, le risque d'échec est très important : lors de la deuxième phase une analyse multidisciplinaire a été assurée grâce à une série de séances entre les différents intervenants.

Lors du cycle de séances les différents indicateurs sélectionnés ont été présentés et discutés sur la base des critères suivants :

- Importance de l'indicateur pour un autre domaine que celui du spécialiste qui l'a traité
- Possibilité de relever de l'indicateur pour le cas spécifique de l'embouchure
- Disponibilité de données suffisantes pour reconstruire l'état avant chantier
- Plus-value que l'indicateur apporte à la Fondation Bolle di Magadino dans la gestion du site
- Relevé nécessaire pour un autre domaine

L'analyse critique des indicateurs, pendant la deuxième phase, a permis non seulement d'adapter la sélection au cas particulier de l'embouchure, mais aussi de définir une sélection d'indicateurs exhaustive pour le contrôle du suivi du projet de renaturation conformément aux objectifs définis par le Maître d'Ouvrage.

Suite aux deux phases de sélection la liste définitive des indicateurs hydrauliques et morphologiques se compose des 6 indicateurs suivants :

Tableau 2 : Sets d'indicateurs par objectif du projet de renaturation

No	Groupe d'indicateurs	Indicateur
F	Hydraulique	Dynamique d'inondation : fréquence, étendue et typologie
33	Fond du lit	Dynamique structurelle du fond
36	Fond du lit	Structure du fond
43	Rives	Dynamique structurelle des rives
45	Rives	Structure des rives
E	Morphologie	Croissance du delta dans le lac

5.2 *Développement d'indicateurs spécifiques pour le cas particulier de l'embouchure*

Les deux indicateurs spécifiques pour le cas particulier de l'embouchure qui ont été développés lors cette étude sont les suivants :

A. Dynamique d'inondation : fréquence, étendue et typologie

Cet indicateur est important pour la Fondation Bolle di Magadino car il est indispensable pour vérifier si les îlots créés lors du projet de renaturation seront régulièrement inondés, condi-

tion nécessaire pour garantir une végétation alluviale et un habitat idéal pour les différentes espèces d'oiseaux migrateurs.

L'indicateur est évalué en fonction des trois aspects suivants :

- fréquence d'inondation annuelle des îles au milieu de l'embouchure
- étendue des inondations
- type d'inondation : dynamique ou statique

La Fondation Bolle di Magadino doit relever par GPS les surfaces d'île non inondées pendant les jours où le niveau du lac dépasse la cote de 194.0 m.s.m. et lors des événements de crue avec un débit de $Q \geq 200 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant l'année de référence du suivi.

L'analyse de l'indicateur doit pouvoir valoriser les trois aspects cités auparavant. Par conséquent, lors de cette étude, la formule suivante a été développée :

$$a = E * I * F \quad (1)$$

avec :

E : étendue de l'inondation, définie par le rapport entre les surfaces inondées et la surface totale de l'île

$$E = \frac{\bar{A}_{inondée}}{A_{référence}} \quad (1a)$$

I : type d'inondation, rapport entre le nombre de jours d'inondation dynamique et le nombre total des jours d'inondation

$$I = \frac{I_{dynamique}}{I_{total}} \quad (1b)$$

F : fréquence d'inondation : nombre idéal de jours d'inondation permettant le développement de la faune et de la flore typique de l'embouchure.

B. Croissance du delta dans le lac

Cet indicateur a été expressément développé pour permettre de suivre et d'évaluer la croissance du delta et de l'île de projet dans le lac : le développement progressif de l'un et de l'autre sont indispensables à la progression des écosystèmes deltaïques, objectif principal du projet de renaturation.

L'évaluation de cet indicateur se base sur le modèle de croissance du delta selon la figure suivante :

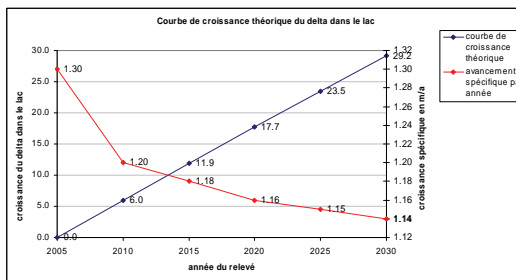


Figure 3 : Courbe de croissance théorique

La valeur indicative est définie selon la formule suivante:

$$a = \frac{C_{relevé}}{C_{théorique}} \quad \text{avec} \quad a \leq 1 \quad (2)$$

6 GUIDE DU SUIVI DU PROJET DE RENATURATION DE LA RIVIÈRE TESSIN

Le contrôle du suivi est structuré par étapes de mesures. Elles comprennent des relevés de terrain et l'analyse de données externes nécessaires soit à la détermination de la valeur indicative des indicateurs proposés dans ce guide soit à leur évaluation.

L'analyse des indicateurs est faite selon les étapes suivantes :

- Élaboration d'un plan en situation (échelle 1 :2'000) qui reporte les données bathymétriques et la cartographie des structures morphologiques et des structures des rives
- Superposition des nouveaux relevés des sections de l'OFEV
- Recherche des mesures de débit à la station 2020 de l'OFEV et des niveaux du lac à la station 2022 de l'OFEV pour l'année de référence de la mesure
- Analyse des relevés des surfaces non inondées des îles
- Sur la base des différentes élaborations, analyse et évaluation de la valeur indicative selon les directives proposées dans le mémoire technique
- Analyse de l'efficacité du projet de renaturation par indicateur à l'aide de la matrice d'évaluation et du tableau de variation proposés dans le mémoire technique
- Rapport de synthèse du relevé

Chaque indicateur doit être évalué indépendamment ; par la suite une évaluation par objectif est faite grâce à la moyenne des valeurs indicatives selon les sets d'indicateurs définis au tableau suivant :

Tableau 3 : Sets d'indicateurs par objectif du projet de renaturation

Objectifs du projet	Set d'indicateurs
Le concept de berges doit tenir compte non seulement des aspects de protection contre les crues mais aussi des aspects environnementaux et d'entretien.	33, 36, 45, 43
Réaliser une dynamique fluviale d'équilibre compatible avec les objectifs de protection contre les crues et de respect de la nature dans le but de favoriser la création d'un environnement deltaïque	F, 33, 36, E

7 APPLICATION DE L'OUTIL DE CONTRÔLE POUR LA MESURE AVANT CHANTIER

7.1 Reconstruction de l'état avant chantier

La dernière partie de l'étude prévoit une première application de l'outil de contrôle de l'efficacité du projet de renaturation, qui vient d'être élaboré, pour la mesure des indicateurs avant chantier.

Idéalement, lors de ce genre de projet, l'outil de contrôle doit être élaboré tout au début de la phase de planification, lorsque les objectifs du projet de renaturation sont définis.

Dans le cadre de ce projet cette démarche n'a malheureusement pas été possible ; on s'est donc fixé le but de reconstruire l'état avant chantier à l'aide d'anciens documents à notre disposition et de modélisations.

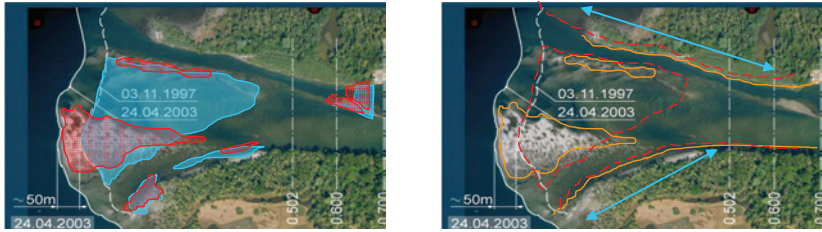


Figure 4 : Cartographie des structures morphologiques 1997/2003 (gauche) et lignes de rive 1997/2003 (droite)

7.2 Évaluation du succès

Une première évaluation du succès du projet de renaturation sera possible seulement après les relevés de fin chantier (2010), en comparant les valeurs avant et après l'exécution du projet à l'aide des tableaux d'évaluation.

Bien qu'une évaluation ne soit pas encore possible, les valeurs indicatives calculées donnent quand même une première indication sur l'état actuel du site : plus une valeur se rapproche de 1, plus la mesure concernée s'approche d'un état « idéal » ou « naturel ».

Tableau 4 : Calcul de la valeur indicative

No	Groupe d'indicateurs	Indicateur	Valeur indicative
F	Hydraulique	Dynamique d'inondation : fréquence, étendue et typologie	0
33	Fond du lit	Dynamique structurelle du fond	0.30
36	Fond du lit	Structure du fond	0.13
43	Rives	Dynamique structurelle des rives	1
45	Rives	Structure des rives	0.67
E	Morphologie	Croissance du delta dans le lac	n.g

L'évaluation par objectif est la suivante:

Tableau 5 : Comparaison et lien entre les objectifs du projet et ceux du guide

Objectifs du projet	Valeur indicative
Le concept de berges doit tenir compte non seulement des aspects de protection contre les crues mais aussi des aspects environnementaux et d'entretien.	0.47
Réaliser une dynamique fluviale d'équilibre compatible avec les objectifs de protection contre les crues et de respect de la nature dans le but de favoriser la création d'un environnement deltaïque	0.14

8 CONCLUSIONS

Le but de l'étude était celui de développer un outil de contrôle de l'efficacité du projet de renaturation de l'embouchure de la rivière Tessin dans le lac Majeur sur la base des lignes directrices définies dans la publication « Erfolgskontrolle Rhône-Thur Projektes ».

Ce mandat nécessite une approche très particulière de l'étude : la première nécessité a été celle de développer une méthodologie spécifique et adéquate pour atteindre ce but. Dans la définition de cette méthodologie il a tout de suite été clair qu'il est impossible de définir un outil standard.

L'expérience faite dans cette étude parvient à la conclusion que c'est l'objet, c'est-à-dire le projet de renaturation, qui détermine son mode de connaissance et l'outil de contrôle de son efficacité.

Une adaptation des directives définies dans la publication s'avère indispensable pour permettre l'application de la méthodologie, définie à l'origine pour le suivi d'un tronçon de cours d'eau, au cas spécifique d'une embouchure.

Pour connaître le mode de comportement d'une embouchure il est indispensable de comprendre son comportement hydraulique. Par rapport à un tronçon de cours d'eau on se trouve dans une courbe de remous. La typologie d'inondation peut varier : elle peut être dynamique (crues), ou statique (variations du niveau du lac). Même le transport solide a un comportement particulier : souvent on se trouve dans une zone de dépôt mais le plus souvent, lorsque la pente d'équilibre est atteinte, ces dépôts créent un avancement du delta et non pas un rehaussement de la profondeur du lit moyen. La dynamique de croissance du delta est aussi liée au niveau du lac : lors des crues avec un niveau du lac bas il y a une tendance à l'érosion, alors qu'avec un niveau haut on peut constater le phénomène inverse, c'est-à-dire un rehaussement du fond. Le développement morphologique est fortement influencé par ces aspects.

Cette étude a fourni un outil spécifique au cas de l'embouchure de la rivière Tessin. L'outil est constitué d'une liste de six indicateurs. Des directives définissent : le mode d'exécution des relevés nécessaires, l'analyse et l'évaluation des indicateurs, une évaluation par rapport aux objectifs du projet de renaturation, un planning pour assurer la suite de ce suivi et l'estimation des coûts qui en résultent pour le réaliser.

Enfin l'étude s'achève avec l'application du guide pour la mesure 0 « avant chantier ». Le but principal de cette application a été atteint avec satisfaction : les valeurs indicatives avant chantier, indispensables pour l'évaluation de l'efficacité du projet, ont été déterminées avec succès. On a pu donc vérifier qu'il est susceptible d'être appliqué au cas concret de l'embouchure et qu'il ne reste pas un ensemble de directives théoriques.

Hydrology and check dam analysis in the debris flow context of Illgraben torrent, VS

Hydrologie et analyse des barrages de correction torrentielle dans le contexte des laves torrentielles du torrent de l' Illgraben, VS

Thierry Glassey

Bureau d'Etudes Géologiques SA, 1994 Aproz, Switzerland

ABSTRACT: The Illgraben catchment, due to its particular geological and geomorphological features, is one of the most active debris torrents in Switzerland. A hydrological analysis, performed with both frequency analysis and GIS methods on rainfall data, allowed to build the IDF curve for the area. Flood peak discharges and volumes for several return periods were calculated. A study was also performed on the check dams installed across the whole Illbach channel; the interactions between geomorphological and sediment transport features were analyzed in order to understand the strengths and weaknesses of these structures. Numerical model AVAL-1D was used to look at the behaviour of debris flow at the vicinity of check dams and assess its reliability to reproduce the reality. Finally a trial was done with the 2D-model RAMMS to confirm the 1D results and test an experimental bed erosion module.

RESUME: Le bassin versant de l' Illgraben est un des torrents à laves torrentielles parmi les plus actifs de Suisse. Une analyse hydrologique, comprenant une analyse fréquentielle et SIG des données pluviométriques, a permis de construire la courbe IDF de la zone étudiée. Les débits de crues ainsi que leurs volumes pour différentes périodes de retour ont été calculés. Une étude a également été menée sur les barrages de correction torrentielle installés le long de l' Illbach; sur la base de considérations géomorphologiques et de charriage, on a pu établir un inventaire de leur points forts et de leurs faiblesses. Le modèle AVAL-1D a servi à étudier le comportement des laves au droit des seuils et leur propension à reproduire la réalité. Finalement des tests ont été effectués avec le modèle 2D RAMMS pour confirmer ou infirmer les résultats obtenus avec le modèle 1D et évaluer un nouveau module d'érosion du lit.

1 INTRODUCTION

1.1 *General setting*

Debris flows are one of the most destructive hazard in the Swiss Alps both in terms of human lives lost and in infrastructure damages. In 1961, a huge rockfall event of 3 to 5 millions m³ blocked the channel at the back of the Illgraben catchment, creating a lake that collapsed two months later; this event led to a huge debris flow of ~500'000 m³ that filled the entire channel and destroyed part of the village of Susten as well as the cantonal road bridge. Following this event, a protection measure concept was elaborated and between 1967 and the end of the 1970's, a 50m-high retention dam as well as 27 check dams were built. The aim of these concrete structures was to retain important mass movements as well as flatten the channel bed slopes to prevent further erosion. In 1999, a general debris flow hazard assessment was started and has led to a danger map and a warning system by the installation of a full instrumentation system (raingauges, radar, geophones, video cameras and force plate).

1.2 *Geographical, geological and geomorphological features*

The Illgraben, as commonly named, is divided into the Illbach (3.7 km²) and the Illgraben (4.7 km²) catchment, as displayed on Figure 1. It is located in the southern Swiss Alps, in canton Wallis, near the village of Susten. The studied area extends from the summit of Illhorn (2710 m a.s.l.) to the Rhône river (610 m a.s.l.).

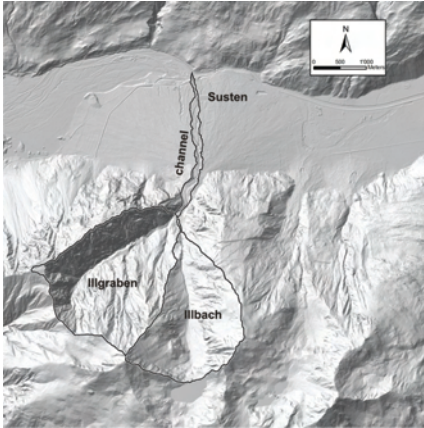


Figure 1. General overview of Illgraben and Illbach catchment as well as Illbach channel

The reason for the intense debris flow activity could be found partly in the geological singularities of the zone. The Illgraben catchment is divided into two distinct tectonical units: the Siviez-Mischabel sheet and the Pontis sheet; the thrust has been refolded and verticalized. A fault belonging to the important Rhône-Simplon fault system and corresponding to the channel, is at the origin of the whole process.

The Illgraben catchment is composed of triassic limestones and dolomites on the northern flank (cover of the Pontis sheet) whereas the southern flank is mainly composed of triassic white and green quartzites (cover of the Siviez-Mischabel sheet). At the contact between these two units, we find intensely fractured rocks like breccias ('rauwackes').

The Illgraben catchment is the source for all debris flows; since the Illsee dam has been built in 1927, debris flow events have stopped in the Illbach catchment.

Illgraben catchment is made of very steep slopes (45° on average) for the sideslopes, $\sim 20\%$ for the upper part of the channel and 10% on average on the fan.

The debris flow triggering zones were also identified: four gullies composed of weathered material at the back of the Illgraben catchment and on the northern flank of the Illhorn regularly give rise to debris flows.

The fan of the Illbach torrent is unusually large compared to the size of the catchment. If it seems now in equilibrium, the $\sim 500'000'000 \text{ m}^3$ (Zimmermann et al. 2001) deposited demonstrate the intensive activity of the Illgraben.

1.3 Objectives of the work

This thesis is divided into three parts:

- 1) a hydrological study divided into a precipitation frequency analysis and peak discharge assessment
- 2) a check dam overview: functions, strenghts, weaknesses, influence of geomorphology and sediment transport
- 3) 1D and 2D modelling with AVAL-1D and RAMMS model. Study of their efficience at the vicinity of check dams and trials with a new debris flow erosion module.

2 HYDROLOGICAL ANALYSIS

2.1 Frequency analysis

Few hydrological studies have been performed on the Illgraben and most of them are based on the triggering mechanisms between rainfall depths / intensities and debris flow occurrence. This study is based on the precipitations recorded by the high resolution ANETZ stations (belonging to MeteoSwiss). The aim is to estimate the IDF curve for Illgraben.

The dataset includes the records at 10min interval of 5 ANETZ stations (Sion, Visp, Montana, Evolène and Zermatt) and the ones of Illgraben raingauge n°1 (used further in the analysis). Details are listed in Table 1.

Table 1. Rainfall station features for the frequency analysis

ANETZ station	Altitude [m a.s.l.]	Distance to Illgraben centroid [km]	Period of operation
Sion	482	22.9	1978-2008
Viège	640	17.2	1980-2007
Montana	1508	11.5	1979-2008
Zermatt	1638	29.1	1982-2007
Evolène	1825	20.1	1986-2007
Illgraben	2210	0.5	2001-2007

To build the IDF curve, we need rainfall values for several durations associated with a given return periods. The frequency analysis was done for such a purpose. One has to notice that the sample size is not big (Table 1), but enough to perform a frequency analysis. We first assigned empirical frequencies to sample values (i.e. we sorted the 10min-, 20min-, 30min-, 1h-, 3h-, 6h-, 12h- and 24h annual maxima for the 5 ANETZ stations cited above) in order to build the empirical frequency distribution for each time interval. This is done by means of empirical plotting position: the ones used in this work are Gringorten, Weibull and Hazen. We then fitted the probability distribution function for each duration with the Gumbel model with the method of moments. This theoretical law is based on the sample statistics and allows to get interpolated rainfall depths for high return period. The Gumbel model (which is part of the generalized extremes values GEV) is given by:

$$F(x)=\exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)\right] \quad (1)$$

where α and β = parameters; x = studied variable; $F(x)$ = cumulative, non-exceedance probability function

With this formula, we got the rainfall depth for any given return period. But to validate the use of one or other law, it is recommended to perform a goodness-of-fit. This could be done either by a visual analysis of the graphs (i.e. it requires a lot of practice) or by testing if the chosen law fits the empirical distribution function (the one retained here is the Gringorten one, according to Cunnane 1978), given a range of uncertainty. Two tests were used: the Chi-square and the Kolmogorov-Smirnov method. If the former wasn't conclusive because of inadapted sample size, the latter worked quite well, depending on the confidence interval chosen: we fixed it at 10% for the whole frequency analysis. Apart to one time duration, all probability distribution functions tested were accepted as fitting the data acceptably.

The next step was to built the DDF (Depth-Duration-Frequency and IDF (Intensity-Duration-Frequency) curves for each station. We removed some of the 10min-, 20min- and 30min values for many stations because many times, the results obtained weren't conclusive at all. These inconsistencies could be due to the methods used to calculate the annual maxima (i.e. we obtained directly the maximum values for 1h, 3h, 6h, 12h and 24h in a file without dealing with the whole dataset whereas for 10min-, 20min- and 30min, we had to calculate all the annual maximum manually). Thus for the following steps, unfortunately we handled without 10min-, 20min- and 30min results, because some values for 20min and 30min exceed those for 1h, which is not realistic.

Some IDF curves were built 30 years ago for several stations in Wallis (Zeller et al. 1980). We compared our results with those earlier studies. No clear trend was observed; this could be due to the several factor like different measurement intervals, a change in the precipitation regimes between the middle and the end of the 20th century.

2.2 Influence of altitude on precipitations and interpolation methods

The effect of altitude on precipitations was discussed in previous works done in Wallis and in Illgraben (Bardou 2002, Nydegger 2008). An increase of rainfall depth with elevation is often verified; as the distances between each ANETZ station used in this work are important and as Wallis is known for its numerous microclimates, we analyzed the data cautiously. Moreover, we added the rainfall depths from Illgraben raingauge n°1. We chose to work on an monthly time scale (from 2001-2007) because working on daily or event rainfall depths would have led to mistakes (i.e. not representative for long-term and large scale trends).

The calculations were performed using the relative increase of precipitation given the relative elevation (i.e. the precipitation amounts between two points are dependant on the elevation difference between the two points). The results were conclusive, for both linear and exponential trend of a precipitation increase with altitude. However, the latter showed a better determination coefficient R² (Figure 3) and is in a sense more realistic than simply taking a linear relation, while natural processes are most of the time non-linear.

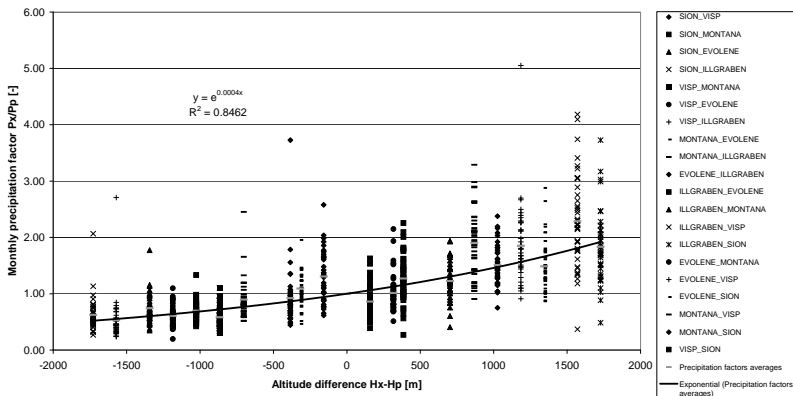


Figure 3. Monthly precipitation factor vs. altitude difference for stations Sion, Visp, Montana, Evolène and Illgraben – exponential ajustement

The following relation resulted:

$$P_x = P_p \cdot e^{0.0004(H_x - H_p)} \quad (2)$$

where P_x = precipitation at any point x in the catchment; P_p = precipitation at station P; H_x = elevation at any point x in the catchment; H_p = elevation at station P

In the above analysis we removed Zermatt station for two reasons: the first one is that Zermatt precipitation regime shows weird trends (in many cases the rainfalls for this station are much different that the trend followed by the other stations); secondly the station is the most remote one, having a minor influence on Illgraben meteorological regime.

From these scattered data, we used two interpolation techniques in a GIS in order to fix rainfall depths and durations for given return period for Illgraben. The first method is the Thiessen polygon method, based on distance between the stations. The second one is the IDW (Inverse

Distance Weighting) function, which considers that the further a point is from the area of interest, the less influence it has. While the former was forgotten because only Montana has an influence on Illgraben, the latter provided much better results, because the assumption at the base of the technique is justifiable. The interpolations were done using on one hand the raw rainfall data taken from the frequency analysis and on the other hand rainfall depth transformed by taking into account elevation effect, for 2.33 and 100 years return periods and 1h and 24h durations. Thus we could compare the previous results with the ones obtained with other ANETZ; the trick here was to find a station with constant ratio between the station value and the Illgraben value, to make possible the extrapolation for any duration and return period. The only station with stable ratios was Montana.

Following these results, the IDF curves for Illgraben were built. The one built from data not considering altitude effect give higher intensities than the one considering altitude. Adding to these curves measured rainfall (from 2001 to 2008) events that triggered debris flows (McArdell & Badoux, in prep.), one might notice that most of the storms are frequent, excepted for five events situated between 2.33 and 30 years return period (Figure 4). These values are plausible, even if for the durations under 1h, uncertainties are big as no values could be obtained from the frequency analysis, and given the asymptotic shape of the curve as duration tends to 0.

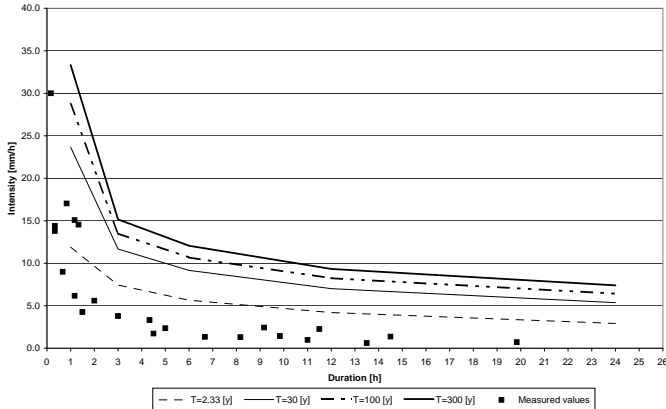


Figure 4. IDF curve for Illgraben, taking altitude effect on rainfall into account

3 DESIGN DISCHARGE AND HYDROGRAM ASSESSEMENT

3.1 Design discharge calculations

As no data were available on the topic, we decided to evaluate the maximum discharge that could occur in Illgraben, based on the rainfall analysis from the previous chapter.

The calculations were done with the software HAKESCH. As rainfall data and catchment area are influencing the results strongly, we decided to simulate discharges for rainfall with and without elevation considerations, and for Illgraben+Illbach catchments together and Illgraben catchment only.

HAKESCH is based on five methods: Taubmann, Müller, Kölla, Clark-WSL and modified rational formula. While the two first one should give the lowest and highest discharges respectively, the three last ones are generally prone to give the most realistic results. This was confirmed in this study, even if for some simulations, Müller didn't provide the highest discharge. The Illgraben+Illbach catchments showed systematically higher discharges than Illgraben alone, same for rainfall depth with elevation. The former comment led us to consider Illgraben catchment only as the most realistic procedure, and this for two reasons: HAKESCH is said to accu-

rately calculate design discharges for catchment up to 10 km², but it was mostly calibrated on catchments smaller than 5 km² (i.e. Illgraben =4.77 km²); the second reason is that Illgraben catchment is the main source of debris flows, as Illbach isn't active since more than 70 years now; it would be logical to evaluate the potential flood in Illgraben catchment rather than taking the entire catchment. Concerning the rainfall depth influence, one might notice that rainfall with elevation gradient give higher discharges, but this assumption has proven to be realistic.

3.2 Flood volume calculations

In non gauged river, knowing the flood peak discharge might allow the calculation of the flood volume over time. Considering that a flood hydrogram might be defined by three parameters and that the asymmetrical bell shape corresponds to the statistical distribution of Maxwell, one might formulate the following relation (Hager 1984):

$$Q(t) = Q_{base} + Q_{peak} \left(\frac{t}{t_p} e^{1 - \frac{t}{t_p}} \right)^n \quad (3)$$

where $Q(t)$ = flow at time (t); Q_{base} = baseflow; Q_{peak} = peak flow; T_p = time to peak or raising time; n = shape factor

With relation (3), we were able to built the flood hydrogram for any return period and flood discharge calculated in HAKESCH. As said above, only three methods were kept: Kölla, Clark-WSL and modified rational formula. The calculations made until this point allowed to know the peak flow, the concentration time and the runoff coefficient. The latter has been used to calibrate the shape factor, as we don't have any idea of the flood hydrogram shape in Illgraben. The time to peak was calculated as proportional to 3/8 of the concentration time and base flow was neglected.

We obtained flood volumes according to the return period and peak discharge method chosen. By multiplying the flood volume with a factor 2 (i.e. volumic solid concentration in Illgraben is assessed to be around 50% (pers. communication McArdell)), one gets bulk volumes of debris flows; this method was already used in the past (Hampel 1977); by comparing the return period of debris flows obtained in this work with the historical records return periods (Zimmermann et al. 2001), one can see that the order of magnitude is adequate between both methods.

4 CHECK DAMS AS FLOOD-/DEBRIS FLOW MITIGATION MEASURE

4.1 Check dams definition, purposes, strenghts and weaknesses

Check dams are one of the key elements in the protection measure system elaborated after the catastrophic debris flow of June 1961. In the 1970's, the technology and the will from the communities led to a fast development of heavy structural engineering protection measures in mountain torrents, like concrete check dams. In Illgraben, 27 check dams were built, with the aim to reduce channel erosion.

In reality, torrent check dams have numerous purposes: sediment retention, channel slope reduction, landslide stabilization, prevention from bed fluidization (Jaeggi et al. 1997). If the most important advantage is the slope reduction, it is counterbalanced by the energy dissipation (i.e. scour) that occur at the right of the structure.

The check dams in Illgraben are gravity dam type; two main forces are acting on the dam: its weight as a stabilizing force and the static (i.e. hydrostatic forces are assumed behind the wall) and dynamic (debris flow) pressures acting as destabilizing forces. If this type of dam is of apparent stability and quite easy to design, they are very sensitive to scour and settlement.

Of the 27 check dams built between 1969 and the end of the 1970's, ~1/3 were destroyed or are buried. The mechanisms leading to the collapse or severe damages to the check dams were: undermining, lateral erosion, deficit in sediment supply (i.e. some check dams were probably built while the channel bed was in non-equilibrium phase) and impacts of big boulders. If an

appropriate civil engineering design is essential, flow dynamics and geomorphological features of a torrent might not be neglected.

4.2 *Equilibrium slope and scour concepts*

The actual state and functions of the check dams were not studied from a civil engineering point of view but rather on the processes that influence or are influenced by the check dams. As cited above, check dams have numerous purposes, but the main one is slope reduction. The equilibrium slope is the state where erosion and deposition processes are balanced. It is an ideal state to which a channel tends to reach. The natural step-pool morphology is based on the minimization of the energy used by a river (Lenzi et al. 2004) and the check dam serie concept is derived from this 'natural feature'; it allows the channel to tend to equilibrium. An empirical formulation was developed to assess this equilibrium slope (Böll 1997). It is based on the critical shear stress (defined by Meyer-Peter) above which sediment transport can start. Grain size distribution and specific flow discharge are the two parameters to know. The formulation is given as:

$$J_E \cong \frac{0.4 \cdot d_{90}^{\frac{9}{7}}}{q_{\max}^{\frac{6}{7}}} \quad (4)$$

where J_E = equilibrium slope; d_{90} = grain size whose diameter is represented by the 90th-percentile from the grain distribution curve; q_{\max} = maximum specific discharge per meter channel width.

By calculating the equilibrium slope for each reach (between two consecutive check dams) from check dam n°11 to the Rhône river, with a $Q_{2.33}$ of $17\text{m}^3/\text{s}$, one obtains equilibrium slopes ranging between 3 and 4%, whereas actual mean slope is situated around 8%. It would imply that for such a discharge, erosion would occur in almost all reaches. By recalculating with a $Q = 5\text{m}^3/\text{s}$, (which corresponds to very frequent floods), we get values of 5-9% for the equilibrium slope. This means that the actual bed is stable for small discharges but if one bigger flood occurs, erosion will happen.

Scour is one of the weakness of the check dams. During our field work, there was no check dam strongly affected by scour, as sometimes cited in reports. The trend was more on partly deposition and partly erosion. We estimated scour at check dams in Illgraben by both field analysis and the use of empirical formulations. The latter consisted of two formulations; they both give maximum potential scour depth at the toe of a check dam; these methods couldn't efficiently be used in this thesis because one (Lenzi et al. 2004) gave absolutely inappropriate results (because the relation is based on the distance between two check dams); and the second (Böll 1997) could be interesting but one has to know the flow properties at the toe of the check dam, informations which are unknown.

The other method for scour assessment is based on field observations. Indeed, the interesting feature was to observe at the toe of many check dams a deposited mass as well as lateral erosion. These features could be explained by bedload transport, which was probably dominating at that time. The flood or baseflow, when falling from a check dam, loses its strength to carry sediment further on due to energy dissipation at the toe of the dam. These deposits deviate the flow on each side and water starts to erode laterally (Figure 5). If the situation remains like this for a long time, severe undermining and lateral scour are likely to occur.



Fig 5. Toe of check dam n°11. Lateral erosion and channel deposition.

4.3 Maximum sediment transport capacity

As floods seem to play an important role in Illgraben, the maximum sediment transport capacity was evaluated, using both Rickenmann and the SOGREAH formula; they were developed for river with slopes up to 20%. These calculations had the aim to define the areas prone to erosion and those prone to deposition. The most realistic calculations were done using a $Q_{2.33}$ flood, assuming that the maximum transport capacity was fulfilled at the check dam n°11 and that erosion depth all along the channel was $\sim 0.5\text{m}$. The results were that there are more reaches prone to erosion, but three are subject to quite important deposition. Taking into consideration these aspects could lead to anticipate issues like overflow in zones where deposition is important or check dam scour where erosion is important. These calculations might also be useful when using numerical models for the evaluation of hazard scenarios.

4.4 Geomorphological synthesis

Sediment transfer processes in Illgraben are variable and change the geomorphological features of the catchment constantly. Baseflow and small floods tend to deposit, big floods tend to erode whereas debris flow tend to do both. Major debris flows would rearrange the whole channel and frequent events would start the erosion/deposition cycle on this new basis. A schematic view of the interdependence between all these processes at the vicinity of a check dam is displayed in Figure 5.

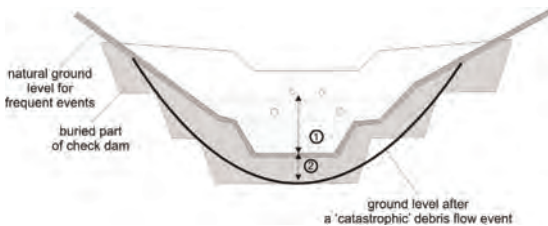


Figure 5. Evolution of the channel bed in time. 1) represents the evolution of the channel bed for frequent sediment transport events (bedload, small debris flow). 2) represents the bed degradation after a big debris flow event - bed level evolution starts again from this new erosion level. (Bardou et al., in prep.)

5 DEBRIS FLOW MODELLING

After an overview of the sediment processes occurring in Illgraben, we wanted to focus more in details on the debris flow processes; for that purpose, we used the 2 models AVAL-1D and RAMMS (2D), both developed at WSL.

5.1 AVAL-1D

This model is based of the Voellmy model (1955), modified by Salm (1966, 1972). AVAL-1D is based on a numerical solution of the shallow water equations which have been extended to granular flows. The flowing friction is based on the Voellmy equations, in which the basal shear stress (controlling the flow resistance and the depositional behaviour) consists of a turbulent Chezy-like friction term ξ (varying with the square of the velocity) and a dry Coulomb-like friction term μ . Thus the friction slope is given by (Bartelt 1999):

$$S_f = \mu \cos \psi + \frac{U^2}{\xi h}$$

where μ = dry friction coefficient ; ξ = turbulent friction coefficient; U = mean velocity; h = flow height; ψ = channel bed angle

AVAL-1D was mainly used to parametrize μ and ξ from recorded events. A sensitivity analysis has been done on four events and the values found are in the range of values found in the literature (Scheuner 2007). Furthermore, a qualitative analysis was performed on the ability of AVAL-1D to model debris flows at the brink of a check dam. We based our analysis on the energy grade line, by looking if energy losses are taken into account as in open-channel hydraulics or not. It seems that the friction losses are the main components in this process (Figure 6). An extra energy dissipation was introduced, but it didn't change the results significantly.

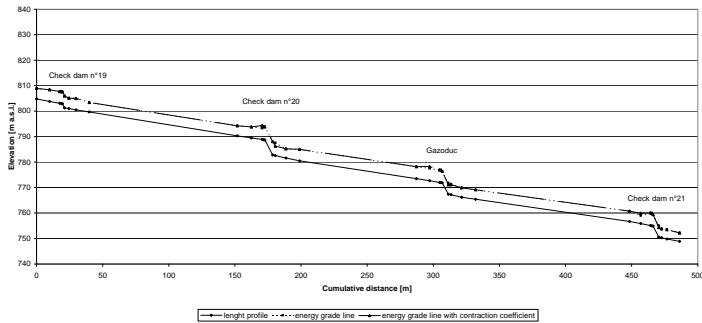


Figure 6. Illbach length profile, 01.07.2008 debris flow energy grade line (dotted line) and energy grade line taking into account an extra energy dissipation due to impact (solid line) between check dams n°19 and n°21

5.2 RAMMS

RAMMS is a 2-D model which solves the same flow equations as AVAL-1D, but in two dimensions, and with a different numerical solver. RAMMS was used in this thesis to look at the influence of the check dams on the debris flows and it confirmed the high velocities found at the toe of the check dams. RAMMS was also used to model erosion along the Illgraben channel with a new module developed recently. This module is promising but can give completely erroneous results if used incorrectly: a good knowledge of the sediment properties (geotechnical analysis) of the channel, as well as debris flow behaviour would help to enhance the results. It would be an interesting tool to backcalculate past events and better define the initiation zones and volumes, in order to improve the results of further modelling.

6 CONCLUSIONS

The Illgraben catchment is mainly studied for its recurrent debris flow activity. Floods are generally not taken into account; we brought with this work new data with a hydrological study fo-

cused on an analysis of the pluviometric distribution around the catchment and tools to estimate as best as possible the hydrological regime in Illgraben; this allowed to build the IDF curve for Illgraben, assuming varied hydrological conditions. An estimation of the peak discharges for several return periods were also conducted, and gave us a wide range of values, depending on the return period and precipitation regime chosen. We also performed calculations of the flood volumes, obtained with the 'Maxwell method'. This allowed us to make a rough estimation of a debris flow magnitude, based on the flood volume (i.e. this implies to know the percentage of each phase in the flow, percentage with is roughly known in Illgraben).

Another aim of this study was to study the check dams built in the 1970's in order to define their role in the flow dynamics and also the issues related to such constructions. The approach was done not on a structural point of view, but on a geomorphological one. Field work and empirical formulations have been both combined in order to find all the factors influencing the stability of the check dams. It resulted that the numerous interactions between all sediment processes acting in Illgraben have their role to play: baseflow and small floods are depositing material, big floods tend to erode whereas debris flows, depending on their rheology could both erode and deposit (differences between the erosive front and the depositing tail).

Finally two numerical models were used in order to model debris flows at the check dam brink. AVAL-1D was more used for the calibration of the friction parameters inherent to the Voellmy equations, whereas RAMMS was used to observe the two dimensional pattern of the flow and its interaction with the check dams. One other feature of debris flow was approached: their erosive force, which often lead to deep incision in the channel bed. An erosion module was developed recently for RAMMS. Experimental trials and results indicate that there is a promising future for this tool, which might allow to backcalculate the erosion during an event (which is for many torrents the main source for debris flow magnitude increase). It might also allow, if some features of the channel like bed sediment properties and erosion/deposition prone area are known, to better define the triggering volumes and thus the part of erosion in the total event magnitude, by comparison with observed events because taking into account a constant block release and no erosion are not realistic assumptions.

7 REFERENCES

- Bardou E. 2002. *Méthodologie de diagnostic des laves torrentielles sur un bassin versant alpin*. Phd thesis. EPFL. Lausanne.
- Bartelt, P., Salm, B. & Gruber U. 1999. Calculating dense-snow avalanche runout using a Voellmy-fluid model with active/passive longitudinal strain. *Journal of Glaciology* 45 (150): 242-254.
- Böll A. 1997. Wildbach- und Hangverbau. *Berichte der WSL* 343.
- Cunnane, C. 1978. Unbiased plotting positions – A review. *Journal of Hydrology* 37 (3-4): 205-202.
- Hager, W.H. 1984. A simplified hydrological rainfall-runoff model. *Journal of Hydrology* 74:151-170. Amsterdam:Elsevier Science Publishers B.V.
- Hampel, R. 1977. Geschiebewirtschaft in Wildbächen. *Zeitschrift des Vereins der Diplomingenieure der Wildbach und Lawinenverbauung Oesterreichs* (4): 3-34, 53-144.
- Hürlimann, M., Rickenmann, D. & Graf, C. 2003. Field and monitoring data of debris-flow events in the Swiss Alps. *Canadian Geotech. Journal* 40: 161-175.
- Jaeggi, M.N.R. and Pellandini S. 1997. Torrent check dams as a control measure for debris flows. *Lecture Notes in Earth Sciences* 64: 186-207.
- Lenzi, M.A., Comiti, F. & Marion, A. 2004. Local Scouring at Bed Sills in a Mountain River: Plima River, Italian Alps. *Journal of Hydraulic Engineering*, March 2009: 267-269.
- McArdell, B.W., Bartelt, P. & Kowalski, J. 2007. Field observations of basal forces and fluid pore pressure in a debris flow. *Geophysical Research Letters* 34: 1-4.
- Scheuner, T. 2007. *Modellierung von Murgangereignissen mit RAMMS und Vergleich durch GIS-basiertes Fließmodell*. Diplomarbeit. Geographisches Institut Universität Zürich.
- Zeller, J., Geiger, H., & Röthlisberger, G. 1980. *Starkniederschläge des schweizerischen Alpen- und Alpenrandgebietes. Intensitäten und Häufigkeiten. Ausgewertete Periode 1901-1970*. Band 5 Wallis/Tessin. Eidgenössische Anstalt für das forstliche Versuchswesen
- Zimmermann, M. & al. 2001. Illgraben – *Geomorphologie und Geschiebelieferung – Vorläufiger Bericht*. Bern und Visp, Oktober 2001.

Analysis of the long-term monthly climatology over western Africa from CRU and Tyndall Centre datasets

Analyse d'une longue série de données mensuelles climatologiques de l'Afrique de l'ouest provenant du CRU et du Centre Tyndall

Roméo Gnan-Kouassi,
Lombardi SA, Minusio, Suisse

ABSTRACT: In West Africa, most of weather stations are located in latitude 2°N-20°N and longitude 18°W-10°E. Climatic Research Unit made an interpolation of precipitation and temperature observation by kriging method and provides it in grid of 0.5°X 0.5°. The interannual variability for the precipitation and wet day frequency are marked by two periods: wet one (before 1970) and dry period (after 1970). However, temperature continues to increase after 1970. Severity of drought observed during July, August and September is 6.75% of severe drought in latitude 2°N-10°N. It is clear that the isohyets have shifted to south. Bigger intensity of drought is around 189.33mm/year in latitude 2°N-10°N. Return period of severe drought is estimated at 14 years. With this severe drought the length is 15 years. Respectively, scenarios Hadcm3 B2 and A2 give a return period of 8 and 19 years with a length of 20 years and 10 years for the future climate.

Key words: drought, climatic change, climatology, West Africa, analytical hydrology

RESUME : En Afrique de l'ouest la plupart des stations sont situées entre les latitudes 2°N-20°N et longitudes 18°O-10°E. L'unité de recherche climatique a fait une interpolation des données avec la méthode krigeage et les a fournis en mailles de 0,5°X 0,5°. La variabilité interannuelle climatique pour la précipitation and les fréquences des jours humides est marquée par deux périodes : une, humide (avant 1970) et une période sèche (après 1970). Cependant, la température continue d'augmenter pendant cette période après 1970. La sévérité de la sécheresse observée durant juillet, Août et Septembre est de 6,75% de sécheresse sévère en latitude 2°N-10°N. Il est claire que les isohyètes ont effectué un saut vers le sud. La plus grande intensité est autour de 189,33mm/an aux latitudes 2°N-10°N. La période de retour de la sécheresse sévère est estimée à 14 ans. Avec cette sévère sécheresse, la longueur est de 15ans. Respectivement, les scenarios Hadcm3 B2 et A2 donnent une période de retour de 8 et 19ans avec une longueur de 20ans et 10ans pour le climat futur.

Mots-clés: sécheresse, changement climatique, climatologie, Afrique de l'Ouest, hydrologie analytique

1 INTRODUCTION

1.1 *Problems*

As in all part of world, the African continent has many problems. These are: economical, environmental, and the most important are water resources. The deficit of water has predisposed the environment to a high level of desiccation and vulnerability (Oyebande, 2001). In Africa, most of the population live due to agriculture, fishing. The first consequence of this deficit of water is the famine and hunger disease. The second consequence is economic. This is very hard for people. Water supply is more difficult to satisfy. Electricity production becomes also more difficult because of low levels in the reservoirs. In regards of these entire elements, it is normal to say that the main source of development is water. Since 1970 in West Africa the rainfall has decreased from the edge of the desert to southern coastal with also a decrease of wet day frequency, the isohyets are parallel to the parallels (Hayward, 1987). The decrease of rainfall introduces installation of the drought. Also the severity and persistence in fact of this phenomenon is so important. It is for these reasons, studies are necessary. Why these phenomena occur, and what would be the immediate consequences for people, their living and safety? In West Africa, the population increase to 3% per annum between 1960 and 2000 (Dietz, 2004). Most of the population is farmer and with decrease of rainfall, they search a territory to make farm. In this case the forest zones are the best territories for immigration. For this, the population expansion is a ratio of cultivators to land (Dennis, 1994). It is true that Africa, particularly West Africa has known a great period of drought. In fact of the decrease of the rainfall on African continent, it is normal to understand if this change would be continuing in future. The anxiety is also the recession of water flow in the major rivers in West Africa.

The most important river, Niger River basin covers 7.5% of the continent and spreads over ten countries (Fa0, 1997). Several socio economic activities take place on this river. Many dams are constructed on this river. Their role in the development of countries situated in West Africa is very important. The negative climate change impact would be a disaster for the people.

Nature is responsible for climate change for certain persons and others think that humans have influenced the environment by production of anthropogenic gases. Many institutes have conducted studies about the probable climatologic impact on environment, health, ocean, economy and water in the future. To understand these changes, datasets are very important.

1.2 *Objectives*

Long term datasets of reconstructed past climate from observations and global circulation models together with scenarios of future climate variability and change under different IPCC emission scenarios have become key tools in regional water resources analysis. In western Africa, these datasets are particularly useful because it is difficult to gain access to hydro climatic observations. Furthermore from the water resources point of view there is a strong north-south gradient in precipitation and general aridity in large countries such as Burkina Faso that extend into sub-Saharan Africa. Mapping of water availability in the past and making predictions for the future has therefore important practical consequences. In this thesis, a new long-term monthly climatology from the CRU (climatic research unit) and Tyndall Centre (UK) over western Africa will be analyzed. With the aim to look at variability in the time series of monthly precipitation, wet day frequency, air temperature, compute drought indexes, and investigate predictions of climate change from GCM data with a focus on shifts in seasonality and regional distributions. The precipitation and air temperature scenarios would help to establish the impact of water resource.

2 DATA AND METHODOLOGY

2.1 Data

Climatic Research Unit (CRU) and Centre Tyndall in England have provided the data. The CRU makes interpolation of observations using kriging methods. They have used the historical data from different meteorological station around the world. The observed grids come from the databases of monthly measurements (Mitchell, 2001). This method of interpolation concerns the baseline (1961-1990) and the time series (1901-2001). All the data are in a regular latitude and longitude grids (Mitchell, 2001). In our case, the size grid is 0.5 degree. The network of stations used by the Climatic Research Unit (CRU) is very dense in certain countries like United States of America, Southern Canada Europe and Japan. But the coverage for southern America and Africa is very weak. The satellite data haven't been used to compare the results.

So only the individual meteorological stations measurements have been used like basic raw data to obtain observed time series (Mitchell, 2001). Twenty percent (25 %) of missing values are admitted. After, the gridded anomalies are added to the well-established 1961-1990 climatology grid (Mitchell, 2004).

2.2 Methodology

The chosen study area is 2°N at the limit of the coast and 20°N as the rainfall during the wet season stop there, which corresponds at the inter tropical front (Griffiths, 1972). The longitudes are 18°W and 10°E. There are daily meteorological data between 3°N and 20°N, between 18°W and 10°E. The available and representative data are between 5°N and 15°N (Sultan & Jacinot, 2004).

Definitively, after the sea grid elimination the south boundary of our study zone is exactly at 3.75°N and the boundary at the north is 18°N because of the meteorological density.

Following the example of Pourtier and others (2001) division, four (4) zones were defined in the study area divided by latitude bands. But with two reasons: density of meteorological stations and frequency of rainfall, one zone was deleted. In this zone there is not much precipitation in term annual value and this band is a transition between the Sahelian and Sahara zones. So the band situated between 18°N and 20°N won't be analyzed.

Table 1: type of climate in function of latitude

latitude	climate	Vegetation	precipitation	Rainfall duration
18°N-20°N	Sahelo-sahara	Steppe	P < 150mm	-
15°N-18°N	Sahelian zone	Savannah	150 < P < 700mm	-
10°N-15°N	Soudanian	Clear forest	700 < P < 1500mm	3 months
2°N-10°N	Guinean	Dense forest	P > 1500mm	6 months

After Pourtier and others (2001)

The main objective of this study is to establish the influence of drought and its persistence. To this end, the estimation of drought parameters has been made by REDIM (Regional drought identification Module). After Arc GIS has been used to edit spatial maps.

But before, trend in series has been identifying with the Mann Kendall test. This method is a non-parametric method with high detection power. Mann Kendall test is used in order to identify trends in time series data. In this study, the Kendall τ -test is used. Let suppose a time series x_t , with ($t = 1, 2, \dots, n$). The Kendall τ -test is computed with intra block methods. The data are defined in blocks or season (Hirsh & Slack, 1984).

Kottegoda (1980) considers that for p numbers of pair observation, we are (x_t, x_j) which induce two constraints: $j > t$; $x_j > x_t$

Under the null hypothesis, random series have the following statistics:

$$z_c = \frac{\tau}{\sqrt{\text{var } \tau}} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{4P}{N(N-1)} - 1 \quad (2)$$

$$\text{Var } \tau = \frac{2(2N+5)}{9N(N-1)} \quad (3)$$

With N is the size of the sample. If N increases the convergence is found rapidly towards a standard normal distribution.

With the significant level α , when $|z_c| > Z_{1-\alpha/2}$ where $Z_{1-\alpha/2}$ is the standard normal variable which is a non exceedence probability $(1-\alpha/2)$, the null hypothesis has to be rejected.

For the identification of drought, two methods have been used: run method and Standard precipitation index Method (SPI).

Run method is a conceptual method in order to estimate drought with annual data. The concept is to use arbitrary threshold value or truncation level (Cancelliere & al, 2009). The threshold is a most frequently method to estimate the beginning and the end of the drought (Lena & al, 2004). The threshold may be assumed as a median or a mean. With the Run method, we can also estimate the duration and the accumulated deficit. Suppose that the time series at a site is h_i ($i= 1, 2, 3, \dots, n$) and the truncation level is h_0 . The difference between the values observes and the threshold gives the negative or positive deviation. Negative deviation are deficits and drought in own context (Cancelliere & al, 2005).

The run method gives:

*drought duration L(s): number of consecutive intervals when the observed values are below the threshold;

*accumulated deficit D(s): sum of the negative deviations;

*drought intensity of ID(s): ratio between cumulated deficit and duration;

If d (i) is the deficit in the interval i: $d(i) = [h_0 - h(i)]$. I [h(i)]

With $I[h(i)] = 1$ if $h(i) < h_0$

$I[h(i)] = 0$ if $h(i) \geq h_0$

The duration of the drought is: $L(s) = i_f - i_i + 1$

With i_f and i_i are such that: $d(i) > 0$ for $i_i \leq i \leq i_f$ and $d(i-1) = 0, d(i_f+1) = 0$

$$\text{Accumulated deficit is: } D(s) = \sum_{i=i_i}^{i_f} d(i)$$

$$\text{Drought intensity is } ID(s) = \frac{D(s)}{L(s)}$$

The threshold can be estimate by $h_0 = h_m - \alpha.S$ with α is an empirical coefficient.

If the drought event is identified with annual data which is stationary the return period can be defined by:

$$T = \frac{1}{P_1.P_0} \frac{1}{P[A]} \quad (4)$$

With $P[h(i) > h_0]$ and $P_0 = 1 - p_1$

“A” is an event which is stationary and independent.

Standard precipitation index is one way to measure drought. It takes account only of the precipitation. It is the difference of precipitation from the mean for a specified time divided by the standard deviation of the observed data. The relation between drought and duration is close and

show how the precipitation is an important variable for SPI method (McKee & al, 1993). For McKee (1993) the SPI gives the possibility to see the scale of evolution of the drought. It could have several severity levels (see table 2). The advantages of SPI are its standardization and the use of different time scales.

Table 2: Drought categories from SPI

SPI	Drought Category
0 to -0.99	Mild drought
-1.00 to -1.49	Moderate drought
-1.50 to -1.99	Severe drought
-2 or less	Extreme drought

Source: (McKee and al., 1993)

To compute the Standard precipitation index on a site, the following steps request:

$$\text{Mean: } \bar{X} = \frac{\sum X_t}{N} \quad (5)$$

$$\text{Standard deviation: } s = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N}} \quad (6)$$

$$\text{Skew: } \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum \left(\frac{X - \bar{X}}{s} \right)^3 \quad (7)$$

$$\text{Log mean: } \ln(\bar{X}) \quad (8)$$

$$U = \bar{X}_{\ln} - \frac{\sum \ln(X)}{N} \quad (9)$$

The mean and U transformations help to calculate shape and scale parameters of gamma distribution.

$$\text{Shape parameter: } \beta = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{4U}{3}}}{4U} \quad (10)$$

$$\text{Scale parameter: } \alpha = \frac{\bar{X}}{\beta} \quad (11)$$

With the different parameter the cumulative probability is:

$$G(x) = \frac{\int_0^x x^{a-1} e^{-\frac{x}{\beta}} dx}{\beta^a \Gamma(a)} \quad (12)$$

If $x = 0$ and the precipitation distribution contain zeros the cumulative probability becomes:

$$H(x) = q + (1-q).G(x) \quad (13)$$

Where q is the probability of zero, $H(x)$ is transformed to the standard normal random variable Z equal to the value of SPI.

3 RESULTS

3.1 Variability of climatology parameters

The comparison between precipitation, temperature and wet day frequency during the period 1901 to 2001 shows a different evolution of those parameters. The precipitation and wet day frequency decrease after 1970. The big drop is around (-2.88) for precipitation and (-2.94) for wet day frequency with index of standardization. This occurs in 1983 for the both. There is quiet close evolution between the precipitation and wet day frequency. Before 1970, the precipitation and the wet day frequency increase practically all time during this period.

The temperature evolution is very different between 1901 and 1970. There are a successive decrease and increase of temperature. The both decreases period are 1901 to 1929 and 1948 to 1970. Moreover, the increase period is between 1930 and 1947. After 1970, the temperature increases gradually (see figure 1). The maximum increase with the temperature is (+2.91) in 1998 according to index of standardization. According to the precipitation and wet day frequency before 1970, West Africa is wetter and after 1970, It's drier (Paturel, 1998; L'Hôte, 2002; Lubès-Niel, 1987). These inter annual variability show the change that occurs in the climate in West Africa. The break in time series occurs for the latitudes 2°N-10°N and 10°N-15°N in 1970 but for the latitudes 15°N-18°N, the break is in 1969.

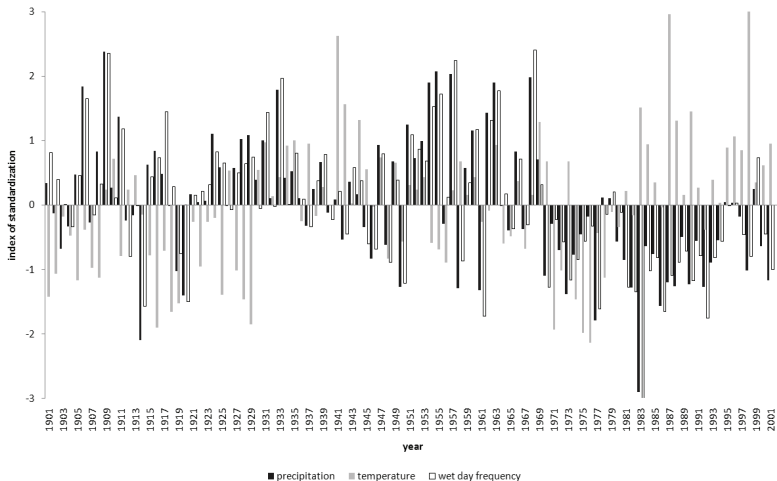


Figure 1: Standardization of precipitation, temperature and wet day frequency (2°N-10°N)

Around 1969 the precipitation for the 3 months (July, September, August) begins to decrease until 2002. Before 1969, the precipitation in majority is increasing. For this period, the precipitation is higher in 1951. Normally July, August and September are the months during which it rains a lot. In addition, the temperature is lower. The temperature decreases for all months for two periods (1916-1929 and 1950-1978). After, the temperature increase during the period from 1979 to 2002. The wet day frequency has the same evolution like precipitation inter seasonal. This similitude is the proof that precipitation amount and wet day frequency are closely related. The variation of the rainfall is not regular in the year. During one hydrology year, the movement of the ITZC has influence on the intensity, duration and length of rainfall. In August there is an excess of rainfall around latitude 11°N and deficit at 15°N of latitude (Morel, 1995).

3.2 Spatial distribution of drought with time series

The divisions of West Africa in different latitude show a high variability in drought statistics. The severe drought expressed is not superior of 10% in all West Africa (2°N-18°N). According to the time scale chosen, latitudes 2°N-10°N has 6.75% of severe drought for 3 months. Also for 6,9,12 and 24 months respectively (7.27%, 8.22%, 8.84%, 7.81%) in the latitudes 15°N-18°N the severe drought appears more (See table 5.1). After 1970 in west Africa there is an apparition of drought from latitude 10°N to 18°N and 3°N to 10°N as Sahel and Guinea zone. The reason of this drought is due to the lower amount rainfall during July, August and September in these zones. (Jenkins, 2001)

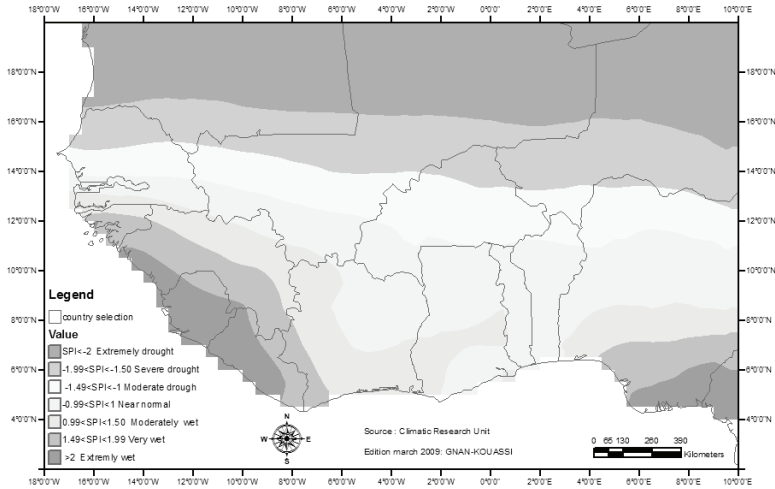


Figure 2: Spatial distribution of drought severity for the time series 1901-2001

3.3 Duration and intensity of drought with times

The maximum duration of drought is at latitudes 15°N-18°N and it is 19 years. The band of latitudes 2°N-10°N and 10°N-15°N have duration of 15 years for the both bands. Singh (2006) confirms the period for drought duration when he divided the West Africa in two groups. The first period is 1972 to 1989 for latitudes 10°N to 18°N and the second period 1977 to 1992 for latitudes 3°N to 10°N (Singh, 2006). With our repartition of the latitudes, the band 10°N-15°N could be considered more close to the first group as it has the same duration maximum of drought (15 years).

The drought intensity is the inverse of the drought duration. The bigger intensity of drought is in latitudes 2°N to 10°N. The value is 189.33 mm / year (see table 2)

Table 2: Duration and intensity concerning different latitudes (time series)

Latitudes	2°N-10°N	10°N-15°N	15°N-18°N
Duration max [years]	15	15	19
Drought Int. [mm/year]	189.33	146.53	68.96

The cumulating of deficit is ordered like the drought intensity. The bigger one is 2303.94 mm in latitudes 2°N-10°N. This apparition of drought in this band is not very new but its persistence

and severity is not known. As we know, the influences of the ITZC and the different wind like Saint Helen, "Harmantan" have a big effect on rainfall intensity and duration.

3.4 Probability density of drought from times series analysis

The probability of deficit (P0) is for the different band of latitudes quasi equal at 50%. This fifty percent is just a probability for each band to have drought with the threshold defined. In this case, the threshold depends on the value of α . With different values of alpha (α), for the same band the probability of deficit decrease and the probability of surplus increase with the increasing of alpha. Therefore, the position of the threshold is very important in the determination of the probability of deficit. In regards of the different probability, West Africa defined by latitudes (2°N-18°N) and longitudes (18°W-10°E) knows a drought, which is variable. In fact West Africa drought depends on the latitude (see table 3).

Table 3: The Probability of deficit [P0] and the probability of surplus [P1] for time series

Alpha [$\alpha = 0$]	Lat 2°N-10°N	Lat 10°N-15°N	Lat 15°N-18°N
Threshold [xo]	1664.45	929.95	268.92
Probability of deficit (P0)	0.50	0.50	0.50
Probability of surplus (P1)	0.50	0.50	0.50

3.5 Return period with time series

Drought return period is calculated differently because each drought has its different period event. By the way, the return period of drought can be expressed in function of the drought length $L \geq l$ or in function of severity $D \geq d$. Shiau and al (2001) defined that the return period of drought length $L = l$ is the interarrival time between droughts if the lengths of this drought is equal or greater than " l ". In this study, drought length will be $L \geq l$. For the calculation of the return period, we take " l " as the maximum duration of drought. (See table 2)

$$T_r(l) = \frac{1}{P_0 P_1 P[L \geq l]} \quad (15)$$

Applying the return period equation it appears that in the latitudes 2°N-10°N, and 10°N-15°N, the return period is 14 years according the drought length 15 years. Moreover, for the latitude 15°N-18°N, it would occur in 11 years according to the drought length of 19 years.

3.6 Future climate scenarios with Hadcm3A2 and B2

The mean of the precipitation for each period decreases from coast to north in latitude for future climate between 2002-2100. So at the 5% significance level, in West Africa the decrease of rainfall would be continue according to the Scenario A2 and B2, except the band of latitude 10°N-15°N where there is no trend with scenario B2 (see Table 4)

Table 4: Trend for the different selected periods in function of the latitudes

Latitudes	Variables	Time series (1901-2001)	Scenarios Hadcm3 A2 (2002-2100)	Scenarios Hadcm3 B2 (2002-2100)
2°N - 10°N	\bar{P} (mm)	1664	1974	1808.
	Zc	-3.83	6.27	5.39
	Tau	-0.25	0.42	0.36
10°N - 15°N	\bar{P} (mm)	930	1035	907
	Zc	-3.32	2.08	-1.52
	Tau	-0.22	0.14	-0.10
15°N - 18°N	\bar{P} (mm)	269	216	172
	Zc	-2.79	-4.15	-6.18
	Tau	-0.18	-0.28	-0.42

The severity of drought is variable in time and latitude. There are big changes in the percentage. According Hadcm3 A2 and B2 scenarios, the latitude 15°N-18°N has the small value of severe drought percent. For 10°N-15°N the category of drought is around 7.25% of severe drought in 3 months for A2 and 6.32% of severe drought for B2 for the same time scale. The changes continue in year. With 12 months of time scale, the most variation is again in band 10°N-15°N where there is 9.18% and 7.73% for severe drought respectively for scenario B2 and A2.

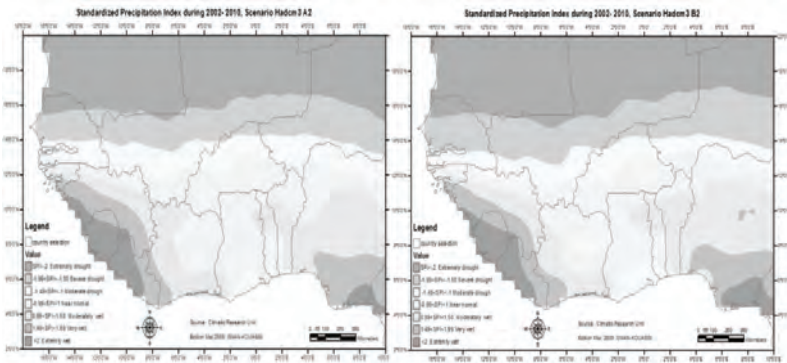


Figure 3: Spatial distribution of drought severity for scenarios Hadcm3 A2 and B2

For the different scenarios, severity of drought progress in latitudinal band between 14°N and 16°N with severe drought. Ghana and Togo coast are marked by an apparition of moderate drought with Hadcm2 A2 and B2. But with scenarios B2, all the coast of the two countries is in drought. Also a large apparition in latitudinal occurs at 8°N in the east of Côte d'Ivoire (see Figure 3). For the different zone of latitude probability of deficit (P0) is 50%. These bands are latitude 2°N-10°N and 10°N-15°N for the both scenarios. The length is one the main element in the estimation of drought probability. Drought length is generally exponentially distributed. For all defined bands, the scenarios and the time series, probability decrease and are quite similar. The return period increase in function of the latitude. But for the scenarios B2, the situation is different. For the scenario B2 and at latitudes 10°N-15°N, the return period is 20 years. This return period is higher in at the others latitude bands.

4 DISCUSSION

4.1 Precipitation variability

The band 8°N-12°N is a transition zone between Soudan-sahelian and Sahel zone, it for that reason that rainfall here is lower (Nicholson, 1981). And the deficit in this zone is around 5%.The drop of the rainfall by band is 3.41% , 5.72%, 9.5% respectively for 2°N-10°N,10°-15° and 15°-18°N of latitude. According to the scenario Hadcm3 A2, rainfall will continue to decrease for the band of latitude 2°N-10°N and 10°N-15°N until 2044 in term of anomalies (see Figure 4). And after the rainfall would increase for the latitude 2°N-10°N but for 10°N-15°N, this increasing would be followed by period of decrease after 2070. Latitude 15°N-18°N knows a simultaneous period of increasing until 2019 and also in this period 2048-2070. For this period 2019-2048 and, from 2070 to 2100, are period of decreasing. These calculations of variability for the scenarios have been done by standardization. The hadcm3 B2 scenarios show the same or quite period and evolution concerning the precipitation.

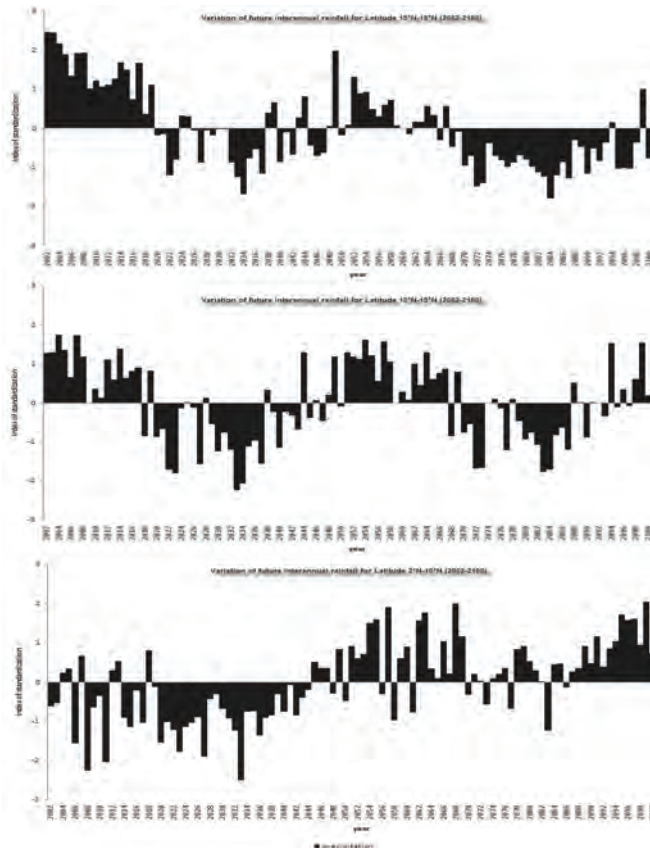


Figure 4: Variability of future rainfall with scenarios Hadcm3 A2 for different latitudes (2°N-10°N, 10°N-15°N, 15°N-18°N) during 2002-2100.

4.2 Persistence and Severity of drought in west Africa

Shanahan (2009) find that West African drought persistence and Atlantic sea surface temperatures are related. According to his research the severe interval of drought in West Africa is due to monsoon which is influence by the SSTs. He considers that the drought would continue as the Atlantic sea surface temperatures continue to be negative in term of anomalies.

The rainfall seasonal variation in future found with scenarios Hadcm3 A2 and B2 confirm drought continuity. The months of July, August and September are influenced by the rainfall reduction. Latitude 10°N-15°N is the band in which there is the most decreasing of rainfall in term of percent. Both scenarios Hadcm3 A2 and B2 give respectively (-41.58%), (-38.15%) of decreasing. These three months (July, August and September) follow a decreasing with the other band of latitude (see table 5).

Table 5: Average variation in percentage of rainfall seasonal compare to baseline

Scenarios Hadcm3	Lat 2°N-10°N		Lat 10°N-15°N		Lat 15°N-18°N	
	A2	B2	A2	B2	A2	B2
Rainfall seasonal Variation (%)	-37.74	-31.63	-41.58	-38.15	-31.91	-28.11

Spatial distribution of JAS (July, August, and September) precipitation shows the decreasing of rainfall. The distribution is not in latitudinal but progress from the north-east to the south-west of West Africa. Several countries are concerned by this continuity of drought in the rainiest months (JAS). These countries are Niger, Chad, North of Nigeria, Benin, Burkina and the North of Ghana (see Figure 5).

In monthly precipitation, the anomalies are negative in August, and September in latitudes band of 10°N-15°N respectively (-2.64,-1.98) and for 15°N-18°N, it is (-2.87) in August during 2002-2100. In latitude 2°N-10°N, rainfall anomalies are positive for all the three months (July, September and August) during 2002-2100.

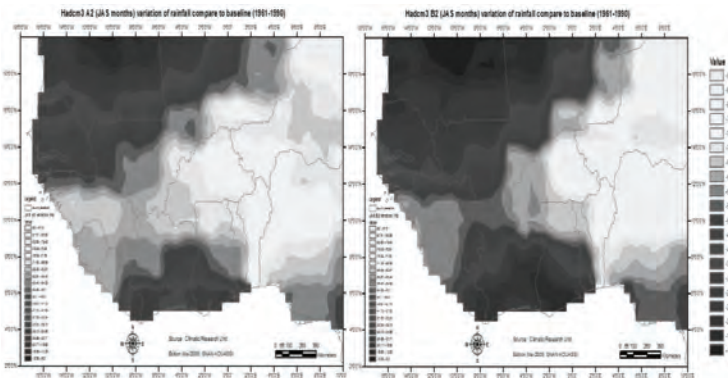


Figure 5: Variation in percentage of JAS rain compare to baseline (BL)

4.3 Influence of the ENSO and NOA on West Africa drought

Between 10°N-20°N, the reduction of monsoon effect on rainfall is 40% of variance. This result was obtained by application of linear regression analysis and principal component analysis. Sea surface temperature in equatorial Indian Ocean has a positive trend which is quite close in terms of signal of the negative rainfall trend observed between the band of latitude 10°N to 20°N

(Giannini & al, 2003). The feature of the west Africa monsoon that induce the position of the ITCZ at 4°N in winter and 18°N in summer is linked to changes in Atlantic circulation (Shanahan, 2009). Different points of view are possible. With their simulations Janicot and al (1998) have found that the ENSO warm events have an effect on the West African rainfall in summers, mostly around 15°N-18°N. The SSTs relationship with drought in Sahel zone has already been shown, and with the correlation between SSTs and eastern equatorial Pacific negative patterns, Palmer and al (1992) focused on the link between ENSO events and West Africa drought events in summers. They found a specific dynamics at interannual time scale. In other studies scientists didn't find a big correlation with 5% significance level in local studies when they searched for correlation between the southern oscillation index and West Africa drought. According to Joly and al (2009), the dynamical process of the remote influence of ENSO on the West African monsoon (WAM) is not clear and well determined. But with decaded data especially in July, August and September, he finds a relationship between West Africa Monsoon in boreal summer and the peak of ENSO in autumn. According to Lamb (1992), NOA has a big role in seasonal and interannual variability in rainfall. As the SSTs is the main factor for the rainfall at the coast and the SSTs and NOA are linked, he concludes there may be a big impact of NOA on rainfall amount in West Africa.

5 CONCLUSION

The installation of drought after 1970 is due to the monsoon variability. This fluctuation reduces the annual rainfall amount. Seasonal variability is in relation with the movement of ITCZ. Also, interannual fluctuations during the hydrological year are caused by the displacement of ITCZ. Rainfall is variable, also its intensity and duration. It is therefore useful to study its statistical distribution (Morel, 1995). August is the month in which there is an excess of rainfall but this month is also influenced by drought intensity, duration and length.

The most severe drought for the 3 months (JAS) occurs in latitude 2°N-10°N with 6.75%. The severe drought follows the latitudinal apparition. The bigger intensity of drought is around 189.33 mm / year in 2°N-10°N and 10°N-15°N with a probability of drought equal to 0.29 during 15 years. The return period estimated is 14 years with a length of 15 years. The different scenarios Hadcm3 A2 and B2 show a decreasing of precipitation compare to baseline. A new spatial distribution of precipitation with scenarios is found. This zonal distribution of precipitation and temperature is not latitudinal. With a significant level of 5% and non exceedence of 95%, West African rainfall continues to decrease in latitude 10°N-15°N band of latitude with scenarios Hadcm3 A2 and B2. Spatial distribution of drought is around 10% of severe drought for the both scenarios. The band of 10°N-15°N has the most severe probability of drought. According to scenarios results, drought intensity decreases in function of latitude for both scenarios from the coast to north. The probability of deficit (P0) is around 50% for all latitudinal bands. The longest droughts are 20 years in length in latitude 10°N-15°N for scenario Hadcm3 B2. The Hadcm3 scenarios show a continuity of drought seasonally. The average of rainfall amount for the 3 months (July, August and September) decrease with (-41.58%) and (-38.15%) respectively for A2 and B2 scenarios in latitude 10°N-15°N. Correlation make with SSTs in 1998 by Janicot gives a clear argument concerning rainfall decreasing and the installation of drought between 5°N-15°N for latitude in July and August.

6 REFERENCES

Adefolalu, D. (1983). Monsoon Onset in west africa application of satellite Imagery. archives for meteorology, geophysics, and bioclimatology, pp. 219-230.

- Bationo, A. (2006). Africa soils: Their productivity and profitability of fertilizer use. 29p. Nigeria.
- Bongers, F., Parren, M. P., & Traoré, D. (2005). Forest climbing plants, diversity, ecology and Management. Science .273p.
- Cancelliere, A., & al. (2009). Coping with drought Risk in Agriculture and Water Supply Systems. 320p
- Cancelliere, A., & al. (2005). Regional drought identification module. 43p.
- Casenave, A., & Valentin, C. (1989). Les Etats de surface, influence sur l'infiltration. 229p. Paris.
- Charney, J. G. (1975, April). Dynamics of desert and drought in the sahel. Quarterly journal of the royal meteorological society , 101 (428), pp. 193-202.
- Dennis, C. D., & Gregory, J. W. (1994). African population and Capitalism: historical perspectives. 304p. University of Wisconsin.
- Dietz, J. A., Rubenau, R., & Verhagen, A. (2004). Population Dynamics: an important intervening variable environment and policy. Earth and environmental science , 39, pp. 79-92.
- Dubreuil, P., Chaperon, P., & Guiscafre, J. (1972). Recueil des données de base des bassins représentatifs expérimentaux de l'office de recherche scientifique et technique outre mer:1951-1969. 916p.
- Fao. (1983). Integrating crops and livestock in West Africa. Animal production and health paper , 4, 112p .
- Fao. (1997). Irrigation potential in Africa. a basin approach land and water , 4.
- Giannini, A., Saravanan, R., & Chang, P. (2003). Oceanic forcing of sahel rainfall on interannual to interdecadal time scales. Sciences , 302 (5647), pp. 1027-1030.
- Griffiths, J. (1972). Climates of Africa in world survey of Climatology (Vol. 10). New-York: Elsevier.
- Grist, J., & Nicholson, S. (2001). A study of dynamic factors influencing the rainfall variability in the west African Sahel. Journal of Climate , pp. 1337-1359.
- Hayward, D., & Oguntinyinbo, J. (1987). Climatology of west Africa, 271p.
- Hirsh, R., & Slack, J. (1984). Non parametric trend test for seasonal data with serial dependence. Water Resources Research , pp. 727-732.
- Hunt, B. (2000). Natural climatic variability and sahelain rainfall trends. Global and planetary change , pp. 107-131.
- IPCC. (2000). Special report on emission scenarios. cambridge university press, 570p.
- Jacinot, S. (1992). Spatiotemporal variability of west Africa of west Africa Rainfall. Part I Regionalization and typings. Climate journal , 5 (5), pp. 489-497.
- Janicot, S., Harzallah, A., Fontaine, B., & Moron, V. (1998). West african Monsoon Dynamics and Eastern Equatorial Atlantic and pacific SST Anomalies (1970-1988). journal of climate , pp. 1874-1882.
- Jenkins, G. (2001). The challenge of modeling climate variability and change in West Africa pp. 263-286.
- Joly, M., & Voldaire, A. (2009). Influence of ENSO on the West Africa Monsoon: Temporal Aspects and Atmospheric Processes. Journal of Climate , pp. 3193-3210 .
- Lamb, H. H. (1995). Climate, History and the modern world, 433p.
- Lamb, P. J., & Pepler, A. R. (1992). Further case studies of tropical Atlantic surface atmospheric and oceanic patterns associated with sub-Saharan drought. Journal of Climate (5), pp. 476-448.
- Lamb, P. (1978). Large scale tropical Atlantic surface circulation patterns associated with Sub-saharan weather anomalies. Tellus , vol.30, pp. 240-251.
- Leclercq, j.-C. (1945). Structure et relief de l'Afrique occidentale (Vol. 20), pp. 149-172. Les études Rhodaniennes.
- Lena, M., & al. (2004). Hydrological drought processes and estimation methods for streamflow on groundwater. 579p, Elseviers.
- Mahé, G. (2001, April). Trends and discontinuities in regional rainfall of west and central Africa:1951-1989. Hydrological sciences journal , 46 (2), pp. 211-226.

- McKee, T., & al. (1993). The relation of duration of drought frequency and duration to time scale. 8th conference on applied climatology, (pp. 179-184). California.
- Moreau, P. j. (2006). Un pasteurien sous les tropiques. 233p, (l'Harmattan, Ed.)
- Morel, R. (1995). la secheresse en Afrique de l'ouest. revue géographique de Lyon , 70 (3), pp. 215-222.
- Nicholson, E. (1999). An analysis of recent rainfall conditions in West Africa, including the rainy seasons of the 1997 el niño and the 1998 la niña years. journal of climate , pp. 2628-2638.
- Nicholson, E. (1981). Rainfall and Atmospheric circulation during drought periods and wetter years in west Africa. Mon. Weath. Rev. , pp. 2191-2208.
- Niel, H., & al. (2005). spatial and temporal variability of journal rainfall in the lake chad basin during the 20th century. Hydrological sciences journal , pp. 223-243.
- Orange, D. (1993). Geochemical assessment of atmospheric deposition including harmattan dust in continental west africa. IAHS , pp. 303-312.
- Oyebande, L. (2001). Water problems in Africa. How can the science help? Hydrological sciences journal , 46 (6), pp. 947-962.
- Pourtier, R. (2001). Afrique Noire (carré-géographique ed.). 255p, Hachette.
- Pouyaud, B. (1987, August). variabilité spatiale et temporelle des bilans hydrique de quelques bassins versants de l'Afrique de l'ouest en liaison avec les changements climatiques. 16, pp. 447-461.
- Shanahan, T. M., Overpeck, J. K., & Anchakaitis, k. J. (2009, April). Atlantic forcing of persistent drought in West Africa. Sciences , 324 (5925), pp. 377-380.
- Shiau, J., & Shen, H. (2001). Recurrence analysis of hydrology droughts of differing severity. J. Water Ressource , 127 (1), pp. 30-40.
- Singh, M. (2006). Identification and assessing drought Hazard and Risk in Africa, 37p.
- Sonuga, J. (1977). Hydrological aspect of the drought event in Nigeria 1972-1973. hydrological sciences , XXII (4), pp. 487-502.
- Sonuga, J. O. (1977). Hydrological aspects of the drought event in Nigeria. Hydrological Sciences Bulletin , pp. 487-502.
- Steenoft, M. (1988). Flowering plants in west africa, 344p.
- Sultan, B., & Janicot, S. (2004, decembre). Mise en place de la Mousson et variabilité intra saisonnière de la convectoin. Secheresse , 15 (4), pp. 321-330.
- Sultan, B., & Janicot, S. (2000). Abrupt shift of the ITCZ over west africa and intra-seasonal variability. Geophysical research letters, pp. 3353-3356.
- Wilhite, D. (1993). Drought assessment, management and planning: Theory and case studies, 293p.

Untersuchungen zur Optimierung der Ausgestaltung von Murgang-Retentionsräumen anhand des Wildbachs Bruchji

Optimisation de l'aménagement des zones de rétention de laves torrentielles à partir de l'exemple du Bruchji

Fredy Heinzmann

Ingenieurbüro Teyssière & Candolfi AG, CH-3930 Visp

ABSTRACT: The protection concept of the Bruchji torrent near Blatten / Naters VS includes a deflection dam as well as a construction to deviate debris flows. Major debris flow events should be directed to the space between the Bruchji and the dike and be deposited there. The present studies depict with the help of a numerical 2D software how the debris flow propagate and stop in the retention area. By means of modelling the topography of the deposition area it is investigated how to design it and to gain an optimal deposition of the detritus and to minimize the detritus management costs.

RESUME: Le concept de protection du torrent du Bruchji à Blatten / Naters VS inclut une digue de déviation et un ouvrage pour dévier des laves torrentielles moyennes et grosses. L'espace naturel entre le Bruchji et la digue est prévue comme dépotoir pour le charriage des laves torrentielles déviées. Le but du travail présent-ci est de démontrer avec l'aide d'un modèle numérique 2D si et comment les laves torrentielles se répandent et arrêtent dans la zone de dépôt. On cherche un maximum et une optimale répartition des sédiments en adaptant le terrain pour minimiser les coûts d'entretien en cas d'évènement.

ZUSAMMENFASSUNG: Das Schutzkonzept des Bruchji in Blatten / Naters VS beinhaltet ein Leitdamm und ein Murgangausleitbauwerk. Grössere Murgänge sollen in den zwischen dem Bruchji und dem Leitdamm gelegenen natürlichen Ablagerungsraum gelenkt und abgelagert werden. Die vorliegende Arbeit zeigt mit Hilfe eines numerischen 2D-Modells auf, ob und wie sich die Murgänge im Ablagerungsraum ausbreiten und zum Stillstand kommen. Mittels Anpassungen des Terrains wird untersucht, wie der Retentionsraum ausgestaltet werden kann, um eine optimierte Ablagerung der Murgänge zu erzielen und die Bewirtschaftungskosten zu minimieren.

1 EINLEITUNG

Das vorliegende Dokument ist die Zusammenfassung einer Diplomarbeit betreffend den Wildbach Bruchji in Blatten bei Naters / VS. „Z Bruchji“ ist bekannt für Murgänge. Der Bach ist aktuell gegen Blatten hin eingedämmt. Ein Schutzkonzept sieht einen zweiten Damm (bereits gebaut) und ein Ausleitbauwerk (in Testphase im Labor) vor, um grössere Murgänge in den reaktivierten natürlichen Ablagerungsraum zwischen Damm und Bruchji zu lenken und dort zu stoppen. Hauptziel der vorliegenden Arbeit ist es, mittels numerischen Simulationen das Ablagerungsverhalten von Murgängen im Retentionsraum zu untersuchen. Dazu werden Möglichkeiten (Variation der Makrorauigkeit) gesucht, den Ablagerungsraum so zu gestalten, dass dort möglichst viel Geschiebe abgelagert wird.

2 DER WILDBACH BRUCHJI

Das Einzugsgebiet des Bruchji misst eine Fläche von 4.3 km² bis Blatten. Bei Rischinen (1'450 m ü.M.), in der Nähe von Blatten, hat der Bach im Verlauf der Zeit einen intermediären Murkegel geschaffen (vgl. Abbildung 1 links). Zahlreiche Murgangspuren wie verlassene Gerinneabschnitte, Levées und Murköpfe beweisen, dass sich der Wildbach im Bereich des Kegels

bei Murgangereignissen immer wieder neue Abflusswege gesucht hat. Dabei wurde auch das Dorf Blatten von Übermürungen und Überschwemmungen betroffen.

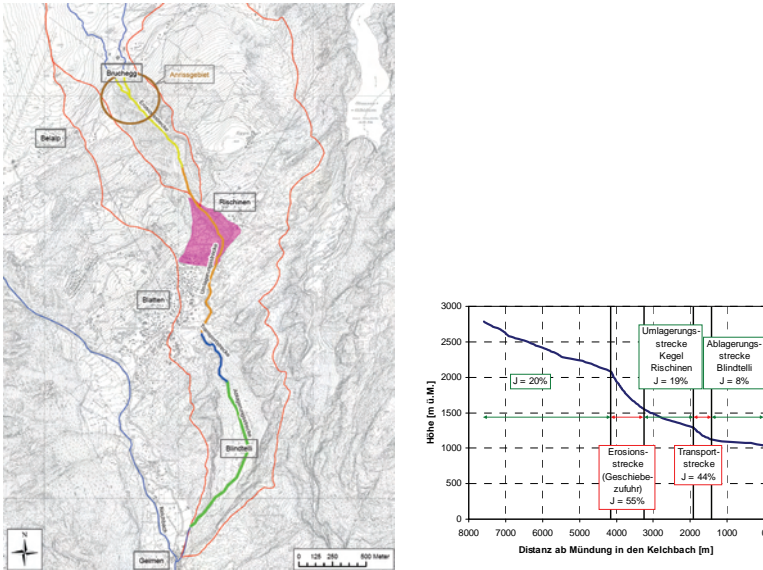


Abbildung 1. Links: Das Einzugsgebiet des Bruchji zwischen der Belalp und Geimen. Rechts: Längenprofil des Bruchji von der Quelle bis zur Mündung in den Kelchbach

Auslöser von Murgängen sind Gewitter, bei welchen, verstärkt durch die lokale Topographie, mitunter grosse Niederschlagsintensitäten mit Hagel erreicht werden können. Die beiden letzten Ereignisse von 1995 (Geschiebeumsatz: 25'000 – 30'000 m³) und 2001 (10'000 – 11'000 m³) belegen dies. Das für Murgänge nötige Geschiebe stammt aus dem Sackungsgebiet unterhalb des Brucheggs (1'700 – 2'000 m ü.M.) bei der Belalp (vgl. Abbildung 1). Auch die dritte Voraussetzung für das Auftreten von Murgängen, ein genügend grosses Gefälle im Bereich des Murganganrissgebiets, ist gegeben, wie aus dem Längenprofil (vgl. Abbildung 1 rechts) ersichtlich ist.

Die im Bruchji auftretenden Abflussprozesse sind vielfältig. Es ist von voll ausgebildeten Murgängen die Rede (Odilo Schmid AG, 2003). Andere Arbeiten (Bollschweiler et al., 2007) schliessen, dass die Murgänge des Bruchji oft einen hohen Wasseranteil aufweisen, also zu hyperkonzentriertem Abfluss tendieren. Aufgrund der Steilheit des Murkessels darf vermutet werden, dass die Murgänge des eher granular sind als viskos. Somit können im Bruchji grundsätzlich verschiedenartige Abflussprozesse auftreten.

Wie bereits in der Einleitung erwähnt, existiert für das Bruchji ein Schutzkonzept, welches zum Teil bereits ausgeführt ist. Der neu errichtete Leitdamm, sowie weitere lokale Anpassungen des Gerinnes haben das Schutzdefizit bereits deutlich gesenkt. Weiter ist ein Murgangausleitbauwerk vorgesehen, welche mittlere und grössere Murgänge gezielt in den zwischen dem Bruchji und dem Leitdamm gelegenen Abschnitt lenken und stoppen soll. Damit kann die Sicherheit weiter erhöht werden (vor allem die Beherrschung des Überlastfalls). Das gesamte Dispositiv soll aber auch die Bewirtschaftungskosten nach einem Ereignis minimieren. Das heisst, das abgelagerte Material der ausgeleiteten Murgänge sollte möglichst unberührt belassen werden können, ohne dass sich die Gefahrensituation nennenswert verschlechtert. Bereits vor

dem Schutzkonzept wurde ein im Kegelbereich ein Geschiebesammler errichtet, mit einer Kapazität von $12'000 - 14'000 \text{ m}^3$.

3 MURGÄNGE

Murgänge sind Wasser-Sediment-Gemische, welche sich aufgrund der Schwerkraft in Wildbächen und Hängen talabwärts bewegen. Takahashi (2007) definiert Murgänge als ein fließendes Wasser-Feststoff-Gemisch, mit dem Abflussverhalten eines einphasigen Gemischs, angetrieben durch die Schwerkraft, welches infolge der vergrößerten und mit Wasser oder Schlamm gefüllten Leerräume hohe Geschwindigkeiten erreicht. Eine klare Abgrenzung zwischen Murgängen und anderen von der Schwerkraft ausgelösten Wasser-Sediment-Bewegungen wie hyperkonzentriertem Abfluss und Erdbeben ist nicht in jedem Fall möglich.

Murgänge weisen eine hohe Abflussspitze auf (typische Grössenordnung: $100 \text{ m}^3/\text{s}$), dauern oft nur wenige Minuten und weisen einen hohen Feststoffgehalt auf (typischer Wert: 50 Volumenprozent). Murgänge entwickeln oft eine ausgeprägte Front, an welcher die grössten Blöcke transportiert werden und der Abfluss am höchsten ist. Murgänge können viskoser oder granularer Natur sein. Viskos bedeutet zähflüssig; die entsprechenden Ereignisse weisen einen hohen Feinanteil auf und gleichen fließender Lava.

Takahashi (2007) unterscheidet zwischen Murgangentstehung im Gerinne, Murgängen als Folge von Rutschungen (bei genügender Wasserzufuhr) und Murgängen als Folge von Dammbrüchen.

Das wichtigste Kriterium bei der Ablagerung von Murgängen ist das Gefälle. Einen gewissen Einfluss haben auch die Fliesseigenschaften von Murgängen: Viskose Murgänge fließen tendenziell weiter als granulare.

Das Fließ- und Ablagerungsverhalten wird oft mit den Gesetzen und Ansätzen der Rheologie beschrieben, ebenso wie das Ablagerungsverhalten. Dabei wird das Medium (hier der Murgang) als Einphasengemisch behandelt. Dies entspricht der Natur von viskosen Murgängen, aber nicht der von granularen. Das Konzept der Rheologie ist ein wichtiger Bestandteil des in dieser Arbeit verwendeten numerischen Programms FLO-2D. Deshalb wird im nächsten Abschnitt etwas näher darauf eingegangen.

Die Rheologie ist die Lehre über die Fliesseigenschaften von Fluiden. Fluide sind Stoffe, welche in der Lage sind zu fließen, also grundsätzlich alle Flüssigkeiten und Gase. Die Fliesseigenschaften von Fluiden werden durch die *Scherrate* ($\dot{\gamma}$) und die *Schubspannung* (τ) festgelegt. Die Scherrate ist die Abflussgeschwindigkeitszunahme zwischen dem Boden und einer bestimmten Abflusshöhe (h_{scher}) des fließenden Stoffs (Scherzone). Die Abflussgeschwindigkeit in Sohlennähe ist gleich null, steigt bis zu einer bestimmten Höhe (h_{scher}) an und bleibt bis zur Oberfläche konstant (vgl. Fig. 2a). Es gilt:

$$\dot{\gamma} = \frac{v}{h_{\text{scher}}} \quad [1/\text{s}]$$

Dabei sind:

v: Abflussgeschwindigkeit [m/s]

h_{scher} : Mächtigkeit der Scherzone [m]

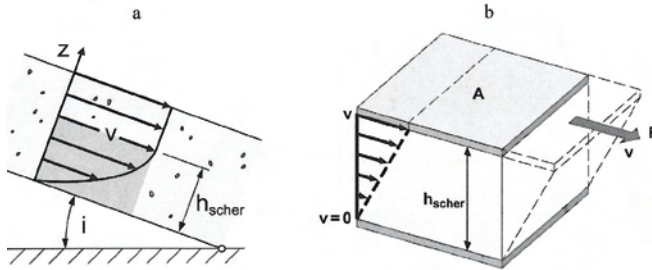


Abbildung 2. Geschwindigkeitsverteilung und Scherzone innerhalb eines Murgangs zur Bestimmung der rheologischen Parameter $\dot{\gamma}$ und τ nach Schatzmann (2004)

Die Scherzone basiert auf dem schematischen 2-Plattenmodell (vgl. Abbildung 2b), welches zur Definition der rheologischen Grundgrößen $\dot{\gamma}$ und τ verwendet wird (Schatzmann, 2005). F ist die nötige Kraft, um die obere Platte einer bestimmten Fläche A mit der Geschwindigkeit v zu bewegen, in Abhängigkeit des zwischen den Platten befindlichen Fluids. Die Schubspannung wird gemäss dem 2-Plattenmodell wie folgt definiert:

$$\tau = \frac{F}{A} = \rho \cdot g \cdot h \cdot \sin(i) \quad [\text{Pa}]$$

Dabei sind:

F: Nötige Kraft, um die obere Fläche A mit der Geschwindigkeit v zu bewegen [N]

ρ : Fluid- (Murgang) dichte [kg/m³]

g: Erdbeschleunigung [m/s²]

i: Sohlenneigung [-]

Das rheologische Verhalten von Fluiden wird oft mittels des Zusammenhangs zwischen Schubspannung (τ) und Scherrate ($\dot{\gamma}$) beschrieben (Deformationsgeschwindigkeit η):

$$\eta = \frac{\dot{\gamma}}{\tau} \quad [1/(\text{Pa}\cdot\text{s})]$$

Für Murgänge wird oft folgendes vereinfachtes rheologisches Modell angewendet, das Bingham Modell. Der Grenzscherstress τ_c (Flie遡grenze) muss überwunden werden, damit sich das Fluid in Bewegung setzen kann.

$$\tau = \tau_c + \mu_B \cdot \dot{\gamma} \quad [\text{Pa}]$$

Dabei sind:

μ_B : Binghamviskosität [Pa·s]

τ_c : Kritische Schubspannung [Pa]

Im vorliegenden Fall ist das Fluid das Wasser-Feststoff Gemisch von Murgängen. Es wird der Theorie entsprechend als eine Phase behandelt. In der Natur trifft dies nur auf viskose Murgänge zu, aber nicht auf granulare. D.h. mit dem Modell der Rheologie können prinzipiell nur viskose Murgänge beschrieben werden. Die Resultate müssen dann so interpretiert werden,

dass sie nur den viskosen Anteil des Murgangs, das heisst das Porenwasser mit den feineren Sedimenten, repräsentieren, nicht aber das Geschiebe.

Die Liste an Murgangschutzbauwerken ist lang. Auf einzelne Bauwerke kann hier nicht eingegangen werden. Grundsätzlich können folgende drei Ansätze unterschieden werden:

- Durchleiten von Murgängen
- Ausleiten von Murgängen
- Aufhalten von Murgängen im Gerinne

4 MODELLVERSUCHE AUSLEITBAUWERK

Das Murgangausleitbauwerk ist neben dem bereits errichteten Leitdamm das zweite wichtige Element des Schutzkonzepts. Das Bauwerk ist eine so genannte Murenbremse. Das Bauwerk besteht aus einem Gitter aus Eisenelementen, welches auf zwei Leitmauern installiert ist. Grössere Murgangabflüsse fliessen auf das Gitter auf. Das Wasser wird drainiert, die mittleren und grösseren Blöcke, welche bevorzugt an der Front transportiert werden, bleiben auf dem Gitter liegen und bilden eine Blockade. Nachfolgende Abflüsse werden zur Seite abgelenkt. Ein Beispiel einer Murenbremse steht im Dorfbach in Randa VS

Bevor das Murgangausleitbauwerk realisiert wird, müssen für eine ganze Reihe variabler Grössen Werte festgelegt werden:

- Position des Bauwerks
- Dimensionen des Bauwerks (Breite, Höhe, Länge, Gitterabstand)
- Gestaltung des Ausleitbereichs

Damit eine möglichst optimale Lösung zur Ausleitung der Murgänge erzielt werden kann, wurde das Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) der EPF Lausanne damit beauftragt, physikalische Modellsimulationen durchzuführen. Die Laborversuche sind zurzeit am Laufen. Dabei werden zwei verschiedene Bauwerk-Positionen getestet. Es werden Reinwasser-, Murgang-, und Schlammstromsimulationen durchgeführt. Die simulierten Murgänge sind von granularen Typ, während die Schlammstromversuche viskos sind.

5 METHODEN

5.1 FLO-2D

Das für die numerischen Simulationen verwendete Modell heisst FLO-2D und wurde von Jim S. O'Brien 1993 entwickelt. Nachfolgend einige Eigenschaften der Software.

Das Programm ist ein rasterbasiertes Modell mit einheitlichen quadratischen Elementen. Es erlaubt die zweidimensionale Modellierung von Reinwasser- und hyperkonzentrierten Abflüssen über Land, sowie die Modellierung von niedrig und hoch konzentrierten feinmaterialreichen Murgängen. Auch die eindimensionale Simulation von Gerinneabflüssen ist möglich.

Als Eingabeparameter werden ein digitales Geländemodell zum Aufbau der Rasterelemente (Position (x/y), Höhe (z)), eventuell die Gerinnegeometrie und -rauigkeit (n), Informationen über die Geländeoberfläche, die rheologischen Eigenschaften des Wasser-Feststoff-Gemischs in Abhängigkeit von der volumetrischen Feststoffkonzentration benötigt. Weiter muss eine Abflussganglinie eingegeben werden.

Zur Beschreibung des Fließverhaltens von (viskosen) Murgängen wird das quadratische rheologische Modell (vgl. Kapitel 3) verwendet. Berücksichtigt werden die Kontinuitäts- (Massenerhaltung) und die Bewegungsgleichungen. Diese kommen in der folgenden Gleichung zum Ausdruck:

$$S_f = \frac{\tau_c}{\rho \cdot g \cdot h} + \frac{F_{lam} \cdot \mu_{B,FLO-2D} \cdot v}{8 \cdot \rho \cdot g \cdot h^2} + \frac{n_{man}^2 \cdot v^2}{h^{4/3}} \quad [-]$$

Dabei sind:

F_{lam} : Laminarer Fließwiderstand [-]

$\mu_{B,FLO-2D}$: Modellspezifischer FLO-2D-Binghamparameter [Pa·s]

n_{man} : Fließwiderstand nach Manning. Dieser wird anstelle des turbulent-dispersiven Parameters ζ eingesetzt, da letzterer rheometrisch nicht bestimmt werden kann. [s/m^{1/3}]

Damit die aus den Grundgleichungen resultierende Gleichung zum Reibungsgefälle gelöst werden kann, sind Angaben zur Grenzschubspannung (τ_c) und zur Bingham Viskosität ($\mu_{B,FLO-2D}$) nötig. Falls, wie hier, keine rheologische Analyse des Murgangmaterials bereit steht, empfiehlt O'Brien (2006) dazu folgende empirische Gleichungen:

$$\tau_c = \alpha_2 \cdot e^{(\beta_2 \cdot C_v)} \quad [\text{Pa}]$$

$$\mu_{B,FLO-2D} = \alpha_1 \cdot e^{(\beta_1 \cdot C_v)} \quad [\text{Pa·s}]$$

Dabei sind:

C_v : Volumetrische Feststoffkonzentration

α , β : Koeffizienten

5.2 Bestimmung der rheologischen Parameter

Die Rheologie muss anhand der vor Ort existierenden Murgangspuren abgeleitet werden. Schatzmann (2004) beschreibt eine entsprechende Methodik und verweist dabei oft auf Coussot (1996).

6 RESULTATE

Die erste Aufgabe ist es, für alle Eingabvariablen realistische Werte zu finden. Es sind dies Murgangdauer, Abflussspitze, Feststoffkonzentration, Rheologie.

Nach Sichten der zur Verfügung stehenden Unterlagen sowie Feldbegehungen wurde ein Referenzmurgang definiert mit folgenden Eigenschaften:

- Dauer: 6 Minuten
- Abflussspitze: 220 m³/s
- Feststoffkonzentration: 45%
- Geschiebefracht: 18'000 m³

Bei der Ermittlung der rheologischen Parameter wurde entsprechend der in Kapitel beschriebenen Methodik vorgegangen. Grundlage dafür ist die Arbeit von Bollschweiler et al. (2007) sowie Feldbegehungen. Als Vergleich wurden zusätzlich die rheologischen Parameter aus anderen Arbeiten hinzugezogen. Für den Referenzmurgang wurden schliesslich folgende rheologische Parameter ermittelt:

- Grenzscherubspannung = $\tau_c 4'000 \text{ Pa}$
- Modellspezifischer FLO-2D Bingham Parameter $\mu_{B,FLO-2D} = 1.6 \text{ Pa}\cdot\text{s}$

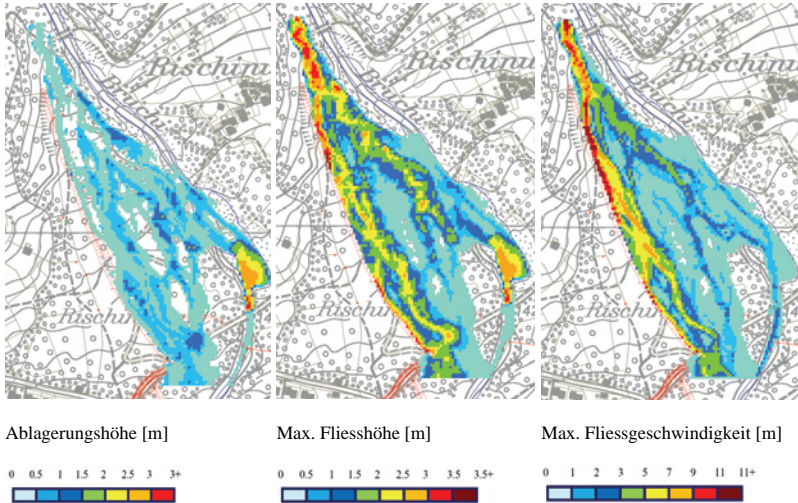


Abbildung 3. Resultate des Referenzmurgangs

Im nächsten Schritt werden die Resultate validiert, indem die Simulationen hinsichtlich Plausibilität und den im Feld beobachteten Murgangspuren übereinstimmen. Abbildung 2 zeigt die Resultate des Referenzmurgangs. Links ist die Ablagerungshöhe bei Simulationseende dargestellt, in der Mitte die maximale Fliesshöhe und rechts die maximale Fliessgeschwindigkeit. Die Ablagerungshöhe entspricht den Beobachtungen im Feld (1-2 m hoch). Die Murgangspitzenabflussgeschwindigkeit scheint etwas hoch, ist aber nicht unrealistisch.

Beim Referenzmurgang wurden $9'000$ der $18'000 \text{ m}^3$ Feststoff wieder aus dem System ausgezogen. Rund $5'500 \text{ m}^3$ wurden im Geschiebesammler abgelagert und die restlichen $3'500 \text{ m}^3$ verblieben im natürlichen Retentionsraum.

Ausgehend vom Referenzmurgang wurde eine Sensitivitätsanalyse bezüglich der beiden rheologischen Parameter durchgeführt. Es zeigt sich, dass, die Grenzscherubspannung den grösseren Einfluss auf das Ablagerungsverhalten hat als die Viskosität. Eine grössere Grenzscherubspannung bewirkt mehr Ablagerungen, ebenso eine höhere Viskosität. Bei den verschiedenen Versuchen beträgt das abgelagerte Geschiebevolumen im natürlichen Rückhalteraum und im Geschiebesammler zwischen $7'000$ und $13'000 \text{ m}^3$ (40 – 70%).

Weitere Versuche bei verschiedenen Abflussspitzen und entsprechenden Geschiebevolumen zeigen, dass bei kleineren Murgängen (bis $10'000 \text{ m}^3$) prozentual mehr Feststoff im Rückhalte-

raum zurückbleibt (ca. 40 – 50%). Der Versuch mit einer Abflussspitze von 300 m³/s und einem Geschiebeumsatz von 27'000 m³ waren es nur ca. 15%.

Dasselbe gilt auch für die Simulation von grösseren Murgängen mit mehreren Abflussspitzen. Bei einem Extremereignis von 90'000 m³ verbleiben nur 20'000 m³ im Rückhaltesystem, je 10'000 m³ im Geschiebesammler und im Retentionsraum.

Die Wahl der Rastergrösse stellt einen Kompromiss dar zwischen der Genauigkeit des Höhenmodells und der Rechenzeit für die Simulationen. Letztlich wurden Rastergrössen von 3 und 5 m verwendet. Damit können die relevanten topographischen Eigenschaften (verlassene Gerinneabschnitte) genügend genau reproduziert werden.

Veränderungen des Terrains haben kaum einen Einfluss auf das Ablagerungsverhalten von Murgängen. Es wurden bei zahlreichen Versuchen systematisch Rasterzellen und Zellengruppen erhöht (= Erhöhung der Makrorauigkeit). Das Bild der Murgangablagerungen ist bei den meisten Simulationen nahezu identisch. Nur falls die Terrainmodellierungen markant sind (wie Dämme) und / oder Senken produziert werden, sieht die Geschiebeverteilung nach dem Murgang entsprechend anders aus. Das abgelagerte Feststoffvolumen hingegen verändert sich von einer Simulation zur anderen kaum.

7 DISKUSSION

Die Resultate in Kaptiel 6 deuten darauf hin, dass die ausgeleiteten Murgänge den natürlichen Retentionsraum auf dem Murkegel in Rischinen / Blatten durchfliessen und nur relativ wenig Material dort liegen bleibt. Vor allem bei grösseren Ereignissen ist der Rückhalteeffekt recht klein (10 – 20%). Ob dies realistisch ist, darf bezweifelt werden, sind doch Kegel primär Ablagerungsgebiete. Nachfolgend die Diskussion zu den Resultaten:

Die FLO-2D Modelltheorie beruht auf dem Ansatz der Rheologie, welche den Murgang als Einphasengemisch behandelt. Dies trifft zwar auf viskose Murgänge zu, aber nicht auf granulare, wie sie im Bruchji wohl meistens auftreten. So gesehen sind die Resultate mit Vorsicht zu interpretieren. Bei gleichem Gefälle fliessen granulare Murgänge grundsätzlich weniger weit als viskose Murgänge. Das heisst auch, granulare Murgänge kommen bei höheren Gefällen zur Ablagerung als viskose. Daher dürfte in Realität im Bruchji mehr Geschiebe im Retentionsraum liegen bleiben, als dass dies von FLO-2D simuliert wird. Ob diese These tatsächlich zutrifft, und – falls ja – mit welchem zusätzlich abgelagerten Geschiebevolumen zu rechnen ist, kann hier nicht abgeschätzt werden.

Ein wichtiger Punkt könnte die Infiltration von Wasser von Murgängen in den Untergrund sein. Das coupierte und steinige Gelände im Retentionsraum ist eine gute Voraussetzung dafür. FLO-2D simuliert diese Infiltration nicht. Die Infiltration des vom Murgang mitgeführten Wassers bewirkt eine Verminderung der Transportkapazität, so dass vermehrt zu Geschiebeablagerungen auftreten. Dies dürfte ebenfalls darauf hindeuten, dass in Realität mehr Material im Retentionsraum verbleibt, als dass es die Modellsimulationen vermuten lassen.

Eine weitere Schwäche von FLO-2D ist, dass keine Erosionsprozesse simuliert werden. Dies ist nicht realistisch für den Kegel des Bruchji. Hier finden, in starker Abhängigkeit von der Art der auftretenden Abflüsse (vgl. auch Murgänge im Illgraben) sowohl Erosions- als auch Ablagerungsprozesse statt. Es bleibt somit offen, was passiert, wenn Reinwasser nach Verstopfung des Ausleitbauwerks durch den Ablagerungsraum fliesst, aber wahrscheinlich würde Material erodiert werden.

Diese letzten drei Aussagen sind qualitativer Natur. Tendenziell darf erwartet werden, dass in Realität mehr Geschiebe abgelagert wird, als dass es die Modellversuche vermuten lassen. Prognosen zur Ablagerung von Geschiebe im neuen Retentionsraum sind sehr heikel und für ein einzelnes Ereignis quasi unmöglich.

Das Fazit lautet: Grundsätzlich kann im neuen Retentionsraum Feststoff abgelagert werden. Es dürfte wohl eher etwas mehr sein, als dass es bei den Simulationsresultaten der Fall ist. Die Simulationsresultate deuten darauf hin, dass das Konzept bei kleineren Ereignissen funktionieren könnte, das heisst, dass der Grossteil des Geschiebes im Retentionsraum zurückbleibt. Bei grösseren Ereignissen (> HQ100) wird ein beträchtlicher Teil der Murgangschübe den Retentionsraum durchqueren und zurück ins Bruchji fließen.

Die Versuche mit dem Ziel, das Gelände im Rückhalteraum so zu verändern, dass mehr Material abgelagert wird (Makrorauigkeit, systematische Erhöhung von Rasterzellen), führen, wie bereits festgestellt, immer wieder zu ähnlichen Ablagerungsbildern. Der Grund dürfte darin liegen, dass das Modell den Abfluss in Abhängigkeit des Rauigkeitsgefälles von Zelle zu Zelle weitergibt. Hindernisse im Terrain werden einfach umflossen. Ob dies realistisch ist, darf zumindest in Frage gestellt werden.

Aufgrund der Resultate der Modellversuche wurden verschiedene Szenarien betrachtet, ab wann (HQ30 bis HQ100) das Ausleitbauwerk anspringt, um danach die Kosten zu berechnen, welche gespart werden können, da die entsprechende Geschiebemengen nicht entfernt werden müssen. Das Sparpotenzial auf 100 Jahre beträgt, je nach Szenario, ca. 100'000 – 400'000 Fr. Diese Zahlen sind als Grundlage für eine vertiefte Analyse anzusehen, bei welchen auch eine Kostenschätzung des Bauwerks sowie die Auswirkungen der Verbesserung der Gefahrensituation beinhaltet.

8 SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

Zum Hauptziel der vorliegenden Diplomarbeit, Erkenntnisse zur Ausgestaltung des Retentionsraums im Hinblick auf eine optimale Raumausnutzung zu gewinnen, konnten kaum Hinweise gewonnen werden. Das heisst aber auch, dass der natürliche Retentionsraum fürs erste so belassen werden sollte wie er ist.

Es kann über andere Wege geprüft werden, ob gewisse Geländeanpassungen nicht doch Sinn machen. Falls ja, drängt sich ein Vergleich mit ähnlichen Wildbächen in der Gegend auf. Auch auf eine Expertenmeinung könnte diesbezüglich zurückgegriffen werden.

Der Ritigraben in Grächen und St.Niklaus VS weist in mancher Hinsicht Parallelen zum Bruchji auf. Fürs erste darf erwartet werden, dass FLO-2D Simulationen im Ritigraben ähnliche Resultate liefern wie im Bruchji. Für die Parametrisierung der Murgangrheologie müssen, analog wie für das Bruchji, die Murgangablagerungsphänomene im Feld aufgenommen, sowie die geologischen Eigenschaften des Geschiebeeinzugsgebiets untersucht werden.

Neben dem grossen zeitlichen Aufwand sind, wie auch bei der vorliegenden Arbeit, die Ergebnisse von derartigen numerischen Simulationen immer auch mit Unsicherheiten behaftet. Deshalb sollte bereits vor der Bearbeitung von Wasserbauprojekten (insbesondere die Erstellung von Gefahrenkarten) geprüft werden, ob sich der Aufwand für die Modellierung lohnt.

9 LITERATURNACHWEIS

Ingenieurbüro Teyssaire & Candolfi AG, Visp und Ingenieurbüro Weder AG, Naters (1996): Hochwasserschutzkonzept Kelchbach / Naters.

Ingenieurbüro Teyssaire & Candolfi AG, Visp (2001): Prozessanalyse Bruchji / Ereignis Juli 2001.

Ingenieurbüro Teyssaire & Candolfi AG, Visp (2003): Schutzkonzept Bruchji.

Ingenieurbüro Teyssaire & Candolfi AG, Visp (2006): Gefahrenkarte Naters.

Büro für beratende Geologie Odilo Schmid AG, Brig-Glis (2003): Wildbach Bruchji, geologisch-geotechnischer Bericht.

PROGE Schutzkonzept Bruchji: Ingenieurbüro Teyssere & Candolfi AG, Visp (2006): Auflageprojekt Schutzkonzept Bruchji

Bardou E., Ancey C., Bonnard C. & Vulliet L. (2003): Classification of debris-flow deposits for hazard assessment in alpine areas. In: Rickenmann D. & Chen Ch.-I. (Hrsg.): Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment, Vol. 2, S. 799 – 808. Rotterdam: Millpress.

Bollschweiler M., Stoffel M., Ehmisch M. & Monbaron M. (2007): Reconstructing spatio-temporal patterns of debris-flow activity with dendrogeomorphological methods. In: Geomorphology 87, S. 337 – 351. Amsterdam : Elsevier.

Coussot Ph. (1996) : Les laves torrentielles: Connaissances à l'usage du praticien. Etudes du Cemagref, serie 'équipements pour l'eau et l'environnement', n°23, CEMAGREF, 177 S.

Graf C. & McArdell B. (2005): Die Murgangbeobachtungsstation Randa. Bundesamt für Wald, Schnee und Landschaft (WSL), Birmensdorf.

Gamma P. (2000): dfwalk – Ein Murgang-Simulationsprogramm zur Gefahrenzonierung. Inauguraldissertation der Philosophisch-naturwissenschaftlichen Fakultät der Universität Bern.

Haerberli W., Rickenmann D., Zimmermann M. & Rösli U. (1991): Murgänge. In: Ursachenanalyse der Hochwasser 1987, Ergebnisse der Untersuchungen, Mitteilung des Bundesamtes für Wasserwirtschaft Nr. 4 und Mitteilung der Landeshydrologie und -geologie Nr. 14, Bern.

Hübl J. & Steinwendtner H. (2000): Zweidimensionale Modellierung von Murgängen anhand zweier ausgewählter Beispiele in Österreich. In: Interprävent 2000, Tagespublikation, Band 3, S. 179 – 190.

Hydrologischer Atlas der Schweiz (HADES) (1992). Sprecher M., Weingartner R., Leibundgut Ch., (Hrsg.). Landeshydrologie und -geologie. Bern: EDMZ.

Jossen E. (2000): Naters – Das grosse Dorf im Wallis. 744 S. Visp: Rotten Verlag.

Kolenko A. (2003): Prozessorientierte Analyse eines Wildbaches unter Berücksichtigung von Murgängen. Nachdiplomarbeit in "Master of advanced studies in water resources management and engineering", EPF Lausanne.

Labhart T. P. (2001): Geologie der Schweiz. 5., überarbeitete Auflage. 211 S. Thun: Ott Verlag.

O'Brien J. S. Julien P. Y. (1988): Laboratory Analyses of Mudflow Properties. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No 8. S. 303 – 304.

O'Brien J. S. (2006): FLO-2D, User's Manual und Data Input Manual. Version 2006.01.

Rickenmann D. (1995): Beurteilung von Murgängen. In: Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 48, S. 4 – 8.

Roth M (2001): Konzepte des Geschieberückhalts. In: wasser, energie, luft, 93. Jahrgang, Heft 9/10, S. 243 – 246, Baden.

Schatzmann M. (2004): Die Bedeutung der rheologischen Parameter bei der Murgangsimulation mit dem Programm Flo-2D. In: Minor, H.-E. (Hrsg.): Turbulenzen in der Geomorphologie, Ja-

hrestagung der SGmG, Zürich, Mitteilung VAW 184, S. 61 – 72. Zürich: Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule.

Schatzmann M. (2005): Rheometry of large particle fluids and debris flows. Minor, H.-E. (Hrsg.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich. Mitteilung VAW 187, 192 S.

Speerli J., Soler R. & Grob, M. (2008a): Schutz gegen zukünftige Murgänge. In: der Bauingenieur, Nr.1/2008, S. 18 – 26.

Speerli J., Grob M., Künzi R., Wyss P., Zimmermann M. & Pozzi A. (2008b): Glyssibach Brienz, Schweiz : Hochwasser und Murgangereignis vom 22./23. August 2005, Schutzmassnahmen gegen zukünftige Hochwasser und Murgänge. In: Intrapraevent 2008 – Conference Proceedings, Vol. 1, S. 489 – 500.

Takahashi T. (2007): Debris Flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures. 448 S. London: Taylor & Francis Group.

Tognacca C. (1999): Beitrag zur Untersuchung der Entstehungsmechanismen von Murgängen. Minor, H.-E. (Hrsg.), Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich. Mitteilung VAW 164, 259 S.

Influence d'un Aménagement de Pompage-Turbinage sur le Marnage dans le Rhône en amont du lac Léman

Optimisation de la Gestion de pour la Réduction du Marnage

Influence of a large pumped storage plant on hydropeaking in the upper Rhône River

Bernhard Hohl

BG Ingénieurs Conseils SA, Lausanne, Suisse

ABSTRACT

It is projected to add a lower basin and a pumping station to an existing high head hydropower plant. The influence of the basin and the pumping station on hydropeaking in the upper Rhône River is studied at two levels. In a first step the influence is considered at the outflow from the lower basin and in a second step the effect is studied in the Rhône River itself. Different plant operation scenarios are generated using two optimization models. These scenarios are compared using two hydropeaking indicators.

RESUME

Il est projeté d'ajouter un bassin inférieur et une station de pompage à un aménagement hydroélectrique à haute chute. L'influence de ce bassin et de la station de pompage, sur le marnage dans le Rhône en amont du Léman est étudiée à deux niveaux. D'abord, l'influence est évaluée au niveau du rejet dans le Rhône, et après au niveau du Rhône lui-même. Différents scénarii de gestion de l'aménagement sont générés à l'aide de deux modèles d'optimisation. Les scénarii sont comparés en utilisant deux indicateurs de marnage.

1 INTRODUCTION

1.1 *Contexte de l'étude*

Il est projeté d'ajouter du pompage à un aménagement hydroélectrique existant. Il s'agit d'un aménagement à haute chute situé dans les Alpes valaisannes. Les parties de l'aménagement, concernées par la présente étude, sont deux centrales hydroélectriques avec un débit d'équipement cumulé de $120 \text{ m}^3/\text{s}$. L'eau turbinée est stocké dans un bassin inférieur d'un volume de 1 Mio m^3 . Deux paliers de pompage refoulent l'eau jusqu'au lac d'accumulation situé à plus de $2'000 \text{ m}$ d'altitude. Le débit d'équipement des stations de pompage est $40 \text{ m}^3/\text{s}$.

1.2 *Régime d'écoulement et marnage dans le Rhône en amont du Léman*

Le Rhône présente un régime d'écoulement qui est loin de son régime naturel. Les lacs d'accumulation des aménagements hydroélectriques stockent l'eau pendant la fonte de la neige et des glaciers. Cette eau est en grande partie restituée au Rhône pendant les mois d'hivers, quand les apports naturels sont faibles. Le premier effet des aménagements hydroélectriques à accumulation est le transfert de l'eau des mois d'été vers les mois d'hivers. Le deuxième effet est du aux éclusées, donc aux lâchés d'eau rapides. Pendant les heures de pointe de la consommation d'électricité tous les aménagements hydroélectriques enclenchent leurs turbines. La conséquence est une augmentation très rapide du débit du Rhône et des débits de pointe très importants. Les changements rapides de débit, niveau d'eau et vitesse d'écoulement ont des conséquences néfastes sur la faune et flore aquatique.

1.3 *Fonctionnement de l'aménagement*

L'aménagement sert principalement pour la production d'énergie de pointe. Une grande partie de l'eau est turbiné pendant les mois d'hiver. Pendant cette saison les séquences de turbinage ont une durée de 8 à 14 heures. Pendant les autres saisons la durée des séquences de turbinage est en général moins

importante (1 à 8 heures). Le bassin de 1 Mio m³ ne permet, en générale, pas de stocker toute l'eau turbinée. Si le volume turbiné dépasse le volume du bassin le surplus est rejeté dans le Rhône. La présente étude analyse l'influence du bassin inférieur et de la station de pompage sur le marnage dans le Rhône. Cette analyse se fait dans un premier temps au niveau du rejet dans le Rhône et après dans el Rhône même.

2 MÉTHODOLOGIE

2.1 Evaluation du marnage

Ils existent plusieurs indicateurs qui permettent de quantifier le marnage. Les plus importants sont le taux de marnage Q_{max}/Q_{min} , le taux de marnage relatif $(Q_{max}-Q_{min})/Q_{moy}$ ainsi que les gradients (vitesses de monté et de descente) du débit et du niveau d'eau.

Dans la présente étude les indicateurs suivants ont été considérés:

- Au niveau du rejet: le débit maximal rejeté [m³/s] ainsi que le gradient d'augmentation de ce débit [m³/s/h]
- Dans le Rhône: le taux de marnage relatif [-] et la vitesse d'abaissement du niveau d'eau (gradient négatif du niveau) [m/h]

Ces indicateurs sont calculé au niveau du rejet pour chaque séquence se turbinage, classé par ordre décroissant et représenté sur un graphique qui donne la valeur de l'indicateur sur l'axe des ordonnées et le nombre d'éclusées qui ont atteint ou dépassé cette valeur sur l'axe des abscisses(voir Figure 1). Dans le Rhône le calcul du taux de marnage relatif se fait pour chaque jour. Le gradient négatif du niveau est calculé pour chaque heure, et c'est la valeur maximale journalière qui est retenue.

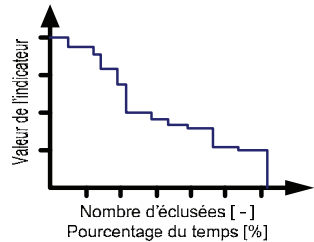


Figure 1: Représentation des résultats au niveau du rejet (nombre d'éclusées) et au niveau du Rhône (pourcentage du temps)

2.2 Scénarii d'exploitation considérées

2.2.1 Scénarii d'exploitation sans prise en compte du marnage

L'aménagement actuel et l'aménagement de pompage-turbinage a été simulé à l'aide du modèle d'optimisation Hydropt. Il s'agit d'un programme d'optimisation en programmation linéaire et non-linéaire qui fonctionne sous Matlab. Ce modèle optimise les horaires de turbinage et pompage en fonction du prix de l'électricité, pour maximiser le revenu net (revenu du turbinage moins coût du pompage). Le résultat et le débit de turbinage, de pompage et du rejet dans le Rhône pour chaque heure de la période de simulation. Dans le modèle Hydropt, le pompage est modélisé par un seul palier et des facteurs énergétiques constants sont pris en compte pour chaque centrale et pour la station de pompage. Ces facteurs énergétiques donnent le contenu énergétique de chaque m³ d'eau turbiné ou pompé pour les deux centrales et la station de pompage. Pour les deux centrales le facteur énergétique est le même.

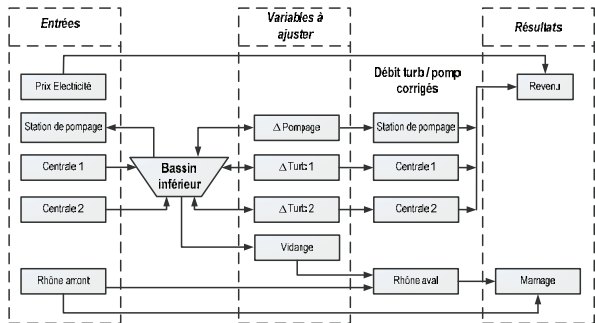


Figure 2: Principe du modèle d'optimisation avec prise en compte du marnage

2.2.2 Optimisation avec prise en compte du marnage dans le Rhône

2.2.2.1 Principe du modèle

Les horaires de pompage et de turbinages donnés par Hydropt ont été utilisés pour alimenter un modèle d'optimisation en programmation linéaire qui prend en compte le marnage dans le Rhône. Ce modèle permet de trouver les des horaires de turbinage et de pompage qui maximisent le revenu net, tout en respectant une contrainte de marnage dans le Rhône. La Figure 2 montre le principe du modèle. Les entrées sont les horaires calculés par Hydropt, le prix de l'électricité pour chaque heure de la simulation ainsi que le débit du Rhône en amont de l'aménagement. Le modèle calcul ensuite le rejet et trois vecteurs qui contiennent pour chaque heures une différence de débit par rapport à la solution Hydropt et ceci pour les deux centrales existants ainsi que pour la station de pompage. Ces différences de débit permettent ensuite de corriger les horaires de turbinage / pompage donnés par Hydropt et de recalculer le revenu.

2.2.2.2 Formulation mathématique

La fonction objective est la maximisation du revenu. Dans le cas présent la fonction objective peut s'écrire comme suit:

$$\text{Minimiser } \sum_{i=1}^T [(\Delta\text{Turb } 1(t) + \Delta\text{Turb } 2(t)) * \text{Coeff_turb} * P(t) - \Delta\text{Pump}(t) * \text{Coeff_pump} * P(t)] \quad (1)$$

Avec: $\Delta\text{Turb}1(t)$, $\Delta\text{Turb}2(t)$, $\Delta\text{Pump}(t)$: les différences de débit par rapport au débit calculé par Hydropt au temps t, Coeff_turb , Coeff_pump : coefficients énergétique des centrales 1 et 2 et de la station de pompage, $P(t)$: prix de l'électricité au temps t, T: nombre de pas de temps

Les contraintes du modèle sont les suivants:

- Conservation de masse pour le bassin inférieur
- Volume minimale et maximale du bassin inférieur
- Volume au début et à la fin de la simulation
- Débit minimal et maximale de vidange
- Débit minimal et maximale des turbines et de la station de pompage
- Conservation de masse pour l'aménagement entier
- Débit aval du Rhône est égal au débit amont plus le rejet

Deux types de contraintes pour le marnage ont été testés. La limitation du gradient du débit et la limitation du gradient du niveau du Rhône. La formulation linéaire pour le gradient du débit ne pose pas de problèmes. La contrainte s'écrit:

$$\text{Abs}(Q_{\text{av}}(t) - Q_{\text{av}}(t-1)) \leq \text{Grad}Q_{\text{max}} \quad (2)$$

Avec: $Q_{\text{av}}(t)$: Débit du Rhône en aval de l'aménagement, $\text{Grad}Q_{\text{max}}$: Gradient maximal du débit

Le gradient du niveau n'est pas une fonction linéaire, car le niveau est une fonction non-linéaire du débit. La programmation convexe a permis de résoudre le problème. On a:

$$N_{\text{av}} = f(Q_{\text{av}}) \quad (3)$$

$$h = f(Q_{\text{av}}(t)) - f(Q_{\text{av}}(t-1)) = N_{\text{av}}(t) - N_{\text{av}}(t-1) \quad (4)$$

Avec: N_{av} : le niveau d'eau en aval de l'aménagement, Q_{av} : le débit en aval de l'aménagement, f: fonction qui approche la courbe de tarage (relation entre le niveau et le débit), h: la fonction objective

Il faut trouver une fonction f tel que la fonction h soit convexe. Dans le cas présent il est possible d'approcher avec une très bonne précision la courbe de tarage par une fonction du type:

$$N_{\text{av}} = f(Q_{\text{av}}) = a * Q_{\text{av}} + b * \sqrt{Q_{\text{av}}} + c \quad (5)$$

En utilisant cette fonction la fonction h est convexe.

2.2.2.3 Profil en travers et courbe de tarage.

Dans la présente étude c'est le profil du projet Rhône 3 qui a été pris en compte. Le modèle HEC RAS de Rhône 3 a permis de construire la courbe de tarage.

2.2.2.4 Débit du Rhône en amont de l'aménagement

Une interpolation linéaire du débit de base (entre 24h et 5h), entre deux stations de mesures du débit de l'Office fédéral de l'environnement, par rapport aux surfaces des bassins versants a été effectuée. Elle a permis de trouver une différence de débit entre la station amont et l'endroit où se trouve l'aménagement. Cette différence a été rajoutée au débit de la station amont pour chaque heure de la journée. Ce sont les débits mesurés entre le 1.9.2003 et le 30.08.2004 qui ont servi comme entrée du modèle.

2.2.2.5 Période de simulation

Les optimisations ont été effectuées pour une année complète. Les résultats des simulations Hydropt entre le 01.09.2014 et le 31.08.2015 ont servi comme entrée du modèle

2.2.3 Evaluation de l'influence de l'aménagement au niveau du rejet

La Figure 3 montre deux cycles de pompage-turbinage. Le bassin inférieur se remplit de la moitié au début de la séquence de turbinage, l'autre moitié est remplie vers la fin de la séquence. A la fin du turbinage le bassin est plein pour qu'une séquence de pompage puisse commencer.

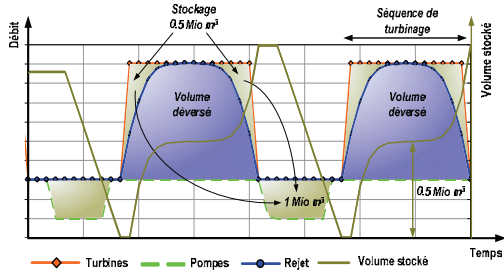


Figure 3: Fonctionnement du bassin

Il est possible de distinguer trois cas de figure (voir Figure 4). Si le volume turbiné est inférieur au volume du bassin, il est possible de stocker tous le volume turbiné dans le bassin. Pour un volume de turbinage inférieur au double du volume du bassin, il est possible de réduire le débit et le gradient. Si le volume turbiné est supérieur au double du volume du bassin, il est uniquement possible de réduire le gradient du débit. Le débit rejeté et le gradient sont calculés pour chaque écluse d'une année.

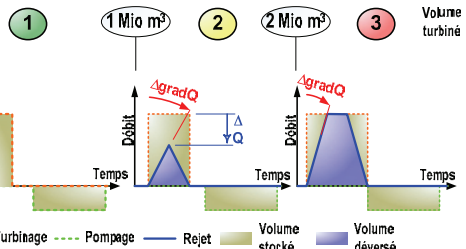


Figure 4: Influence du bassin sur le rejet en fonction du volume turbiné

2.2.4 Evaluation de l'influence de l'aménagement dans le Rhône

L'évaluation au niveau du Rhône est faite en calculant, en aval de l'aménagement, les deux indicateurs de marnage pour toute la période de simulation.

3 RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1 Evaluation des éclusées au niveau du rejet

La Figure 5 donne la comparaison entre l'état actuel et l'état avec le pompage turbinage. La première chose qui apparaît, est le nombre de séquences de turbinage qui augmente de 270 pour l'état actuel à 390 pour l'aménagement de pompage-turbinage. Ceci s'explique par le volume turbiné qui augmente.

Le débit des éclusées du pompage-turbinage, est pour toutes les éclusées inférieur ou égale au débit de l'état actuel. Sur les 390 séquences de turbinage il y a 165 (42%) qui sont complètement stockées dans le bassin. Le débit et le gradient de 62 éclusées (16%) est réduite et il y a encore 165 (42%) éclusées ou seulement le gradient est réduit. L'effet du bassin et du pompage sur les gradients est spectaculaire.

Influence d'un Aménagement de Pompage-Turbinage sur le Marnage dans le Rhône en amont du lac Léman

Le gradient maximal passe de 130 à 56 m³/s/h et les 42% des éclusées qui sont complètement stocké dans le bassin ont un gradient égale à zéro.

L'effet du bassin et du pompage est différent selon les saisons (voir Figure 6). En hivers le bassin n'a aucune influence sur les débit, les deux courbes se superposent. En hivers toutes les séquences de turbinage on un volume supérieur à 2 Mio de m³, donc le seul effet que le bassin peut avoir, est la réduction du gradient. Pour le printemps, l'été et l'automne l'effet est important. L'effet sur les gradients est très important même en hiver.

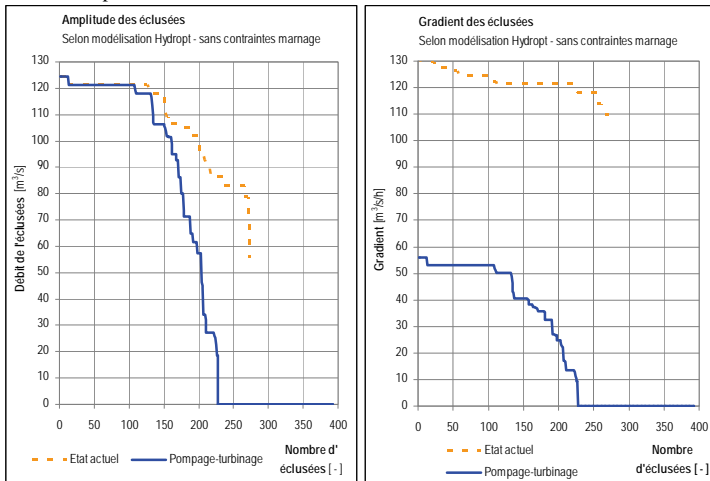


Figure 5: Débit et gradient des du rejet dans le Rhône pour une année complète

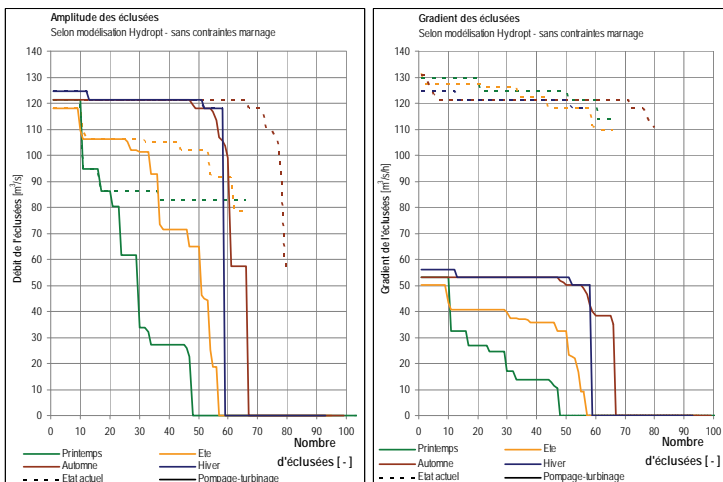


Figure 6: Débit et gradient du rejet pour les quatre saisons

La Figure 7 montre le résultat d'une optimisation avec la contrainte sur le gradient du débit dans le Rhône. La variante "Pompage-turbinage" correspond à la solution sans contrainte sur le marnage. Pour les solutions dQ200 à dQ11, le gradient maximal dans le Rhône se trouve entre 200 et 11 m³/s/h. Le

premier constat est, que la solution dQ 200 est moins bonne que la solution Pompage-turbinage. Ceci provient du fait, que le modèle d'optimisation avec prise en compte du marnage ne tient pas compte des indisponibilités des machines hydrauliques qui sont définit dans Hydropt. La solution dQ50 est équivalente à la solution dQ200 car le gradient maximal sortant du bassin est environ égale à 50 m³/s/h. Dans les solutions dQ20 à dQ11 l'effet de la contrainte devient apparent. Ce sont surtout les débits et gradients intermédiaire qui sont affecté par la contrainte. En effet les débits et gradients maximaux sont réduits seulement de peu (voir aussi Figure 10).

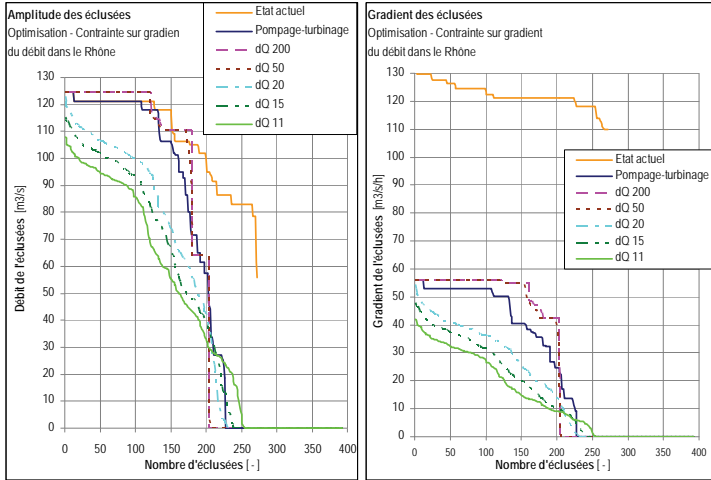


Figure 7: Optimisation avec contrainte sur le gradient du débit dans le Rhône - Influence sur le rejet. dQ200 signifie que le gradient maximal du débit est de 200 m³/s/h.

3.2 Evaluation du marnage dans le Rhône

La Figure 8 donne l'influence de l'aménagement de pompage turbinage sur le marnage dans le Rhône en pointillé le marnage en amont de l'aménagement et en trait plein le marnage en aval. Le taux de marnage relatif en hivers et en automne est environ doublé pour toutes les valeurs qui sont atteint ou dépassé 70% du temps. Pour l'été et le printemps l'influence est moins importante. Pour les gradients c'est également l'hiver qui est le plus affecté. Pour les valeurs qui sont atteint ou dépassé 60% du temps les gradients sont environ multiplié par 5.

Les autres saisons montrent également une influence importante sur le gradient du débit.

Les mois d'hiver (décembre à février) des résultats des simulations sans contrainte, et avec la contrainte sur le gradient du débit dans le Rhône sont représentés à la Figure 9. Le bassin et la station de pompage ont une influence faible sur le taux de marnage, par contre l'influence sur le gradient du niveau est importante. Par exemple, la valeur qui est atteinte ou dépassé 10% du temps descend de 0.67 à 0.29 m/h.

La plupart des simulations avec contrainte sur le niveau dans le Rhône donnent des taux de marnage semblables, voir moins bons que le scénario sans contrainte (pompage-turbinage). Pour être significativement meilleure, il faut imposer un gradient très faible (11 m³/s/h). Ceci s'explique par le fait que la contrainte de l'optimisation est sur le gradient du débit et l'influence sur les débits de pointe est faible. Par contre, les courbes des valeurs classées des gradients du niveau montrent l'effet de l'optimisation. Une réduction du gradient du débit à 20 m³/s/h permet de réduire le pourcentage de dépassement de la valeur indicative pour les poissons juvéniles (Saltveit, 2001) à 28%. Cette valeur indicative devrait éviter l'échouage de poissons juvéniles sur les rives lorsque le niveau d'eau descend rapidement. Pour des contraintes encore plus sévères, il est possible de respecter cette valeur tout le temps, mais l'amélioration devient de plus en plus faible.

Influence d'un Aménagement de Pompage-Turbinage sur le Marnage dans le Rhône en amont du lac Léman

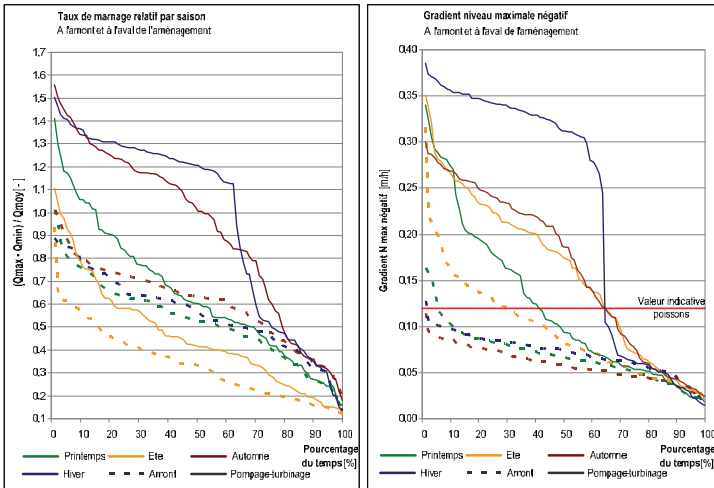


Figure 8: Influence de l'aménagement et pompage-turbinage sur le marnage dans le Rhône pour les quatre saisons.

L'hydrogramme amont et aval pour ces mêmes cas de figures est illustré à la Figure 10. La réduction du gradient et la faible influence sur les débits maximaux et minimaux devient apparente.

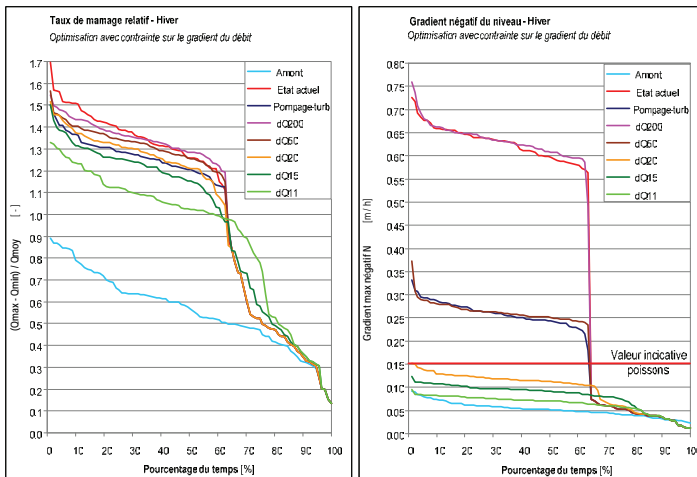


Figure 9: Optimisation avec contrainte sur le gradient du débit (hiver). La valeur indicative poissons devrait éviter l'échouage de poissons juvéniles sur les berges (Saltveit et al. 2001)

Les résultats des optimisations sans contrainte et avec une contrainte sur le gradient du niveau dans le Rhône sont représentés à la Figure 11. La contrainte sur le gradient du niveau a un effet très limité sur le taux de marnage relatif. Une contrainte aussi basse que 0.05 m/h est nécessaire pour que le taux de marnage baisse significativement. Par contre, l'effet sur le gradient négatif du niveau est très

important. Le modèle trouve même des solutions (dN0.05) qui permettent de lisser le marnage en amont de l'aménagement.

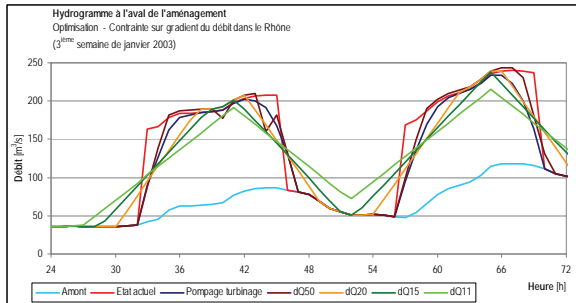


Figure 10: Hydrogramme en amont et en aval de l'aménagement pour les optimisations avec contrainte sur le gradient du débit pour une semaine en janvier.

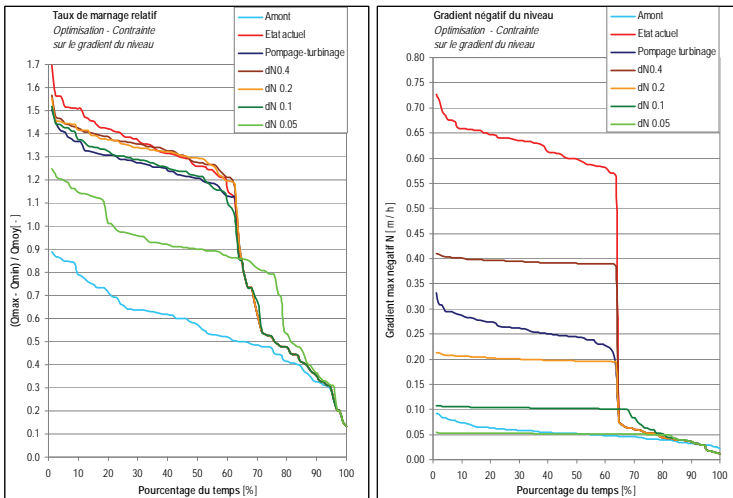


Figure 11: Optimisation avec contrainte sur le gradient du niveau dans le Rhône. dN0.4 signifie que le gradient maximal du niveau dans le Rhône est 0.4 m/h.

4 CONCLUSIONS

L'ajout d'un bassin et d'une station de pompage ont un effet très positif sur le manage dans le Rhône. L'analyse au niveau du rejet montre:

- 40% des éclusées sont complètement retenue dans le bassin
- Le bassin réduit le débit d'environ 20% des éclusées.
- Le gradient de toutes les éclusées est fortement réduit.

L'analyse du marnage dans le Rhône montre:

- Le bassin permet de réduire très légèrement le taux de marnage relatif, par contre le gradient du niveau est presque divisé par 3.

Influence d'un Aménagement de Pompage-Turbinage sur le Marnage dans le Rhône en amont du lac Léman

- L'aménagement avec bassin diminue toujours très fortement le marnage dans le Rhône.
- Le modèle d'optimisation qui prend en compte le marnage, permet d'atteindre un niveau de marnage donné tout en minimisant la perte de revenu.

L'ajout du bassin et de la station de pompage a un effet très bénéfique sur le marnage dans le Rhône. Un modèle d'optimisation permet d'atteindre des résultats encore meilleures mais cette amélioration est toujours associé à une perte de revenu.

Le principal problème est le choix de l'indicateur de marnage. A l'heure actuelle l'état des connaissances ne permet pas de décider, quel est l'indicateur pertinent. Si un modèle d'optimisation intégrant le marnage est utilisé pour la gestion d'un aménagement hydroélectrique, il faut être sûr que l'indicateur considéré soit pertinent.

L'utilisation d'une optimisation avec prise en compte du marnage nécessite une prédiction du débit de la rivière. Dans le cas présent cette prédiction est considéré parfaite. Dans la réalité une mesure de débit suffisamment en amont, ou un modèle hydrologique plus complet devra être utilisé.

RÉFÉRENCES

- Pfaundler M., Keusen M., Veränderungen von Schwall-Sunk, Hydrologische Datenanalyse zur
- Baumann P., Klaus I. Conséquences écologiques des éclusées – Etude bibliographique, Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEPF), Bern 2003
- Limnex AG, Schwall/Sunk-Betrieb in schweizerischen Fliessgewässern, zuhanden Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Zürich 2001
- Meile T., Fette M., Baumann P., Synthesebericht Schwall/Sunk, Publikation des Rhone-Thur Projektes, 2005
- Charakterisierung von Schwall-Sunk Phänomenen in der Schweiz. Umwelt-Wissen Nr 0712. Bundesamt für Umwelt, Bern 2007
- Saltveit, S.J., Halleraker, J.H., Harby, A., Field experimets on strandin in juveniles atlantic salmon and brown trout during rapid flow decreases caused by hydro peaking, *Ragulated Rivers-Research & Mangement*, 17(4-5):609-622, 2001
- Schluchter S., Beruhigungsbecken der KWO – Dynamische Simulation des Beruhigungsbeckens Innertkirchen, Diplomarbeit, Bern 2006
- VAW, LCH, Kraftwerkbedingter Schwall und Sunk – Eine Standortbestimmung, Zürich, Lausanne 2006

Eigendynamische Flussaufweitungen der Kander im Gebiet Heustrich Süd

Eine Modellstudie mit dem zellulären Automatenmodell CAESAR

Elargissements dynamiques naturels du lit de la Kander à Heustrich Süd

Une étude de model avec le logiciel cellulaire automatique CAESAR

David Jud
Bern, Schweiz

ABSTRACT: The river development project Kander.2050 plans to widen the river in several places. These river widenings should prevent the ongoing bed erosion and give the river back its natural room. In this work, the morphological developments of the river after the realization of a self-widening in the area called Heustrich Süd were investigated with the cellular automaton model CAESAR. In the past this model was only used for scientific purposes. Nevertheless it was capable of reproducing past events regarding the sediment transport in the investigated reach. The modeled morphology with CAESAR based upon a bed building discharge was compared with the results of well-established river regime calculations. The calculations based on the discharge, the slope, and the granulometry of the river resulted in channel width of up to 40 m. The results of CAESAR are found to be in the same order of magnitude. Also the results of longterm simulations of a self-widening on one side seam to be reasonable and can help to develop future strategies for the river.

RESUME: Dans le cadre du projet de développement des cours d'eau Kander.2050 plusieurs élargissement sont prévus. Ces élargissements devraient empêcher l'avancement de l'érosion du lit de la rivière et offrir plus de place à un tracé naturel. L'étude analyse le développement morphologique de l'élargissement dynamique naturel de la Kander dans le secteur Heustrich Süd à l'aide du model cellulaire automatique CAESAR. Le modèle qui a été jusqu'à présent utilisé uniquement dans la recherche, est capable de reconstituer des événements du passé par rapport au transport des sédiments dans le tronçon concerné. La morphologie du lit du cours d'eau constituée lors d'une crue, a été modélisée avec CAESAR et a été comparée avec des calculs de régime. Les calculs basés sur le débit, la pente ainsi que sur la granulométrie de la rivière ont montré que la rivière peut atteindre des largeurs jusqu'à 40 m. Les résultats du model CAESAR sont aussi dans le même ordre de grandeur. Les résultats du développement morphologique simulé avec CAESAR pour une durée plus long sont aussi raisonnables et peuvent aider de développer des stratégies pour la future.

ZUSAMMENFASSUNG: Im Rahmen des Gewässerentwicklungskonzepts Kander.2050 sind verschiedene Flussaufweitungen geplant. Diese Aufweitungen sollen das Fortschreiten der Sohlenerosion in der Kander verhindern und dem Fluss mehr Raum für einen natürlichen Verlauf geben. In der vorliegenden Arbeit wurden die flussmorphologischen Entwicklungen der Kander nach Realisierung einer eigendynamischen Aufweitung im Gebiet Heustrich Süd mithilfe des zellulären Automatenmodells CAESAR untersucht. Das bisher nur in der Forschung verwendete numerische Modell vermochte vergangene Ereignisse bezüglich Geschiebetransport im untersuchten Abschnitt nachzubilden. Die mit CAESAR modellierte Gerinnemorphologie bei einem bettbildenden Hochwasser wurde mit Regimeberechnungen verglichen. Die Berechnungen ergaben aufgrund des Abflusses, des Gefälles und der Kornverteilung im Flussabschnitt Gerinnebreiten von bis zu 40 m. Auch die CAESAR Resultate liegen in diesem Bereich. Auch die Langzeitsimulationen einer einseitigen Aufweitung ergeben vernünftige Resultate, welche bei einer zukünftigen Strategie für den Fluss in diesem Abschnitt wertvolle Hinweise liefern können.

1 EINLEITUNG UND ZIELSETZUNG

Das Massnahmenkonzept, welches anlässlich des Gewässerentwicklungskonzept Kander.2050 erarbeitet wurde, schlägt als Massnahme zwischen Fluss-km 12.1 und 13.4 zwei eigendynamische Flussaufweitungen linksufrig vor. Bei folgenden Punkten sieht das Konzept auf diesem Flussabschnitt einen Abklärungsbedarf:

- Detailausgestaltung der Flussaufweitungen
- Durchgehende Aufweitung (Option)



Abbildung 1: Kander zwischen Fluss-km 12.1 und 13.4
(Foto: D. Jud)

Im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit wurde auf den zweiten Punkt eingegangen und es wurden die Auswirkungen einer durchgehenden Aufweitung im Gebiet Heustrich Süd untersucht. Dabei wurde ein zelluläres Automatenmodell (numerisches Simulationsmodell) zu Hilfe genommen. Das Modell CAESAR (Cellular Automaton Evolutionary Slope And River model) ist ein auf Rasterdaten basiertes zelluläres Landschaftsentwicklungsmodell, welches an der Universität Leeds (GB) entwickelt wurde.

CAESAR befindet sich momentan noch in Entwicklung und wird nur zu wissenschaftlichen Zwecken verwendet. Es handelt sich nicht um ein in

der flussbaulichen Praxis verwendetes Simulationsmodell, welches zur Planung von wasserbaulichen Massnahmen herangezogen werden kann. In der vorliegenden Arbeit wurden folgende Fragen untersucht:

- In welchem Ausmass entsprechen die Resultate von CAESAR bei einer Modellierung einer Flussaufweitung der Kander im Gebiet Heustrich Süd den Erwartungen, welche durch die Regime-Theorie gegeben sind?
- Was für eine Bedeutung könnten die mit CAESAR modellierten flussmorphologischen Entwicklungen auf eine zukünftige flussbauliche Strategie für den untersuchten Flussabschnitt haben?
- Inwiefern eignet sich CAESAR zur Planung von Renaturierungsprojekten im Allgemeinen?
- Wie kann die Handhabung und Benutzerfreundlichkeit von CAESAR im Zusammenhang mit dessen Verwendung als Simulationsmodell für flussmorphologische Entwicklungen in voralpinen Kiesflüssen beurteilt werden?

2 THEORETISCHE GRUNDLAGEN

2.1 Geschiebetransport

Für die Berechnung der Geschiebefrachten am Eingang zum Modellgebiet wurde die Geschiebetransportformel von Meyer-Peter und Müller verwendet. Sie lautet wie folgt:

$$g_b = \frac{8\sqrt{g\rho_s}}{(s-1)} \left(\left(\frac{k_{st-s}}{k_{st-r}} \right)^{3/2} R_s J - 0.047(s-1)d_m \right)^{3/2} \quad (1)$$

g_b	spezifische Geschiebetransportrate (Masse pro Zeit- und Breitereinheit) [kg/m s]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
ρ_s	Feststoffdichte [kg/m ³]
s	relative Feststoffdichte [-]
$k_{St\ s}$	Strickler-Beiwert der Sohle [m ^{1/3} /s]
$k_{St\ r}$	Strickler-Beiwert für die Kornrauigkeit der Sohle [m ^{1/3} /s]
R_s	hydraulischer Radius [m]
J	Gefälle [-]
d_m	mittlerer Korndurchmesser des Sohlenmaterials [m]

2.2 Flussmorphologie

In der Flussmorphologie werden drei Gerinneformen unterschieden, die sich auf die Grundrissform des Flusslaufes beziehen. Es sind dies:

- gerade Gerinne
- mäandrierende Gerinne
- verzweigte Gerinne

Auch Übergangsformen sind möglich.

Es existieren verschiedene Verfahren, mit denen abgeschätzt werden kann, unter welchen Bedingungen sich welche Gerinneformen einstellen (Requena 2008).

Aufgrund solcher Verfahren und mit Hilfe umfangreicher Datensätze definiert da Silva (1991) Abgrenzungskriterien zwischen den verschiedenen Gerinneformen und verwendet dabei zwei massgebende Parameter:

- relative Flussbettbreite: $Y = b/h$
- relative Abflusstiefe: $Z = h/d_m$

Die Abgrenzungskriterien nach da Silva sind in Abbildung 2 ersichtlich.

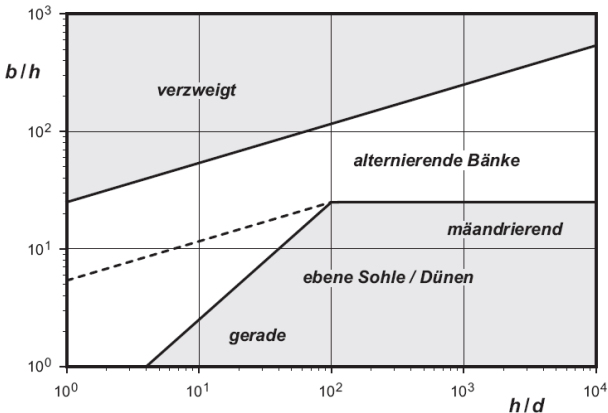


Abbildung 2: Abgrenzung der Gerinneformen nach da Silva (1991) mit der Modifikation von Zarn (1997) für die untere Grenze des bankbildenden Bereichs für $h/d_m \leq 100$ (gestrichelte Linie) aus Bezzola (2009)

Alluviale Gerinne neigen in ihrer natürlichen Entwicklung dazu, ihre eigene Morphologie auszubilden, welche man auch Regime nennt. In dieser Phase der Entwicklung erreicht der Fluss

ein Gleichgewicht und somit eine Gerinnebreite, welche sich bei gleich bleibendem Abfluss und Geschiebetransport nicht mehr verändert (Boillat 2009).

Für die Berechnung der Gerinnebreite (Gerinnegeometrie) eines Flusses im Gleichgewicht existieren unterschiedliche Ansätze. Die Formel zur Berechnung der Gleichgewichtsbreite nach Yalin (1992), welche verwendet wurde, lautet wie folgt:

$$b_R = 1.42 \cdot \frac{\sqrt{Q}}{(\theta_{cr} \cdot g \cdot (s-1) \cdot d_m)^{0.25}} = 1.5 \cdot \frac{Q^{0.5}}{d_m^{0.25}} \quad (2)$$

2.3 Flussaufweitungen

Die Kenntnisse über die Morphologie des Flusses im entsprechenden Abschnitt sind essenziell bei Flussaufweitungsprojekten. In der Praxis werden verschiedene Bauweisen für Flussaufweitungen unterschieden. Gemäss Rohde (2005) sind dies folgende:

- Dynamische Eigenentwicklung
- Dynamische Eigenentwicklung mit Initialmassnahmen
- Maschinelle Aufweitung

In der vorliegenden Untersuchung wird vor allem auf die als erste genannte Bauweise eingegangen. Sie wird auch eigendynamische Flussaufweitung genannt und kann entweder einseitig oder auch zweiseitig realisiert werden.

2.4 Zelluläre Automatenmodelle

Hinter den zellulären Automatenmodellen verbirgt sich eine grundlegend andere Philosophie des Modellaufbaus und der Beschreibung der in der Natur stattfindenden Prozesse als in den traditionellen physikalischen Modellen zur Beschreibung von Flusssystemen (Paola 2001). CAESAR und andere Automatenmodelle werden auch „reduced complexity models“ (Deutsch: Modelle mit herabgesetzter Komplexität) genannt. Sie wurden entwickelt, um die Lücke zu schliessen zwischen komplexen numerischen Modellen (CFD models, computational fluid dynamics) in 2D und 3D und sehr grob aufgelösten Landschaftsentwicklungsmodellen. Das Bedürfnis, grosse Gebiete über grössere Zeiträume – länger als ein einzelnes Hochwasserereignis – zu modellieren, wurde daher mit dieser Art von Modellen zu befriedigen versucht (Coulthard and Wiel 2006).

3 DATENGRUNDLAGEN

3.1 Geländemodell

Das Geländemodell für das Flussbett und die umliegenden Gebiete mussten separat berechnet und dann zusammengefügt werden. Das Höhenmodell sowie weitere Grundlagendaten für CAESAR müssen im ASCII-Format vorliegen.

3.2 Hydrologie

Die hydrologische Datenbasis zur Modellierung mit CAESAR bestand aus stündlichen Abflussmesswerten der Station Hondrich vom 1. Januar 1981 bis zum 31. Dezember 2008. Die Ganglinie ist auf Abbildung 3 zu sehen; darin sind ebenfalls die im Rahmen des Projekts Kander.2050 neu berechneten Hochwasserabflüsse mit den Jährlichkeiten 2 und 5 eingezeichnet (Wehren and Weingartner 2007). Diese spielten eine wichtige Rolle bei dieser Arbeit, gelten sie doch gemeinhin als bettbildende Ereignisse.

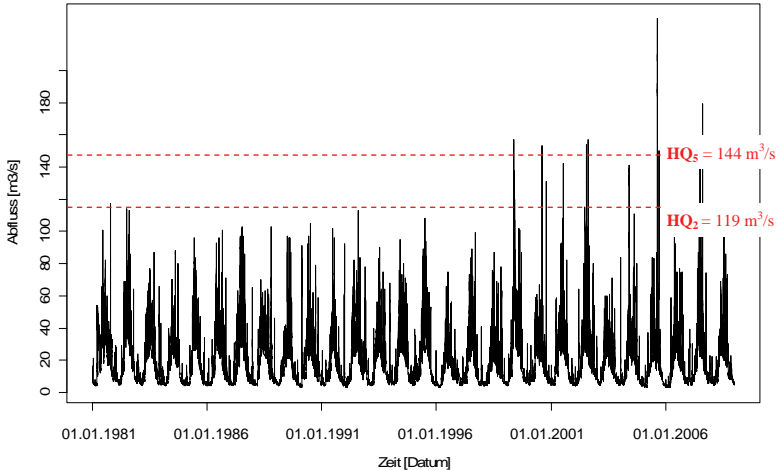


Abbildung 3: Ganglinie des Abflusses an der Station Hondrich korrigiert mit dem Einzugsgebietsfaktor 0,89; Zeitspanne: 1. Jan. 1981 bis 31. Dez. 2008. Rot eingezeichnet die Hochwasserabflüsse der Jährlichkeiten 2 und 5.

3.3 Kornverteilung

Die für die Modellierung benötigte Kornverteilung wurde aus der Geschiebehaltstudie der Kander aus dem Jahre 2004 (TBA/LANAT 2004) übernommen. Einige charakteristische Korndurchmesser beim Fluss-km 13.2 zeigt die Tabelle 1.

Tabelle 1: Charakteristische Korndurchmesser bei Fluss-km 13.2

d_{35} [m]	d_{50} [m]	d_{90} [m]	d_m [m]
0.037	0.076	0.287	0.116

4 BERECHNUNGEN REGIME-THEORIE

Um nähere Erkenntnisse über das Regime der Kander im Abschnitt Heustrich Süd zu erhalten, wurden die historischen Gerinneformen betrachtet sowie Berechnungen zu Gleichgewichtsbreite und Gerinneformen angestellt.

Die Siegfriedkarte aus dem Jahre 1899, welche die Verhältnisse vor der Kanalisierung der Kander wiedergibt, zeigt im Gebiet Heustrich Süd keine grossflächigen Verzweigungen des Flusses. Die Gerinnebreite bei einem Hochwasser wird aber dennoch auf ca. 90-100 m geschätzt, was einem Vielfachen der heutigen Gerinnebreite entspricht. Die Siegfriedkarte und die heutige Landeskarte sind auf Abbildung 2 zu sehen.

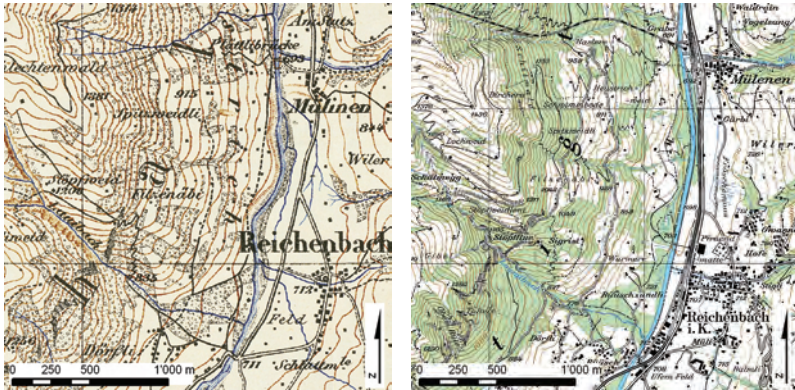


Abbildung 4: Siegfriedatlas aus dem Jahre 1899 und Landeskarte 1 : 25'000 (Grundlagen: SIEGFR und PK25 (DV569) © swisstopo)

Die Berechnungen der Regimebreite nach Yalin haben ergeben, dass die Gleichgewichtsbreite auf dem gesamten untersuchten Abschnitt grösser ist als die aktuelle Gerinnebreite. Beim Verfahren von Parker-Günter, welches neben dem Abfluss und der Kornverteilung des Sohlenmaterials auch die Beschaffenheit der Ufer (Rauhigkeit, Neigung) berücksichtigt, bewegen sich die Werte auf dem Abschnitt unterhalb der Schützenbrücke leicht unterhalb des Ist-Zustandes, während sie sich im Abschnitt oberhalb der Brücke über der heutigen Breite bewegen.

Die Abschätzung der Gerinneformen im heutigen Zustand des Flusses und nach Einnahme der Regimebreiten, welche nach Yalin und Parker-Günter berechnet wurden, hat Folgendes ergeben: Die Datenpunkte im Diagramm von da Silva (1991) für die heutigen Verhältnisse befinden sich in einem Bereich, wo sich morphologische Strukturen nicht bilden; es wird ein gerades Gerinne mit ebener Sohle erwartet, was auch der Wirklichkeit entspricht. Sowohl die Regimebreitenberechnungen nach Yalin und da Silva wie auch die Berechnungen mit dem Verfahren nach Parker-Günter ergeben Datenpunkte in einem Bereich, in dem die Bildung von alternierenden Bänken möglich ist.

5 MODELLIERUNG MIT CAESAR

Da im Rahmen dieser Arbeit eine Eichung des Modells mittels numerischer 2-d oder 3-d Modellierung oder mittels physikalischer Modellversuche nicht realisiert wurde, wurden die Modellresultate ohne Seitenerosion während des Hochwassers 1999 mit den in der Geschiebehaushaltsstudie dokumentierten Auswirkungen verglichen. Damit war eine Eichung der Inputparameter bis zu einem gewissen Grad möglich. Mit den geeichten Modellinputs konnte das in der Geschiebehaushaltsstudie festgehaltene Hochwasserereignis im Jahre 1999 relativ gut nachgebildet werden. Die durch CAESAR simulierten Erosionsraten waren jedoch 3-4 mal höher als die im Rahmen der Geschiebehaushaltsstudie mit MORMO modellierten Werte. Trotzdem konnten Erkenntnisse gewonnen werden über die Funktionsweise und Sensitivität des Automatenmodells.

So stellten sich die charakteristischen Korndurchmesser des Sohlen- und Ufermaterials (Kornverteilung) als sehr sensibler Parameter heraus. Die sehr viel höheren Erosionsraten mit einem mittleren Korndurchmesser der Kornmischung von $d_{m\text{ fein}} = d_{m\text{ orig}}/2 = 0.058\text{ m}$ waren auch auf den Querprofilen sichtbar, welche mithilfe einer GIS-Funktion hergestellt wurden. Eines dieser Querprofile, welches im Rahmen der Sensitivitätsanalyse mit unterschiedlichen Kornmischungen entstanden ist, befindet sich in Abbildung 5.

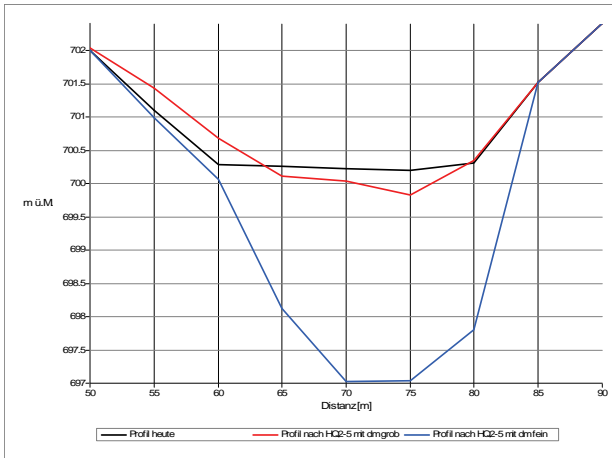


Abbildung 5: Querprofil bei km 13.228 mit Resultaten der Sensitivitätsanalysen mit unterschiedlichen Kornmischungen, gerechnet mit CAESAR

Insgesamt wurden ca. 15 Modellrechnungen mit verschiedenen Einstellungen in CAESAR gemacht. Diese können folgendermassen kategorisiert werden:

1. Simulation ohne Seitenerosion während des Hochwassers 1999 (Dauer: 744 h)
2. Simulation mit Seitenerosion einseitig und zweiseitig während eines Hochwassers HQ_{2,5} (Dauer: 120 h)
3. (Langzeit)Simulationen mit einseitiger Seitenerosion während 6 Hochwassern HQ_{2,5} (Dauer: 720 h) und allen Abflusswerten > 70 m³/s vom 1. Januar 1981 bis zum 31. Dezember 2008 (Dauer: 1578 h)

Die Resultate wurden jeweils in Form von Situationsplänen und Querprofilen, welche in der Software ArcGIS erstellt wurden, dargestellt.

6 DISKUSSION DER RESULTATE UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Resultate der Simulation mit Seitenerosion zweiseitig während eines Hochwassers HQ_{2,5} (siehe 2. oben) wurde mit den Resultaten der Regimeberechnungen verglichen. Der Vergleich wird auf der Grafik in Abbildung 6 veranschaulicht. Zum diesem Vergleich kann Folgendes gesagt werden:

- Sämtliche Berechnungen mit den Verfahren nach Parker-Günter und Yalin und da Silva liegen in derselben Grössenordnung wie die Resultate von CAESAR.
- Während im unteren Teil die Regimebreiten nach Yalin und da Silva besser stimmen, trifft dies im oberen Teil für die Regimebreiten nach Parker-Günter zu.
- Die Gerinneformen wurden durch die Abgrenzungskriterien von da Silva vorhergesagt. Es kommt zur Bildung von alternierenden Bänken. Bei genügender Breite des Gerinnes im unteren Teil des Modellgebiets, wo es zu einer Aufweitung kommt, ist sogar die Bildung von verzweigten Gerinnen zu beobachten.

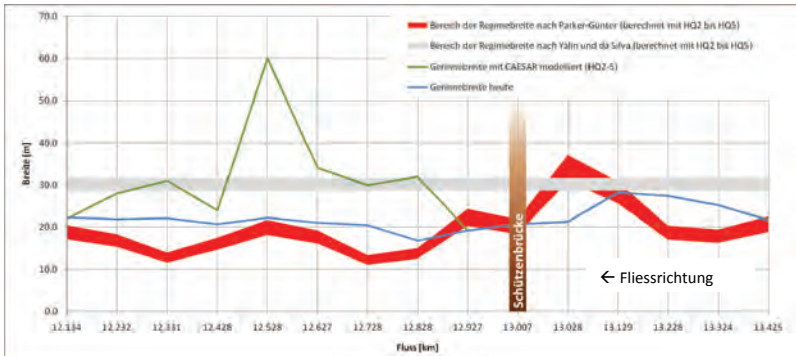


Abbildung 6: Vergleich der berechneten Regimebreiten mit den Modellresultaten aus CAESAR

Mit den beiden Langzeitsimulationen wurde versucht, Aussagen zu machen zu einer morphologischen Entwicklung der Kander über die nächsten 30 Jahre. Dabei wurden mit der Verwendung von mehreren bettbildenden Hochwassern ($HQ_{2,5}$) bessere Resultate erzielt.

Bei der vorliegenden Fragestellung einer einseitigen, eigendynamischen Flussaufweitung, bei der die gegenüberliegende Seite gegen den Einfluss von Hochwasser und Seitenerosion geschützt werden muss, kann CAESAR gewisse Hinweise für eine zukünftige flussbauliche Planung geben. Betrachtet man die Resultate der Simulation auf der Grundlage der Aneinanderreihung von sechs bettbildenden Hochwassern, so können folgende Schlussfolgerungen abgeleitet werden:

- Ohne jegliche seitliche Leitwerke, welche das Wasser schon am Anfang des Modellgebiets (nach einer Linkskurve) auf die linksseitigen Uferböschungen lenken, kommt es im oberen Teil zwischen km 12.828 und km 13.528 wahrscheinlich nicht zu eigendynamischen Aufweitungerscheinungen der Kander.
- Während die im Konzept Kander.2050 geplante obere Aufweitung Initialmassnahmen benötigen würde, käme es weiter flussabwärts gemäss den CAESAR-Resultaten zur spontanen Aufweitung. Auf Abbildung 7 (nächste Seite) sind die beiden für die Aufweitungen „ausgeschiedenen Flächen“ und die mit CAESAR modellierten Erosions- und Auflandungerscheinungen sowie die Abflusshöhen zum Simulationszeitpunkt $t = 720$ h zu sehen.
- Im Bereich von km 12.331, wo es gemäss CAESAR zu einer spontanen einseitigen Aufweitung kommt, müsste zum Schutz der rechtsufrig gelegenen Infrastruktur (Bahn) die Ufersicherung verstärkt und erhöht werden. Dies würde allfällige Schäden durch erodierende Querströmungen und Ausuferungen infolge Auflandung in der Flusssohle in diesem Bereich verhindern.
- Oberhalb des aufgeweiteten Bereichs kommt es weiterhin zu Erosionserscheinungen in der Sohle. Die im Massnahmenkonzept von Kander.2050 als dringend notwendig erachtete Sanierung der durch die Tiefenerosion beschädigten Uferverbauungen wäre also gemäss den Resultaten von CAESAR auf der nicht aufgeweiteten Flussseite nach wie vor notwendig.
- Sowohl am Anfang wie auch am Schluss der eigendynamischen Aufweitungen bedarf es festen Leitwerken, welche eine gegen oben oder unten fortschreitende Seitenerosion verhindern. Solche Leitwerke wären auf jeden Fall auch bei einer Realisierung von zwei einzelnen Aufweitungen (ober und unterhalb der Schützenbrücke) gemäss Massnahmenkonzept notwendig. Andernfalls besteht die Gefahr, dass die Widerlager der Brücke durch die Strömungsverhältnisse in der Nähe der Aufweitungen von einer Unterkolkung betroffen würden.

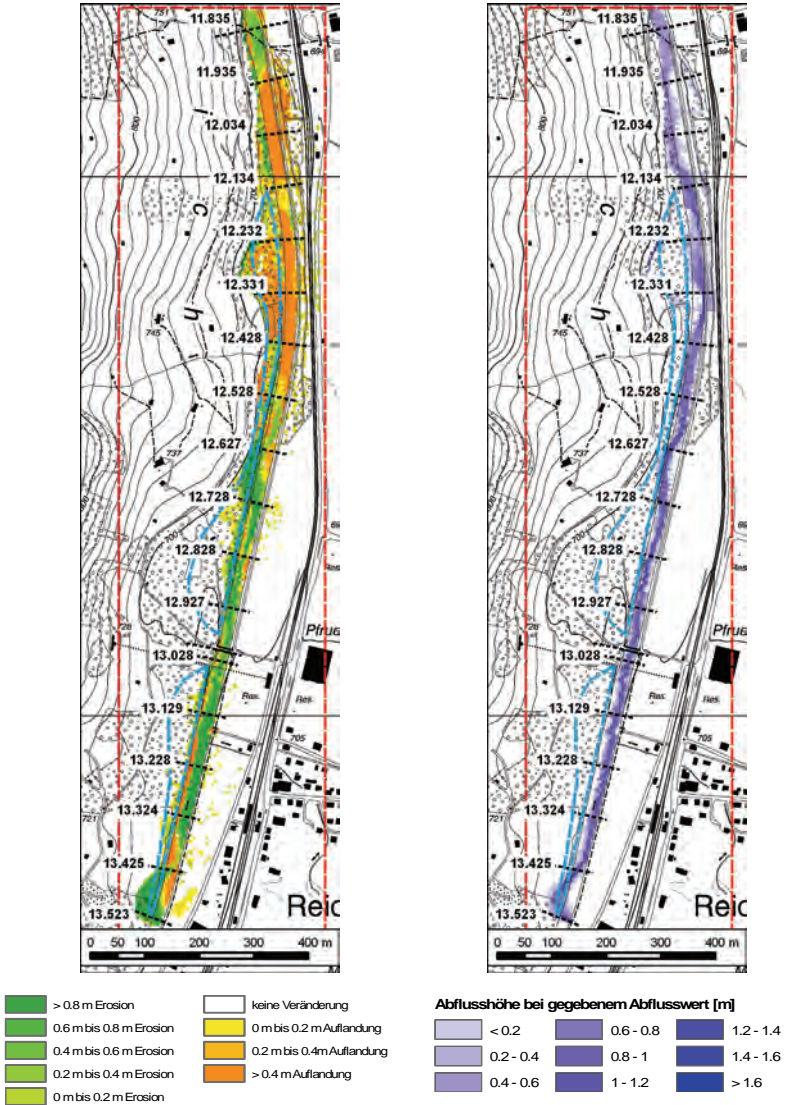


Abbildung 7: CAESAR-Ergebnisse der Langzeitsimulation mit aneinander gereihten Hochwasserdaten (HQ_{2,5}) und Grenzen der Aufweitungen gemäss GEK Kander.2050 (hellblaue Linie).

7 BIBLIOGRAPHIE

- Bezzola, G. R. (2009). "Vorlesungsmanuskript Flussbau, ETHZ." Zürich.
- Boillat, J.-L. (2009). "Notes du Sous-Module D1.2 "Mesures de protection contre les crues" du MAS in Hydraulic Engineering EPFL." Lausanne.
- Coulthard, T., and Wiel, M. V. D. (2006). "The Cellular Automaton Evolutionary Slope And River model (CAESAR)." unveröffentlicht.
- Paola, C. (2001). "Modelling stream braiding over a range of scales." Gravel-bed river, M. P. Mosley, ed., Wellington, New Zealand.
- Requena, P. (2008). "Seitenerosion in kiesführenden Flüssen - Prozessverständnis und quantitative Beschreibung." Mitteilung Nr. 210, H.-E. Minor, ed., Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich.
- Rohde, S. (2005). *Integriertes Gewässermanagement - Erkenntnisse aus dem Rhône-Thur Projekt. Synthesebericht Gerinneaufweitungen.*, Eidgenössische Forschungsanstalt WSL, Birmensdorf.
- da Silva, A. M. F. (1991). *Alternate bars and related alluvial processes*, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- TBA/LANAT. (2004). *Geschlebehaushalt Kander. Projektübergreifende Gesamtbetrachtung zum Geschlebehaushalt und der morphologischen Entwicklung der Kander zwischen Kandersteg und der Mündung in den Thuner See.*, Bern.
- Wehren, B., and Weingartner, R. (2007). "Kander.2050 - Teilmodul M1.1 Hydrologie: Hochwasserabschätzungen für ausgewählte Einzugsgebiete der Kander," Universität Bern, Bern.
- Yalin, M. S. (1992). *River mechanics*, Pergamon Press, Oxford etc.
- Zarn, B. (1997). *Einfluss der Flussbettbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschlebebettransportkapazität*, Zürich.

Überprüfung der Sicherheit einer Schwergewichtsmauer

Stauanlage Muttsee (Projekt KLL 2015)

Evaluation de la sécurité d'un barrage en béton

Ralph Kienle

Bundesamt für Energie BFE, Sektion Talsperren, Bern, Schweiz

ABSTRACT: The Kraftwerke Linth-Limmern AG starts to build in 2010 a new gravity dam in order to increase the reservoir of the existing Muttsee from 12 up to 26 million m³. This reservoir is part of a new pump storage between Muttsee and the reservoir Limmernboden. It is the duty of the Federal Office of Energy FOEN to check the safety of the project of the dam according to the regulations. The flood discharge capacity is high enough. Regarding stability, the owner has to do some more analysis.

RESUME: Les forces motrices Linth-Limmern SA vont construire dès 2010 un nouveau barrage afin de augmenter la retenue de l'existant Muttsee de 12 à 26 million m³. Ce lac d'accumulation fait part d'un nouveau aménagement pompage-turbinage entre Muttsee et le lac d'accumulation de Limmernboden. C'est la tâche de l'Office fédéral de l'énergie OFEN de vérifier le projet du barrage selon l'ordonnance sur les ouvrages d'accumulation. La capacité de l'évacuateur de crue est assez bien dimensionnée. Concernant la stabilité le maître d'œuvre doit encore faire des sondages.

ZUSAMMENFASSUNG: Die Kraftwerke Linth-Limmern AG wird ab 2010 eine neue Schwergewichtsmauer bauen, um das Stauvolumen des bestehenden, natürlichen Muttsees von 12 auf 26 Mio. m³ zu erhöhen. Der Stausee ist Teil eines neuen Pumpspeicherwerks zwischen Muttsee und dem Stausee Limmernboden. Es ist Aufgabe des Bundesamts für Energie BFE, das Projekt der Staumauer gemäss Stauanlagenverordnung auf die Sicherheit zu überprüfen. Bezüglich Hochwassersicherheit ist die Anlage gut dimensioniert. Hinsichtlich der Stabilität stehen weitere Untersuchungen noch an.

1 EINLEITUNG / ZIELE DIESER DIPLOMARBEIT

Die Stauanlage Muttsee ist ein Neubauprojekt im Rahmen der Pläne der Kraftwerke Linth-Limmern AG (KLL), mit dem Kraftwerk Limmern ein neues, leistungsfähiges Pumpspeicherwerk zu bauen. Sie weist eine Stauhöhe von 33 m auf und fällt damit unter den Geltungsbereich der Stauanlagenverordnung (StAV) [1]. Die Stauanlage Muttsee muss deshalb den Sicherheitsanforderungen entsprechen, welche die StAV festlegt.

Im Rahmen dieser Arbeit findet eine Überprüfung der Sicherheit der Stauanlage Muttsee gemäss den Anforderungen der Stauanlagenverordnung statt: Es werden das massgebende Hochwasserereignis unter Berücksichtigung der Pumpwassermenge festgelegt, die Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastung bestimmt und die Einwirkungen auf die Mauer ermittelt, um die Stabilitätsnachweise erbringen zu können. Dazu werden die Richtlinien des BWG zur Sicherheit der Stauanlagen [2] und zugehörige Basisdokumente [3] [4] [5] selbstverständlich möglichst korrekt angewandt und wo nötig interpretiert.

2 DIE ANLAGEN DER KRAFTWERKE LINTH-LIMMERN AG

2.1 Übersicht

Die Kraftwerke Linth-Limmern AG nutzt die Wasserkräfte im Quellgebiet der Linth und der Sernf mit einem Einzugsgebiet von insgesamt 137 km². Über ein Gefälle von 1800 m werden in vier Kraftwerkstufen zwischen dem Muttsee und Lintthal mit einer Maschinenleistung von rund 450 MW jährlich 630 Mio. kWh elektrische Energie produziert.

Die Kraftwerke Linth-Limmern AG plant, 1,8 Mrd. Schweizer Franken zu investieren, um mit dem Bau des Kraftwerks Limmern eine Leistungssteigerung ihrer Anlagen zu erzielen. Das KW Limmern ist ein unterirdisch angelegtes Pumpspeicherwerk mit einer installierten Leistung von 4 x 250 MW zwischen dem bestehenden Stausee Limmernboden (Volumen: 92 Mio. m³, Stauziel: 1857,0 m ü.M.) als Unterbecken und dem Muttsee als Oberbecken. Das Projekt bedingt den Aufstau des Speichers Muttsee. Bei Vollast kann zwischen Stau- und Absenkezeit während maximal 35 h turbinieren oder 48 h gepumpt werden.

2.2 Bestehende Kraftwerkstufe Muttsee – Limmernboden

Der Muttsee ist ein natürlicher Bergsee, der sich in einer Erosionsmulde eines früheren Gletschers gebildet hat. Im Westen ist er durch den Nüschentock, im Norden durch den Talkessel des Scheidstöckli, im Osten durch den Ruchi und im Süden durch die Höckerlandschaft des Hüenderbüel begrenzt. Sein natürlicher Wasserspiegel liegt auf Kote 2446 m ü.M.. Der Seeaufstieg befindet sich im Südosten. Der mittlere jährliche Zufluss liegt bei rund 5,8 Mio. m³. Das gesamte Volumen des Muttsees beträgt 11,9 Mio. m³, davon können heute 8,8 Mio. m³ in der Stufe Muttsee – Limmernboden in der ferngesteuerten Kavernenzentrale Muttsee (4,4 MW Ausbauleistung) genutzt werden. Mit dem Bau des Kraftwerks Limmern wird die Zentrale Muttsee nicht mehr genutzt werden und rückgebaut.

2.3 Stauanlage Muttsee (Projekt)

Durch den Bau einer maximal 35 m hohen Sperre wird die Normalstauhöhe des Muttsees von 2446,0 auf 2474,0 m ü.M. angehoben und damit der Nutzinhalt um 14,6 auf 23,4 Mio. m³ erhöht. Die totale Speicherkapazität des neuen Stausees beträgt 26,5 Mio. m³. Die Fläche ist bei Normalstau 632 000 m² gross gegenüber den derzeitigen 424 000 m². Das minimale Stauziel liegt auf Kote 2417 m ü.M. Der Muttsee kann maximal auf 2400 m ü.M. abgesenkt werden, entsprechend der Kote der Sohle des Einlaufbauwerks.

Die Linienführung der Sperre ist so nahe wie möglich am südlichen Ufer des heutigen Muttsees gewählt, damit die durch das Projekt zusätzlich eingestauten Flächen auf dem Hüenderbüel möglichst gering ausfallen. Die 1054 m lange Sperre besteht aus einer zweigliedrigen, abgewinkelten Gewichtsmauer. Der westliche (rechte) Bereich der Mauer weist eine Höhe von 10 bis 20 m auf, der östliche Teil besitzt eine maximale Höhe von 35 m.

Die Talsperre ist auf der gesamten Länge als Gewichtsmauer ausgelegt. Die Krone liegt auf Kote 2476,0 m ü.M. Die Kronenbreite beträgt mit Ausnahme von vier Blöcken beim rechten Mauerende konstant 4 m. Bei diesen vier Blöcken ist die Kronenbreite aus statischen Gründen auf 6 m verbreitert. Das wasserseitige Parament ist vertikal, das luftseitige mit 1:0,8 geneigt. Die Talsperre besteht insgesamt aus 68 Blöcken mit einer Breite von 15 m.

Der Sperrkörper ist mit einem einzigen Kontrollgang, der entlang des Sperrenfusses verläuft, versehen. Er dient der Ausführung der Kontaktinjektionen, des Injektionsschimes und des Drainageschirmes, der Ausführung von Messungen und Kontrollen während des Betriebes, als Zugang zum Grundablass und der Schieberkammer sowie zur Ableitung des Drainage-, Regen- und Schmelzwassers. Am linken Widerlager, wo der Schuttkegel gegen den Ruchi abgedichtet werden muss, erlaubt der Kontrollgang, den Felsen und den Schuttkegel zu prüfen, das Widerlager zu drainieren und allfällige spätere Abdichtungsergänzungen durchzuführen. Der Kontrollgang ist durch fünf Stolleneingänge zugänglich.

Die Hochwasserentlastung ist auf der linken Seite der Sperre vorgesehen, im Bereich des natürlichen Überlaufs des Muttsees. Die Überlaufschwelle liegt auf Kote 2474,60 m ü.M. Am Fuss der Hochwasserentlastung liegt ein Tosbecken mit Dissipationsblöcken. Über die Hochwasserentlastung führt eine befahrbare 5-feldrige Brücke mit einer Breite von 5 m.

Der Grundablass ist ebenfalls auf der linken Seite der Sperre vorgesehen. Er ist mit zwei Gleitschützen mit einem freien Abflussquerschnitt von 1,0 x 1,20 m ausgerüstet. Der Abflusskanal mündet direkt im Tosbecken der Hochwasserentlastung. Da eine gleichzeitige Betätigung der Hochwasserentlastung und des Grundablasses betrieblich ausgeschlossen werden kann, wird das hydraulische Verhalten des Grundablasses nicht von der Hochwasserentlastung beeinflusst. Die maximale Abflusskapazität des Grundablasses beträgt bei Normalstau 22,5 m³/s.

Zur Abdichtung des Untergrundes im Bereich der Staumauer sind Zementinjektionen vorgesehen. Geklüftete Zonen im zukünftig eingestauten Felsen im Bereich der Mauer werden mit lokalen Zementinjektionen behandelt und mit einer 15 cm dicken Spritzbetonschicht an der Oberfläche abgedichtet.

Die gesamte Mauer wird auf den basalen Pectinitenschiefern mit einer Mächtigkeit von 25 bis 30 m fundiert. Südlich vorgelagert steht der Grenzsandstein an, welcher gegen Norden unter die Pectinitenschiefer zieht. Unterhalb dieser Schichten liegen verkarstete Kreideschichten. Der Fels ist im Bereich der Sperstelle mässig verschiefert. Die Schieferungsflächen fallen mit 55 bis 60° steil nach SSE ein. Der Felsaushub kann voraussichtlich auf die oberste verwitterte Gesteinsschicht und auf Lockermaterial von geringer Mächtigkeit beschränkt werden. Das hydrogeologische Modell geht davon aus, dass im Gebirgsstock unter dem Muttsee der Grundwasserspiegel im Fels relativ tief liegt.

Die Bauarbeiten für die Stauanlage Muttsee erfolgen ausschliesslich in den Sommermonaten von 2010 (Aushubarbeiten für die Fundation der Mauer) bis 2015 (Abschluss der Betonierarbeiten). Für das Kraftwerk Limmern wird mit einer Gesamtbauzeit von rund sieben Jahren gerechnet (Ende 2009 bis Mitte 2016).

3 HOCHWASSERSICHERHEIT MUTTSEE

3.1 Hochwasserereignisse für Stauanlagen

Bei der Sicherheitsanalyse bezüglich Hochwasser bzw. für den Nachweis der Hochwassersicherheit einer Stauanlage werden zwei Hochwasserereignisse betrachtet ([5]):

- Bemessungshochwasser Q_B (aussergewöhnliches Ereignis mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren),
- Sicherheitshochwasser Q_S (extremes Ereignis mit einer Wiederkehrperiode $\gg 1000$ Jahre bzw. einer jährlichen Überschreitenswahrscheinlichkeit von $\sim 10^{-4}$).

Im vorliegenden Fall des neuen Pumpspeicherwerks Limmern ist für die Stauanlage Muttsee zusätzlich zur Zuflusswassermenge infolge Niederschlag noch die (maximale) Pumpwassermenge $Q_{Pmax} = 160 \text{ m}^3/\text{s}$ zu berücksichtigen, da die Annahme gemacht werden muss, dass die Pumpensteuerung unkontrolliert – also ohne, dass rechtzeitig eingegriffen werden kann – ausfällt. Für das Ereignis des Ausfalls der Pumpensteuerung («failure on demand») wird eine jährliche Überschreitenswahrscheinlichkeit von 10^{-2} für die Steuerung des Pumpenbetriebs bzw. von $(10^{-2})^2 = 10^{-4}$ bei Einsatz von zwei zuverlässigen, voneinander unabhängigen Kontroll- und Steuersystemen für die Steuerung des Pumpenbetriebs (redundante Steuerung) angenommen.

3.2 Kombination von Ereignissen

Die Hochwasserereignisse und das Ereignis «Ausfall Pumpensteuerung» können als voneinander vollständig unabhängig betrachtet werden. Ihre Kombination ist dementsprechend einfach. Zudem erfolgte die Kombination im Wissen darum, dass die Abflussmengen für kleinere als 1000-jährliche Ereignisse wegen dem sehr kleinen Einzugsgebiet in jedem Fall viel kleiner ausfallen werden als die maximale Pumpwassermenge von 160 m³/s (d.h. die natürlichen Zuflüsse Q_N sind für so genannt häufige bis seltene Ereignisse verglichen mit Q_{Pmax} vernachlässigbar klein). Die Resultate aller Kombinationen dieser vollständig unabhängigen Ereignisse sind in Tabelle 1 eingetragen.

Tabelle 1. Kombination von Ereignissen: Abflussmengen Q und Eintretenswahrscheinlichkeiten P

	$Q_P = 0$		$Q_P = Q_{Pmax}$		$Q_P = Q_{Pmax}$	
	(kontrolliertes Pumpen)		ohne redundante Steuerung		mit redundanter Steuerung	
$Q_N \ll Q_{1000}$	$Q = Q_N$ $P = 10^0$ (bis 10^{-2})	normal	$Q = Q_{Pmax}$ $P = 10^{-2}$ (bis 10^{-4})	aussergewöhnl.	$Q = Q_{Pmax}$ $P = 10^{-4}$ (bis 10^{-6})	extrem
$Q_N = Q_B$	$Q = Q_B$ $P = 10^{-3}$	aussergewöhnlich	$Q = Q_B + Q_{Pmax}$ $P = 10^{-5}$	extrem	$Q = Q_B + Q_{Pmax}$ $P = 10^{-7}$	Restrisiko
$Q_N = Q_S$	$Q = Q_S$ $P = 10^{-4}$	extrem	$Q = Q_S + Q_{Pmax}$ $P = 10^{-6}$	Restrisiko	$Q = Q_S + Q_{Pmax}$ $P = 10^{-8}$	Restrisiko

3.3 Kapazität der ungesteuerten Hochwasserentlastung

Die Hochwasserentlastung erstreckt sich über 5 freie Überläufe von vier Mal 14,4 m und einmal 15,0 m Breite (totale Überlaufbreite = 72,6 m). Die Überläufe sind durch 0,6 m breite Brückenpfeiler getrennt. Die Überlaufschwelle hat die Form eines Kreisbogenprofils mit Radius $R_k = 0,22$ m. Wegen der geringen Überfallhöhe wird die Einschnürung an den Pfeilern vernachlässigt. Für die Berechnung des Abflusses Q [m^3/s] über die Hochwasserentlastung wird die klassische Überfallformel der Hydraulik benutzt:

$$Q = B \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{1.5} \quad (1)$$

mit B = Breite des Überlaufs; C_d = Überlaufkoeffizient; und H = Wasserhöhe über der Überlaufkante.

Der Überlaufkoeffizient für Kreisprofile wird angenommen als:

$$C_d = 0.374 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot \rho_k}{11 + 2.5 \cdot \rho_k} \right) \leq 0.49; \quad \rho_k = \frac{H}{R_k} \quad (2)$$

Eine Entlastungskapazität von 160 m^3/s wird bei einem Wasserstand von 2475,61 m ü.M. erreicht.

3.4 Nachweis der Hochwassersicherheit

3.4.1 Lastfall «Überpumpen» (extremer Lastfall)

Zuerst wird die Reaktion der Stauanlage auf das Extremereignis Überpumpen mit $Q_{Pmax} = 160$ m^3/s bei redundanter Steuerung des Pumpbetriebs – wie für das Pumpspeicherwerk Muttsee vorgesehen – betrachtet.

Entgegen den Dimensionierungskriterien für extreme Ereignisse wird mit geschlossenem Grundablass gerechnet. Dies, weil davon ausgegangen wird, dass wenn der Pumpbetrieb wegen Nichtbemerken unkontrolliert läuft, auch niemand da ist, der den Grundablass öffnet.

Mit einer einfachen Division lässt sich feststellen, dass das Hochwasserrückhaltevolumen im Muttsee von 380 000 m^3 (zwischen Stauziel und Überlaufschwelle) infolge konstantem Zufluss von 160 m^3/s nach 40 Minuten gefüllt ist. Weiter ist klar, dass sich zwischen Zu- und Abfluss ein Gleichgewicht bei Staukote 2475,61 m ü.M. einstellen wird (Wert aus Kap. 3.3). Dieser Wasserstand liegt tiefer als die Mauerkrone, die der Gefahrenkote entspricht und die bei einem Extremereignis nicht überschritten werden darf.

Mit einer Retentionsberechnung können die Kurven für Staukote und Abfluss in Funktion der Pumpdauer gezeichnet werden (siehe Abbildung 1) (gerechnet mit Routing System II).

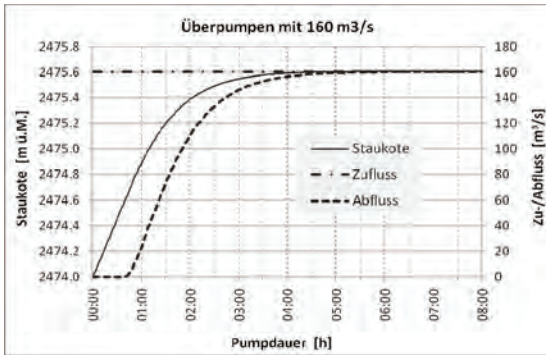


Abbildung 1. Abflusswerte über die Hochwasserentlastung und Wasserstand bei Überpumpen mit $Q_{Pmax} = 160 \text{ m}^3/\text{s}$ in Funktion der Pumpdauer bei einem initialen Wasserstand von 2474.00 m ü.M.

3.4.2 Reaktion der Hochwasserentlastung auf natürliche Hochwasserereignisse

(aus [5]): Für die Bemessung der Hochwassersicherheit werden in der Regel die Abflussganglinien benötigt. (...) Es ist eine Serie von Ganglinien erforderlich, weil nicht zum Voraus bekannt ist, welche Regendauer die ungünstigsten Wasserstände im Speicher verursacht. (...) Da keine weiteren spezifischen Abklärungen vorliegen, wird für die Form der Ganglinie $Q(t)$ eine Funktion $Q(t)$ der Form

$$\frac{Q(t)}{Q_{max}} = \left(\frac{t}{t_{max}} \cdot e^{\left(1 - \frac{t}{t_{max}}\right)} \right)^n \quad (3)$$

angenommen mit $Q(t)$ = abfliessende Wassermenge zum Zeitpunkt t ; Q_{max} = Abflussspitze (Maximum der abfliessenden Wassermenge); t_{max} = massgebende Niederschlagsdauer (Zeitdauer bis zum Erreichen der Abflussspitze); n = Exponent (aus [5]: «Standardwert für n ist 6.»).

Mit Gleichung (3), der Bestimmung der massgebenden Niederschlagsintensitäten mit den Basiswerten der Tafel 2.4 «Extreme Punktregen» aus dem Hydrologischen Atlas der Schweiz durch Extrapolation mit der Gumbelverteilung, der Fläche des Einzugsgebiets von 2,84 km^2 sowie der Annahme, dass das Zuflussvolumen zur Stauanlage dem Niederschlagsvolumen V_N entspricht, können solche Ganglinien für das Bemessungshochwasser konstruiert werden.

Das Sicherheitshochwasser $Q_S(t)$ wird gemäss [5] auf der Grundlage des Bemessungshochwassers abgeschätzt. Für neu projektierte Anlagen gilt:

$$Q_S(t) = 1.5 \cdot Q_B \left(\frac{2t}{3} \right) \quad (4)$$

Mit den Zuflussganglinien, den Eigenschaften der Hochwasserentlastung und einer Beziehung zwischen Seevolumen und Stauhöhe werden mit dem Programm Routing System II zahlreiche Retentionsberechnungen für verschiedene Niederschlagsdauern und unter Variation des Exponenten n durchgeführt. In Abbildung 2 sind von den Resultaten jeweils die Maximalwerte für Abfluss und für Q_S auch die Staukote aufgetragen.

Folgende – teilweise äusserst konservativen – Annahmen führten zum massgebenden Ereignis für natürliche Hochwasserereignisse:

- initialer Wasserstand auf Kote der Hochwasserentlastung (2474,6 statt 2474,0 m ü.M.),
- Verwendung eines Sicherheitshochwassers,
- Grundablass in jedem Fall geschlossen (was nur bei Q_B sein müsste),
- Exponent $n = 6$ (also maximal gross).

Unter diesen Voraussetzungen werden bei einem Niederschlagsereignis zwischen 0,5 bis 1 h Dauer und der entsprechenden Zuflussspitze von rund 100 m^3/s ein maximaler Abfluss von

40 m³/s und ein Wasserstand von 2475,0 m ü.M erreicht. Es kann also sogar noch ein Sicherheitsfreibord von 1,0 m gehalten werden. Die Abflussspitze eines natürlichen Hochwasserereignisses ist demnach in jedem Fall vier Mal kleiner als bei einem Überpumpen der Anlage.

Bei einem Bemessungshochwasser und einem initialen Wasserstand am Stauziel wird es nur bei 1000-jährlichen Niederschlagsereignissen von längerer Dauer (> 6 h) erst überhaupt zu einem kleinen Abfluss (3 m³/s) kommen (Überstau von weniger als 10 cm). Ansonsten reicht das Retentionsvolumen aus, um das ganze Niederschlagsvolumen aufzufangen.

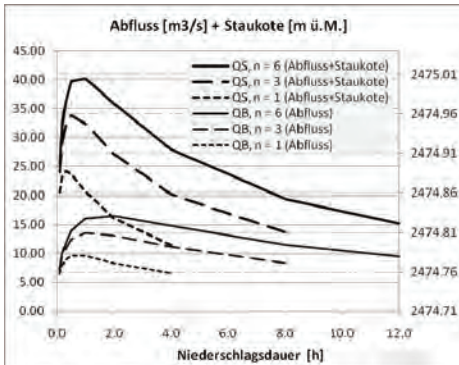


Abbildung 2. Maximale Abflusswerte über die Hochwasserentlastung für Bemessungs- (QB) und Sicherheitshochwasser (QS) sowie maximale Staukoten für QS für verschiedene n in Funktion der Niederschlagsdauer bei einem initialen Wasserstand von 2474.60 m ü.M.

4 STABILITÄTSNACHWEISE MUTTSEE

4.1 Stabilitätskriterien

(aus [3], p. 31) Beim Stabilitätsnachweis wird die Staumauer auf Gleiten und Kippen geprüft.

Gleiten: Der Sicherheitsfaktor ergibt sich aus dem Verhältnis vom maximal mobilisierbarem Widerstand (abhängig u.a. vom Reibungswinkel und der Kohäsion) zum gesamten Schub in der Gleitfläche.

Kippen: Der Sicherheitsfaktor ergibt sich aus dem Verhältnis der stabilisierenden zu den mobilisierenden Momenten.

4.2 Auf die Stauanlage Muttsee wirkende Kräfte

- Eigengewicht G
- Wasserdruck W (hydrostatischer Druck)
- Auftrieb (Sohlwasserdruck) S: Es wird eine Dreieck-Form mit Auftriebskoeffizient $\lambda = 0,8$ angenommen.
- Eisdruck $p = c \cdot d_{Es}$: Der Eisdruck wirkt im Bereich der Wasserlinie als horizontale Linienlast auf die Mauer. (Beiwert $c = 250 \text{ kN/m}^2$, geschätzte Eisdicke $d = 1,1 \text{ m}$; [9] [10] [11])
- (Belastungen infolge Temperaturdifferenzen zwischen Luft- und Wasserseite treten nur im Bereich der Maueroberfläche auf. Sie haben keinen Einfluss auf die Stabilität der Mauer.)

4.3 Erdbebenlasten in CADAM

Für die Stabilitätsnachweise wird als Hilfsmittel das Programm CADAM – Computer Analysis of concrete gravity Dams – eingesetzt [8]. CADAM führt seine Berechnungen auf der Basis der Starrkörper-/Balkentheorie durch. Die auf die Sperre wirkenden Lasten werden als Punktlasten in Knoten – in Abhängigkeit der Lage der Betonieretappen – konzentriert. Mit CADAM können

für den Erdbebenlastfall pseudo-statische und pseudo-dynamische (Antwortspektrenmethode mit Berücksichtigung von mehreren modalen Verformungen, nach [12]) Analysen durchgeführt werden. Die Beanspruchungen der Mauer werden nach dem üblichen statischen Vorgehen abgeleitet. Die Berechnung erfolgt hier am initial ungerissenen und elastischen Mauerkörper. Eine Rissentwicklung während der Berechnung wird nicht zugelassen.

4.3.1 Horizontale und vertikale Spitzenbodenbeschleunigung a_h und a_v

Bei der Sperre Muttsee handelt es sich um eine Sperre der Klasse I (\rightarrow Nachweisbeben mit mittlerer Wiederkehrperiode von 10 000 Jahren). Für den Standort Muttsee zeigt die entsprechende Erdbebenrisikokarte als MSK-Intensitätswert I_{MSK} den Wert 7,8 an.

$$a_h = 10^{(0,26 \cdot I_{MSK} + 0,19)} \cdot \frac{1}{100} \cdot \frac{1}{g} = 0,17 g ; \quad a_v = \frac{2}{3} \cdot a_h = 0,11 g \quad (5) (6)$$

4.3.2 Weitere Parameter für die Berechnung

- Baugrundklasse: A (Fundation auf Fels)
- Materialdämpfung ζ der Sperre: Klasse I, keine Versuche $\rightarrow \zeta =$ maximal 5 %
- Dynamischer Elastizitätsmodul $E_{d,Beton}$ des Sperrbetons: $E_d = 1,25 \cdot E_s$
- Wellen-Reflexions-Koeffizient α : Ein hoher α -Wert (starke Reflexion) steht für eine geringe Aufnahme der Erdbebenenergie durch den Reservoirgrund. Seine Abschätzung ist schwierig. Gerechnet wird mit $\alpha = 0,5$ (Default-Wert in CADAM).
- Ausbreitungsgeschwindigkeit c von Druckwellen in Wasser: $c = 1440$ m/s (Standardwert).
- Dämpfungseigenschaft η_f der Felsfundation: $\eta_f = 0,1$ (Wahl bei Fehlen von Informationen).
- Überlagerung der statischen Ersatzlasten der einzelnen modalen Verformungen: SRSS-Methode (Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate)

4.3.3 Dynamischer Wasserdruck (mitschwingende Wassermassen)

Der Einfluss des schwingenden Reservoirwassers auf die Sperre infolge Erdbeben wird durch eine Wassermasse berücksichtigt, die mit der Sperre mitschwingt. Die Kompressibilitätseinflüsse des Wassers werden dabei vernachlässigt (inkompressible Flüssigkeit). Die Zusatzlast des Wassers auf die Mauer wird mit der pseudo-statischen Methode nach Westergaard angenommen. Für die Lamelle i pro Laufmeter Mauerlänge gilt

$$m_{wi} = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot h_w \cdot \sqrt{1 - \frac{h_i}{h_w}} \cdot \Delta h_i \quad (7)$$

mit m_{wi} = Wassermasse der Lamelle i ; h_w = Höhe des vorhandenen Wasserspiegels; h_i = Höhe (Lage) der Lamelle i über Fundament (Mittelwert); und Δh_i = Dicke der Lamelle i .

4.4 Geometrie

Die Stabilitätsnachweise werden an insgesamt 5 Schnitten erbracht (2D-Modell), wobei hier in der Folge nur die beiden ersten (und höchsten) weiterbehandelt werden.

- Schnitt 223 Hauptschnitt
- Schnitt C-C Hochwasserentlastung Mitte, flache Sohle
- Schnitt 495.1 geringe Höhe und entsprechend kurzes Fundament, mit Kontrollgang
- Schnitt 946 geringste Höhe bei noch 4 m Mauerbreite an der Krone
- Schnitt 996 Mauerstumpf (Rechteckquerschnitt mit 6 m Mauerbreite)

4.5 Lastkombinationen

In Tabelle 2 sind alle für die Stauanlage Muttsee zu berücksichtigenden Lastkombinationen eingetragen. Die erforderlichen (globalen) Sicherheitsfaktoren – ohne Berücksichtigung der Kohäsion – stammen aus [3] für die statischen und aus [4] für die dynamischen Lastfälle. Bei Berücksichtigung der Kohäsion wären die Sicherheitsfaktoren zu erhöhen, um dem Risiko, dass sich die Kohäsion infolge einer Bewegung vermindert, Rechnung zu tragen.

Tabelle 2. Lastkombinationen und Sicherheitsfaktoren für die Gewichtsmauer der Stauanlage Muttsee

	Typ 1		Typ 2		Typ 3		
	normaler Lastfall		ausserordentlicher Lastfall		extremer Lastfall		
	See leer	See voll	Hochwasser	Eis	Hochwasser	Erdbeben See leer	See voll
Sicherheitsfaktoren (für Kohäsion = 0)	1.5	1.5	1.3	1.3	1.1	1.0	1.0
Eigengewicht	X	X	X	X	X	X	X
Wasserdruck, Seeniveau beim ...							
... Stauziel		X		X			X
... Bemessungs-HW			X				
... Sicherheits-HW					X		
Auftrieb, Seeniveau beim ...							
... Stauziel		X		X			X
... Bemessungs-HW			X				
... Sicherheits-HW					X		
Erdbeben						X	X
Eisdruck				X			

4.6 Resultate aus CADAM

4.6.1 Vergleich der CADAM-Resultate mit den Resultaten aus dem Bauprojekt Muttsee

Unter Anwendung der Eigenschaften an der Kontaktfläche Beton-Fels gemäss Bauprojekt [6] von $\phi = 33^\circ$ und $c = 150 \text{ kN/m}^2$ können die CADAM-Resultate mit den Resultaten aus dem Bauprojekt verglichen werden («Eichung» des CADAM-Modells am Modell des Bauprojekts und gleichzeitig Plausibilitätsprüfung der Resultate aus dem Bauprojekt) (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3. Stabilitätsberechnung: CADAM-Resultate mit $\phi = 33^\circ$ und $c = 150 \text{ kN/m}^2$. *kursiv*: erforderliche Sicherheit wird nicht erreicht. Klein gedruckte Werte: Sicherheitsfaktoren aus Bauprojekt Muttsee.

Sicherheitsfaktoren für die Stauanlage Muttsee											
		normaler Lastfall		ausserordentl. Lastfall			extremer Lastfall				
		See leer	See voll	Hochwasser	Eis	$\lambda = 1$	Hochwasser	Erdbeben pseudo-stat.		Erdbeben pseudo-dyn.	
Lastfall-Kürzel		B2	A1	A3	C4	E5	D6	B8	A7	B8	A7
erf. Sicherheitsfaktor		1.5	1.5	1.3	1.3	1.3	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0
QS 223	SF _{Gleiten}	8.50	2.08	1.92	1.96	1.95	1.83	3.10	1.03	3.20	1.01
	SF _{Kippen}	>100	1.75	1.64	1.62	1.53	1.58	2.59	1.18	2.33	1.14
			1.71	1.62	1.59	1.56		2.45	1.30	2.45	1.30
QS C-C	SF _{Gleiten}	28.3	1.85	1.70	1.68	1.71	1.59	4.49	<i>0.94</i>	4.91	<i>0.91</i>
	SF _{Kippen}	>100	1.61	1.51	1.48	1.42	1.46	2.95	1.11	2.79	1.06
			1.56	1.46	1.44	1.42		3.96	1.20	3.96	1.20

Allgemein kann bei den Lastfällen mit ausschliesslich statischer Belastung eine sehr gute bis identische Übereinstimmung der Resultate aus CADAM und Bauprojekt festgestellt werden. Bei den Lastfällen mit Erdbeben sind die Unterschiede tendenziell grösser. Mit CADAM sind aber die Resultate mit Ausnahme von Gleiten beim Schnitt C-C auf der sicheren Seite.

4.6.2 Gleitsicherheit ohne Berücksichtigung einer Kohäsion

Mit $\varphi = 33^\circ$ und $c = 0$ für die Eigenschaften an der Kontaktfläche Beton-Fels ergeben mit Ausnahme der Lastfälle mit leerem See alle Lastfälle eine deutlich ungenügende Gleitsicherheit (z.B. 1,2 für LF A1 für Schnitt 223 bzw. 0,9 für Schnitt C-C).

Für den Schnitt 223 können mit einem Reibungswinkel $\varphi = 42^\circ$ die erforderlichen Gleitsicherheiten für alle statischen Lastfälle deutlich übertroffen werden. Für den dynamischen Lastfall A7 (See voll mit Erdbeben; Sicherheit = 0,8) müssen die Verschiebungen berechnet werden, um die Stabilität des Bauwerks nachweisen zu können.

Für den Schnitt C-C werden mit $\varphi = 42^\circ$ bei den statischen Lastfällen die erforderlichen Sicherheiten erst angenähert erreicht (Unterschreitung um rund 10 %). Die Situation könnte verbessert werden, indem z.B. eine abgetreppte Aufstandsfläche vorgesehen wird, um den Gleitwiderstand zu erhöhen. Weitere Möglichkeiten sind eine Erhöhung des Mauerweights (durch Verbreiterung am Mauerfuss; aufwändig!) oder die Neigung der Wasserseite (bewirkt eine vertikale Komponente der Wasserlast).

4.6.3 Detailanalyse am Schnitt 223

In diesem Abschnitt werden die Sicherheitsfaktoren für eine CADAM-Berechnung am Schnitt 223 kurz qualitativ präsentiert ($\varphi = 38^\circ$, $c = 0$).

- Erdbebenlastfall (LF A7), pseudo-statisch:

Nur die oberste Fuge bleibt zugspannungsfrei. Die maximalen Zugspannungen betragen knapp 0,3 MPa (ohne Berücksichtigung von Temperatureinflüssen). Sie sind also klein bzw. kleiner als eine realistische dynamische Zugspannungsgrenze des Betons von 3 MPa. Der Querschnitt dürfte also ungerissen bleiben. Die Zugspannungen nehmen von oben nach unten zu. Entsprechend liegt die Resultierende in jenen Ebenen, wo Zugspannungen auftreten, ausserhalb des Kerns. Die Kippsicherheit ist in allen Fugen grösser als 1 (Resultierende ist überall innerhalb der Querschnittsfläche)

- Erdbebenlastfall (LF A7), pseudo-dynamisch:

Bei der pseudo-dynamischen Analyse haben alle Fugen Zugspannungen auf der Wasserseite (0,3 bis 0,35 MPa). Die höheren Werte befinden sich tendenziell um den unteren Drittelpunkt.

Die Gleitsicherheit ist nicht nur an der Sohle kleiner als 1, sondern mit minimal 0,94 auch (ein wenig) im Mittelteil der Mauer (!). Bezüglich Kippen ist in einigen Fugenebenen im Mittelteil die Sicherheit noch kleiner als für Gleiten (0,82 als zweittiefster Wert). Die Resultierende ist dementsprechend ausserhalb des Querschnitts. Der Grund liegt darin, dass in CADAM in den Horizontalfugen der Betonieretappen trotz ungerissenem Querschnitt mit vollem Auftrieb gerechnet wird (bei allen Lastfällen). Die Resultate gelten also nur für einen Fall, wo in den Fugen voller Auftrieb herrscht. Wird in den horizontalen Betonierfugen ohne Auftrieb gerechnet, werden bei Erdbeben genügende Sicherheiten gegenüber Kippen erreicht. Ohne Erdbeben ist dies sowieso der Fall.

5 GESAMTBEURTEILUNG DER SICHERHEIT DER STAUANLAGE MUTTSEE

5.1 Hochwassersicherheit

Der massgebende Lastfall ist das unkontrollierte Überpumpen mit der maximalen Pumpleistung von $Q_{\text{Pmax}} = 160 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bei einem konstanten Zufluss von $160 \text{ m}^3/\text{s}$ wird der Wasserspiegel auf 2475,61 m ü.M. ansteigen und damit die Überfallkante der Hochwasserentlastung (Kote 2474,60 m ü.M.) um 1,01 m übersteigen. Auf dieser Höhe stellt sich ein Gleichgewicht zwischen Zu- und Abfluss ein. Der Wasserspiegel bleibt dabei 39 cm unterhalb der Mauerkrone von 2476,00 m ü.M. bzw. unterhalb der Gefahrenkote der Stauanlage.

5.2 Stabilität

5.2.1 Gleitsicherheit

Im Bauprojekt rechnet der Projektverfasser für die geotechnischen Eigenschaften an der Kontaktfläche Beton-Fels mit den Eigenschaften der Trennflächen im Gebirge, also jenen Eigen-

schaften, die massgebend sind für die Untertagebauwerke des Bauvorhabens KW Limmern ($\varphi = 33^\circ$, $c = 150 \text{ kN/m}^2$). Mit diesen Parametern wird bei der Nachrechnung im Rahmen der Überprüfung des Projekts für die statischen Lastfälle eine minimale Gleitsicherheit von 1,4 erreicht (Lastfall Sicherheitshochwasser).

Ohne Berücksichtigung der Kohäsion – so wie es das Basisdokument für die konstruktive Sicherheit von Stauanlagen [3] vorsieht – beträgt die Sicherheit gegenüber Gleiten für den normalen Lastfall «See voll» 1,2 im Hauptschnitt (Schnitt 223) und 0,95 im Schnitt C-C durch die Hochwasserentlastung. Der geforderte Wert von 1,5 wird demnach deutlich unterschritten.

Mit einem Reibungswinkel φ von z.B. 42° an der Kontaktfläche Beton-Fels (ein aus Erfahrung sicher realistischer Wert [7]) verbessert sich die Situation erheblich. Für den Hauptschnitt zeigen die Vergleichsrechnungen für alle berücksichtigten statischen Lastfälle genügende Sicherheiten. Beim Schnitt durch die Hochwasserentlastung hingegen ist dies nicht der Fall (normaler Lastfall 1,3 anstatt 1,5; ausserordentlicher Lastfall 1,2 anstatt 1,3). Grund ist die flache Sohle gegenüber einer Sohle beim Hauptschnitt, die gegen die Luftseite ansteigt. Die Situation könnte in diesen Bereichen z.B. mit einer abgetrepten Aufstandsfläche verbessert werden.

Für die dynamischen Lastfälle ist gemäss CADAM-Berechnungen für den Schnitt 223 die Gleitsicherheit ab $\varphi = 46^\circ$ grösser als 1, für den Schnitt C-C erst ab $\varphi = 52^\circ$. Mindestens für letzteren dürfte der Sicherheitsnachweis nur über eine Abschätzung der zu erwartenden Verschiebung nach dem Erdbeben laufen.

5.2.2 Kippsicherheit

Die Kippsicherheit kann in allen Schnitten für alle statischen und dynamischen Lastfälle eingehalten werden. Die Resultate des Projektverfassers können mit vereinfachten Berechnungen (CADAM oder auch Handrechnung) gut nachvollzogen werden.

5.3 Weiteres Vorgehen

Bauherr und Projektverfasser werden die felsmechanischen Kennwerte vor Ort und im Hinblick auf den Sperrrennbau genau erkunden, die statischen und dynamischen Berechnungen mit den neuen Werten überarbeiten, allenfalls zusätzliche konstruktive Massnahmen ins Projekt einfließen lassen und die neuen Dokumente dem BFE als Genehmigungsbehörde rechtzeitig vor Beginn der Bauarbeiten zur nochmaligen Prüfung einreichen.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Verordnung über die Sicherheit der Stauanlagen vom 7. Dezember 1998 (Stauanlagenverordnung, StAV; SR 721.102)
- [2] Sicherheit der Stauanlagen, Richtlinien des BWG, Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Version 1.1, Biel, November 2002
- [3] Sicherheit der Stauanlagen, Basisdokument zur konstruktiven Sicherheit, Berichte des BWG, Serie Wasser, Version 1.0, Biel, August 2002
- [4] Sicherheit der Stauanlagen, Basisdokument zum Nachweis der Erdbebensicherheit, Berichte des BWG, Serie Wasser, Version 1.2, Biel, März 2003
- [5] Sicherheit der Stauanlagen, Basisdokument zum Nachweis der Hochwassersicherheit, Bundesamt für Energie BFE, Bern, Juni 2008
- [6] Kraftwerke Linth-Limmern AG: Linthal 2015 / Kraftwerk Limmern, Baugesuch und Fachberichte Stauanlage Muttsee, Baden, 29. Oktober 2008
- [7] Schleiss A.; Barrage, EPFL / LCH, 2004
- [8] Leclerc M., Léger P., Tinawi R.; CADAM User's Manual Version 1.4.3, École Polytechnique de Montréal, April 2001.
- [9] ICOLD Bulletin 105; Dams and related Structures in Cold Climate, Chap. 3, Paris
- [10] Federal Energy Regulatory Commission (FERC); Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects, Chapter III, Gravity dams, 3-2.7, June 2000
- [11] STK Arbeitsgruppe Numerik – Analyse von Betonmauern, Belastungen, August 2007
- [12] Chopra Anil K.; Earthquake Response Analysis of Concrete Dams, Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation, Edited by R.B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, pp. 416-465, 1988

Modélisation des Eaux Souterraines de l’Ancienne Décharge de Mollard-Parrelliet

Groundwater Modelling of the Former Dumpsite of Mollard-Parrelliet

Thomas Langer

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratoire de géologie de l’ingénieur et de l’environnement (GEOLEP), Lausanne, Suisse

ABSTRACT: The disposal of Mollard-Parrelliet is situated at the southern end of the Jura Mountains close to Nyon. The drinking water supply of Nyon is being fed by the groundwater sources of Arpey which are located downstream of the disposal site and which are partially affected by contaminated groundwater.

The present work contributes to previous research done on the site by implementing a mathematical groundwater model. This model was set up as a 2-dimensional flow model for a confined aquifer and was dimensioned and calibrated for a flood water period only.

An important conclusion is that according to the particle tracking and the mass balance analysis the disposal and the groundwater spring of Arpey are connected directly by groundwater flow. The groundwater model led also to a detailed knowledge and perception of the groundwater flows on the site and represents a basic step for later contaminant transport modeling.

RÉSUMÉ: La décharge de Mollard-Parrelliet est située au pied des montagnes du Jura près de Nyon. L’eau potable de la ville de Nyon provient des sources d’Arpey qui se situent en aval de la décharge et qui sont partiellement touchées par la décharge.

Un modèle mathématique 2-dimensionnel de flux des eaux souterraines au site a été définie pour une nappe captive pour la période des hautes-eaux.

Une conclusion importante de la modélisation est que, d’après les analyses de la trajectoire des particules et du bilan hydraulique, il existe une connexion entre la décharge et le captage d’eau. La modélisation a apporté une vue et une connaissance détaillée sur le flux de l’eau souterraine dans la région de la décharge et représente l’étape fondamentale pour la réalisation de la modélisation de transport de contaminants.

1 INTRODUCTION

Le présent travail a été conduit dans le cadre du programme de Master of Advanced Studies (MAS) in Hydraulic Engineering au laboratoire de géologie de l’ingénieur et de l’environnement (GEOLEP) de l’École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Le travail a été réalisé en collaboration avec la Commune de Nyon – Service des Travaux et Environnement.

Le but du présent travail est de comprendre et de modéliser les flux d’eaux souterraines dans la région de l’ancienne décharge de Mollard-Parrelliet, près de la ville de Nyon dans le canton du Vaud. L’eau potable de la ville de Nyon provient des sources qui se situent en aval de la décharge et qui sont partiellement touchées et menacées par celle-ci.

1.1 *Description du Site*

La décharge de Mollard-Parrelliet est située au pied des montagnes du Jura dans la commune de Trélex près de Nyon. Selon Norbert Géologues-Conseils SA (Août 2002) dans les années 1960, une gravière a été exploitée sur le site pour la construction de l’autoroute. Ensuite, jusqu’aux années 1970, l’ancienne gravière a été transformée pour recevoir des dépôts d’ordures et de dé-

chets. Dans les années 1980 l'autorisation d'exploiter une décharge inerte de classe II a été donnée.

1.2 *Études Antérieures*

Dans les 20 à 25 dernières années plusieurs rapports ont été écrits sur la décharge de Mollard-Parrellet ainsi que sur les risques environnementaux autour du site depuis la mise en service de la décharge en 1964. Les études conduites s'intéressaient entre autres à la pollution du captage d'Arpey qui alimente la ville de Nyon en eau potable. En 2006 une demande du service des eaux, sols et assainissement (SESA) du Canton de Vaud a été sollicitée pour décider sur l'avenir de la décharge. Il a alors été décidé d'assainir celle-ci.

2 DONNÉES

2.1 *Origine des Données*

Les données sur l'environnement de la décharge ont été fournies par la commune de Nyon (Service des Travaux et Environnement) dans le cadre de plusieurs rapports. Quelques données ont été trouvées sur internet.

2.2 *La Géologie et l'Aquifère*

La géologie n'a pas été analysée en détail mais a été dérivée des études citées ci-dessus.

La région autour du site de Mollard-Parrellet comporte deux nappes aquifères d'importance. Celles-ci sont séparées par plusieurs couches de moraine et ne montrent pas une connexion directe.

Du fait que l'eau potable de la source d'Arpey provient de l'aquifère supérieur et que la communication entre les aquifères est absente l'aquifère inférieur n'a pas été considéré dans la présente étude.

L'aquifère supérieur analysé est limité par plusieurs zones de moraine (voir chapitre 2.3 et 3) et a une épaisseur connue (voir chapitre 3).

2.3 *Conductivité hydraulique*

Compte tenu d'une géologie assez hétérogène de la région, les valeurs de conductivité hydraulique utilisées dans le présent travail se basent sur à peine quelques études. Six essais de pompage (pumping tests) d'une durée d'un jour chacun ont été exécutés en 1995 par la société CSD. Le tableau 1 résume les valeurs de conductivité hydraulique déterminées pour la couche de l'aquifère.

En plus dans le rapport hydrogéologique complémentaire rédigé par Norbert Géologues-Conseils SA (Janvier 2004), deux valeurs de conductivité hydraulique sont mentionnées pour le terrain au l'ouest de la décharge. Cette région fait partie du cône des alluvions fluvioglaciaires jurassiennes. Les valeurs de conductivité hydraulique obtenues dans deux fouilles sont listées au tableau 1 (Norbert Géologues-Conseils SA, Janvier 2004) :

Tableau 1 : Perméabilités

Sondages	Conductivité hydraulique [10-4 m/s]
MP2	18.00
MP3	0.32
MP4	0.81
F10	1.30
F11	0.68

Les positions des sondages MP2 à MP4 sont représentées à la figure 2.

La disposition générale de la conductivité hydraulique a été adaptée du rapport d'investigations détaillées selon l'Osites d'ARConseils Robert Arn, août 2002, et suppose que la décharge est entourée par un cône d'alluvions fluvioglaciaires jurassiennes de conductivités hydrauliques divers à l'ouest, une zone très perméable au sud (sondage MP2), une zone de sédiments glacio-lacustres (essentiellement deltaïques) et à l'est et une zone de moraine de fond alpine au nord

2.4 Recharge de la Nappe

La recharge RE [mm/d] de la nappe a été calculée en conformité avec le modèle décrit par Maître et al. (2003). Elle correspond à l'infiltration qui est calculée par la précipitation brute P [mm/jour] sur le terrain moins l'évapotranspiration ET [mm/jour].

Les valeurs de précipitations sont des moyennes mensuelles et proviennent de l'office fédéral de météorologie et de climatologie MétéoSuisse (MeteoSchweiz, 2009). L'évapotranspiration ET [mm/jour] a été calculée selon la formule de Mdaghri-Alaoui & Eugster (2001) qui se base essentiellement sur la formule de Primault (1962). La formule représente une approximation empirique pour estimer l'évapotranspiration des prairies en Suisse conformément à l'équation (1). L'approximation est valable sur des régions d'une altitude située entre 300 et 1200 mètres au-dessus du niveau de la mer (Mdaghri-Alaoui & Eugster, 2001).

$$ET = c[(A/100)*(103-rH)*(t_s+2t_p)+B] \quad (1)$$

Où A et B sont des fonctions de l'altitude (au-dessus du niveau de la mer) et c une fonction de la saison annuelle. Le paramètre t_s représente la durée d'insolation moyenne [h] pendant une période t_p [jour] et rH est l'humidité moyenne de l'air [%].

La valeur de précipitation a été obtenue à partir des valeurs mesurées pour la période de 1961 à 1990 à la station SwissMeteoNet de Nyon / Changins (coordonnées: 506 880 / 139 573) et correspond à 80 mm/mois pour le mois de mars (MeteoSchweiz, 2009). En l'exprimant dans l'unité utilisée dans la modélisation, la précipitation du mois de mars correspond à $25.806 * 10^4$ m/jour.

Les valeurs de durée d'ensoleillement absolu (136 h/mois) et d'humidité relative de l'air (69.3 %) ont été recherchées de la même façon. La durée d'ensoleillement se base aussi sur les valeurs de la région de Nyon/Changins (MeteoSchweiz, 2009) et l'humidité de l'air sur des valeurs pour la ville de Pully (MeteoSchweiz).

2.5 Source d'Arpey

L'eau potable de la ville de Nyon provient de la source d'Arpey qui est située à la base des alluvions fluvioglaciaires jurassiennes (ARConseils Robert Arn, Août 2002). L'eau est captée au moyen d'une tranchée installée presque perpendiculairement à la pente du sol. Le drain collecteur consiste de six regards-cheminées et d'une chambre (ARConseils Robert Arn, Août 2002).

Comme mentionné ci-dessous la modélisation fait référence à une période de hautes eaux et au mois de mars. Pour cette période de l'année, le débit identifié dans les années 2005 à 2008 est

environ 3,000 l/min (HydroGéo, Juin 2008) ; ce débit a été pris comme référence pour la présente étude.

2.6 Réseau de Drainage

Selon le rapport de HydroGéo (Juin 2008) de nombreuses résurgences d'eaux souterraines ont été constatées au sud de la décharge (HydroGéo, Juin 2008).

La zone directement au sud de la décharge et à l'est du captage d'Arpey est limitée en aval par une moraine de fond peu perméable. L'eau souterraine resurgit donc sous forme de ruissellement et est reprise en partie par un réseau de drainage agricole (HydroGéo, Juin 2008). L'existence de ruissellement dans cette région est modélisée par une limite à charge constante.

3 MODÉLISATION

3.1 Méthode

Le modèle consiste en l'intégration numérique de l'équation de continuité générale 2-D :

$$S(dh/dt) + \text{div}(-T \text{ grad } h) + Q = 0 \quad [\text{m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-2}] \quad (2)$$

S = coefficient d'emmagasinement [1]

div = opérateur divergence [m^{-1}]

T = transmissivité de l'aquifère [$\text{m}^2 \text{ s}^{-1}$]

grad = opérateur gradient [m^{-1}]

h = potentiel hydraulique [m]

t = temps [s]

Q = terme de source [$\text{m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{-2}$]

Le régime d'écoulement considéré dans cette étude étant permanent (sans variation temporelle), le terme $S (dh/dt)$ vaut 0. L'équation est intégrée par éléments finis bilinéaires 2-D à 4 nœuds par le logiciel Feflow de DHI-WASY Ltd.

3.2 Dimension du Modèle

Le modèle 2-dimensionnel de flux a été défini comme suit (voir tableau 2) :

Tableau 2 : Spécifications du modèle

	Valeurs
Type d'élément	triangles à 3 nœuds
Nombre des éléments du réseau	910
Nœuds du réseau	499
Dimension	2
Nombre de couches	1
Type	milieu saturé
Mesure du problème	1462.90 m
Projection horizontale	captive (confined)
Régime d'écoulement	écoulement permanent
Pas de temps	pas de temps constants

La limite du modèle a été spécifiée conformément à la figure 1. Les marquages ronds représentent des limites à charge constante, le reste des limites représente un flux nul. En outre, le captage d'Arpey est aussi illustré à l'aide des marquages ronds. Le tracé de la limite se base sur la géologie du terrain ainsi que sur la définition des flux des eaux souterraines.

La limite à charge constante en amont est fixée à environ 590 m et la charge imposée du captage à environ 560 m.

La partie de l'ellipse au milieu de la figure 1 représente la région de la décharge de Mollard-Parrellet.

En principe, le flux d'eau souterraine est orienté selon une direction du nord-ouest au sud-est. Les limites de l'ouest et de l'est du modèle ont été définies conformément à cela, soit ils sont des limites à flux nul.

La définition des autres limites à flux nul se base sur la géologie. Leur forme suit les limites des moraines et de sol peu perméable.

Le modèle a été dimensionné et calibré pour la période des hautes-eaux uniquement. La raison principale d'avoir favorisé cette période est qu'elle est probablement la situation la plus défavorable pour le transport de contaminants de la décharge de Mollard-Parrellet au captage d'Arpey (HydroGéo, Février 2008).

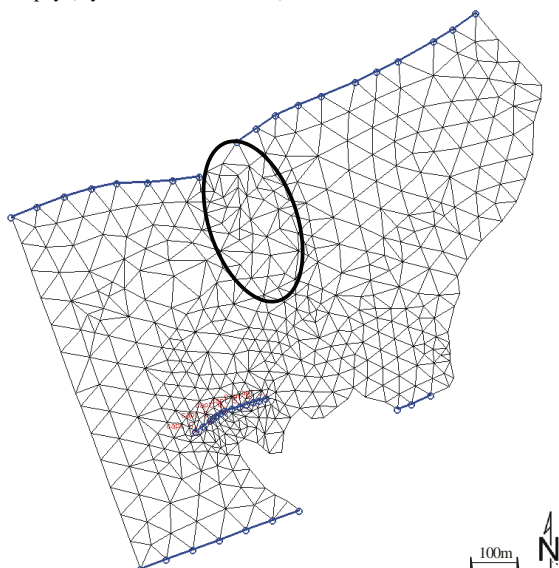


Figure 1 : Limite du modèle et captage d'Arpey

3.3 L'épaisseur de l'Aquifère

Le toit et l'épaisseur de la seule aquifère du modèle ont été déterminées avec les données disponibles sur l'aquifère dans les rapports cités ci-dessus.

Une carte des isohypses (ligne joignant des point d'égale altitude) a été défini en se basant sur l'altitude du mur de l'aquifère et sur la carte géologique du terrain. Pour préciser ces valeurs la topographie a aussi été considérée. Ces isohypses représentent la base de l'aquifère et de la couche du modèle (layer and aquifer bottom elevation).

La carte des isopièzes hautes eaux dans le rapport d'ARConseils Robert Arn (Août 2002) a servi de référence pour définir la surface de l'aquifère et l'altitude supérieure de la couche du modèle (layer and aquifer top elevation).

Ces valeurs d'altitudes du fond et de la surface de la couche ont été importées dans le modèle FEFLOW et interpolées sur tout le terrain par la technique du krigeage.

L'épaisseur de la couche est alors calculable à partir de la soustraction des valeurs du mur aux valeurs du toit de l'aquifère.

3.4 *Les conductivités hydrauliques du Modèle*

La géologie du site modélisé a été décrite dans le rapport de l'ARConseils Robert Arn (Août 2002) comme hétérogène. Cette hétérogénéité a été adoptée pour la définition des conductivités hydrauliques du sous-sol et développée au cours de la calibration du modèle. Une divergence significative entre la conductivité hydraulique espérée et la conductivité hydraulique modélisée est remarquable pour la conductivité hydraulique à l'est du modèle. Pour des terrains naturels, il n'est cependant pas rare d'obtenir des grandes variations dus à des différences lors de l'interprétation des essais de pompages. Il peut également y avoir des hétérogénéités naturelles de conductivité hydraulique au sein d'une même formation.

3.5 *Transmissivité*

Le modèle a été configuré pour une nappe captive, ceci afin de garantir une épaisseur fixe de l'aquifère et de faire varier seulement le débit. Les valeurs d'altitude de la nappe et des moraines sont donc restées incluses dans le modèle.

En revanche la conductivité hydraulique a du être transformée en transmissivité. La transmissivité T [m^2/s] correspond à la conductivité hydraulique pour une épaisseur de nappe donnée. Elle a été calculée par la multiplication de la conductivité hydraulique K [m/s] avec l'épaisseur de la nappe e [m].

Pour certains des éléments de la maille la valeur interpolée du fond de la couche excédait la valeur interpolée de la surface de la nappe. L'épaisseur calculé dans ces éléments était négative et n'était pas utilisable par la suite sans traitement antérieur. Les valeurs négatives ont donc été remplacées par une valeur positive d'un mètre (1 m).

À la fin de la démarche de calibration toutes les valeurs de transmissivité ont dû être réduites à 67 % des valeurs initiales du niveau de la nappe pour garantir un débit cohérent avec le débit prélevé à la source d'Arpey. Cette réduction aurait probablement pu être évitée en utilisant un maillage du modèle plus fin.

3.6 *Recharge*

Comme susmentionné la recharge a été déterminée pour la période des hautes eaux de mars. Pour les zones de prairie la valeur standard pour la précipitation en mars dans la région de Nyon de 80 mm/mois et l'évapotranspiration calculée selon Primault (1962) de 25.38 mm/mois en mars résulte d'une valeur de recharge de 53.62 mm/mois qui correspond à $17.30 \cdot 10^{-4}$ m/jour. La recharge constitue 67.02 % de la précipitation brute et représente une valeur très haute pour des prairies.

En considérant les connaissances approfondies et spécifiques des sols au site de Mollard-Parrellet et le pourcentage de 36 % cité à Mdaghri-Alaoui & Eugster (2001) la recharge espérée est plus petite. De ce fait une approximation grossière a constitué une recharge de 40 % de la précipitation brute.

Les zones de forêt ont été affectées de valeurs moins hautes, l'évapotranspiration y étant élevée (voir tableau 3). La surface de la décharge est presque imperméable, de ce fait la recharge dans la zone au sud de la décharge a été approximée avec une valeur élevée qui représente l'eau captée à la surface de la décharge et qui s'infiltré au sol en aval (voir tableau 3).

Tableau 3 : Spécifications du modèle

Zone	Distribution entre les zones	Recharge
Prairie	100 %	$10.32*10^{-4}$ m/jour
Forêt	85 %	$8.77*10^{-4}$ m/jour
Décharge	5 %	$0.52*10^{-4}$ m/jour
Drainage	200 %	$20.65*10^{-4}$ m/jour

3.7 Résultats

La charge hydraulique calculée est présentée à la figure 2. Les flèches indiquent la vitesse du flux modélisé.

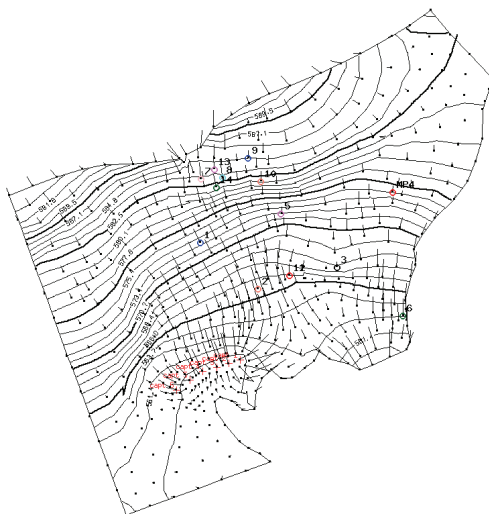


Figure 2 : Écoulement permanent

En se référant aux charges hydrauliques initialement interpolées les différences entre les charges hydrauliques mesurées et les charges calculées peuvent être analysées. À ce sujet il faut rappeler que les charges mesurées proviennent d'une interpolation entre quelques points et ne sont pas des mesures réelles.

La figure 3 montre les niveaux d'eaux souterraines mesurés par rapport aux niveaux calculés. Pour une calibration parfaite tous les points d'observation se positionnent sur la droite de pente 1:1. La présente calibration peut être qualifiée de suffisante mais contient aussi des valeurs aberrantes.

Ces dernières concernent essentiellement les charges intermédiaires; celles-ci ont en effet été le plus souvent surestimées dans le modèle. Tous ces points sont situés à l'est de la décharge dans une zone qui a été modélisée sans exutoire. Cette hypothèse n'est peut-être pas complètement correcte. De plus la zone à l'est de la décharge est peu importante et peu significative pour les résultats. Les points plus divergents peuvent ainsi être déconsidérés.

Les valeurs calculées pour une altitude mesurée d'environ 585 m sont légèrement trop basses. La localisation de ces points s'étend dans les parties supérieures du modèle ainsi qu'à l'ouest de la décharge.

Le fait que les valeurs mesurées sont en réalité des points interpolés à partir de quelques mesures comporte aussi une incertitude et explique peut-être la différence entre mesure et calcul.

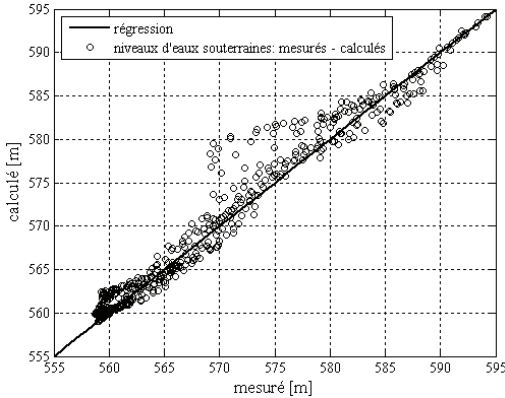


Figure 3 : Qualité de la calibration

Après la calibration du modèle des trajectoires de particules ont été simulées. Les particules ont été lancées depuis plusieurs points de la décharge, ainsi que depuis certains points moins significatifs permettant toutefois de visualiser le flux général. La figure 4 présente le résultat de cette simulation. Elle montre que presque toutes les particules considérées sont captées par le captage d'Arpey et par le drain à l'extrémité est.

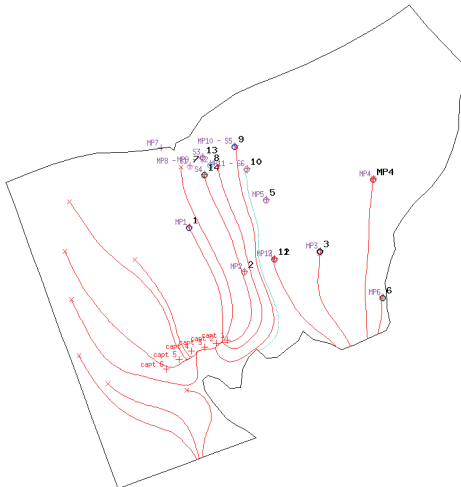


Figure 4 : Trajectoires de particule

Le bilan de masse est bien calibré et montre un débit entrant au système de $4,616 \text{ m}^3/\text{jour}$ et un débit sortant de $5,163 \text{ m}^3/\text{jour}$. La différence est couverte par la recharge de $547 \text{ m}^3/\text{jour}$. Un bilan aussi équilibré est typique pour la modélisation d'une nappe captive et le manque de déséquilibre n'affirme pas nécessairement la bonne qualité de la calibration.

Le fait que le flux entrant par les limites amont représente à peu près 90 % du flux entrant total montre l'importance de bien connaître les propriétés hydrogéologiques de formation à l'amont. Le choix de niveaux piézométrique réalistes est adapté aux conditions hydrogéologiques et est alors fondamental.

En examinant le bilan aux nœuds qui représentent le captage uniquement, on obtient un débit sortant de $2,927 \text{ m}^3/\text{jour}$. Ce débit correspond très bien à celui mesuré dans l'ouvrage. Le débit du captage 6 est positif (entrant au système) avec une valeur de $53 \text{ m}^3/\text{jour}$.

Remarque : une erreur d'unités ayant été détectée après le rendu du rapport, il s'est avéré qu'il n'était en fait pas nécessaire de procéder à une diminution arbitraire de la transmissivité à 67 % des valeurs initiales. En effet, le débit prélevé au captage d'Arpey n'était pas de $3,000 \text{ m}^3/\text{jour}$ mais plutôt de $3,000 \text{ l/min}$, soit $4,320 \text{ m}^3/\text{jour}$.

À cause des incertitudes à la partie est du modèle le bilan de masse a été examiné indépendamment. Le résultat montre un débit entrant de $3,062 \text{ m}^3/\text{jour}$, un débit sortant de $3,341 \text{ m}^3/\text{jour}$, un débit de $317 \text{ m}^3/\text{jour}$ par la recharge et un débit de déséquilibre de $38 \text{ m}^3/\text{jour}$ généré par le bilan sur cette zone. En analysant les débits et la trajectoire des particules, la partie est du modèle est presque indépendante de la partie ouest.

4 CONCLUSIONS ET POSSIBILITÉS D'AMÉLIORATION

La modélisation mathématique des eaux souterraines a apporté une vue et une connaissance détaillée sur le flux de l'eau souterraine dans la région de la décharge de Mollard-Parrelliet. Les analyses réalisées sont allées plus loin dans quelques considérations spécifiques que les études antérieures. Cela représente un renouvellement et a apporté un clair avantage. Le comportement des eaux souterraines a été analysé en détail et par conséquent les flux et les niveaux des eaux peuvent être visualisés sous une forme plus détaillée.

Une conclusion importante de la modélisation est que selon les résultats de la trajectoire des particules et l'analyse de bilan le flux de l'eau souterraine présente une connexion entre la décharge et le captage d'eau d'Arpey. Ce résultat confirme les hypothèses sur une probable contamination des eaux captées au captage d'Arpey.

La modélisation mathématique de flux représente l'étape fondamentale pour la modélisation de transport de contaminants. Cela n'a pas pu être réalisé dans le cadre du présent travail mais représenterait un second pas essentiel pour des prévisions des masses de contaminants.

Les campagnes de prélèvement de niveau d'eau avaient été nombreuses mais n'avaient pas été assez consistantes pour être utilisables à la calibration du modèle. Cela a conduit à faire la calibration avec tous les nœuds du modèle et a renforcé la stabilité du modèle.

Le logiciel FEFLOW ne permet pas de définir isolément les niveaux d'eau ou l'épaisseur de la couche en fonction de la transmissivité dans un système captif. À l'aide des calculs séparés hors du logiciel et l'intégration correspondante ce point faible de FEFLOW a pu être surmonté.

Grâce à la modélisation une superfluité partielle de la partie à l'est de la décharge a été montrée. Sans modèle ce phénomène n'aurait pas été reconnu aussi clairement.

L'effet sur la modélisation de la quantité des éléments de la maille ainsi que de leur taille n'a pas été analysé. A cause des limitations de la version d'édition et de la licence démo) du logiciel FEFLOW le nombre de nœuds a dû rester limité à une valeur inférieure à 500. L'augmentation du nombre de nœuds apporterait certainement des nombreuses améliorations, surtout pendant la calibration du modèle et dans la précision des résultats. Une petite quantité d'éléments conduit à

des différences importantes de valeurs entre les éléments voisins. Dans un tel modèle FEFLOW il est très difficile d'obtenir par force de bons résultats. Par contre les modèles avec des mailles plus fines permettraient normalement d'être calibrés plus facilement. Des mailles plus fines sont donc recommandées pour de futures modélisations.

Des épaisseurs négatives sont apparues pendant le calcul de la valeur dérivée de la transmissivité et doivent être évités dans de futures modélisations en utilisant des valeurs consistantes.

La modélisation a été réalisée uniquement pour la période des hautes eaux. Afin de comprendre le comportement des flux pendant toute l'année un modèle des basses eaux devrait être réalisé. Il faudrait faire de même avec un modèle de transport pour compléter les résultats.

Le bilan hydraulique montre une valeur légèrement positive (infiltration) pour le captage 6 de la source d'Arpey. Cette irrégularité doit être évitée dans de futures modélisations.

En utilisant des vraies valeurs mesurées les futures modélisations devraient permettre d'atteindre une calibration plus exacte et sans incertitudes à partir des valeurs mesurées.

La quantité d'eau qui sort du système par le drain agricole au sud-est de la décharge paraît trop grande. D'autres études devraient vérifier l'altitude du drain et un débit approximatif. En outre il faudrait vérifier l'existence d'autres exutoires pour la région à l'est de la décharge.

L'utilité de la partie est du modèle est discutable à cause des incertitudes, des erreurs et de sa faible importance par rapport au bilan hydraulique. Les futures modélisations devraient analyser mieux le besoin de cette partie du modèle.

5 BIBLIOGRAPHIE

ARConseils Robert Arn. Août 2002. *Rapport d'investigations détaillées selon l'OSites*.

CSD. Septembre 1995. *Assainissement de la décharge de Molard-Parelliet - Trelex - évaluation intermédiaire des risques*. Le Mont-sur-Lausanne.

HydroGéo. Février 2008. *Investigations techniques complémentaires à l'investigation de détail selon OSites*.

HydroGéo. Juin 2008. *Investigations techniques complémentaires à l'investigation de détail selon OSites*.

Maître, V., Cosandey, A. C., Desagher, E., & Parriaux, A. 2003, Mars. Effectiveness of groundwater nitrate removal in a river riparian area: the importance of hydrogeological conditions. (Elsevier, Éd.) *Journal of Hydrology*, 278, pp. 76–93.

Mdaghri-Alaoui, A., & Eugster, W. 2001, Octobre. Field determination of the water balance of the Areuse River delta, Switzerland. *Hydrological Sciences - Journal des Sciences Hydrologiques*, 46(5), pp. 747-760.

MeteoSchweiz. (s.d.). *Normwerte 1961-1990 der relativen Feuchte*. Consulté le 07 21, 2009, sur Meteo Schweiz: http://www.meteoschweiz.admin.ch/web/de/klima/klima_schweiz/tabellen.Par.0021.DownloadFile.ext.tmp/relativeluftfeuchtigkeit.pdf

MeteoSchweiz. 2009. *Standardnormwerte 1961-1990: Absolute Sonnenscheindauer*. Consulté le 07 21, 2009, sur Meteo Schweiz: http://www.meteoschweiz.admin.ch/web/de/klima/klima_schweiz/tabellen.Par.0013.DownloadFile.ext.tmp/dauerinstunden.pdf

MeteoSchweiz. 2009. *Standardnormwerte 1961-1990: Niederschlagssumme*. Consulté le 07 21, 2009, sur Meteo Schweiz: http://www.meteoschweiz.admin.ch/web/de/klima/klima_schweiz/tabellen.Par.0011.DownloadFile.ext.tmp/niederschlagssummen.pdf

Norbert Géologues-Conseils SA. Août 2002. *Rapport hydrogéologique*. Lausanne.

Norbert Géologues-Conseils SA. Janvier 2004. *Rapport hydrogéologique complémentaire*. Lausanne.

Primault, B. 1962. Du calcul de l'évaporation. *Arch. Meteorol.* , 12(1), pp. 124-150.

PARAMETRIC STUDY OF PK-WEIR CAPACITY

PHYSICAL MODELLING AND NUMERICAL SIMULATIONS

Olivier Le Doucen

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH),
Lausanne, Switzerland.

Abstract

With the increase of hydrological data records and the development of new methodologies for flood discharge estimations, as well as higher requirements of the communities on safety issues, a large number of existing dams require spillway rehabilitation, in order to improve their hydraulic capacity. For those projects, the new shape of labyrinth spillways, called PK-Weir (Piano Key Weir) is an interesting alternative. As for labyrinth shapes, this structure provides a longer total effective crest length for a given spillway width, with the advantage that it can be placed in the upper part of most existing dams, due to its reduced base surface.

An experimental study is conducted in order to evaluate the influence of selected geometrical parameters on the hydraulic efficiency of a PK-Weir. A 3D numerical modelling is operated for comparison. The sensitivity analysis gives basic information for the optimal hydraulic design of PK-Weir.

1. Introduction

The geometrical characteristics of a typical PK-Weir are presented in Figure 1 (left).

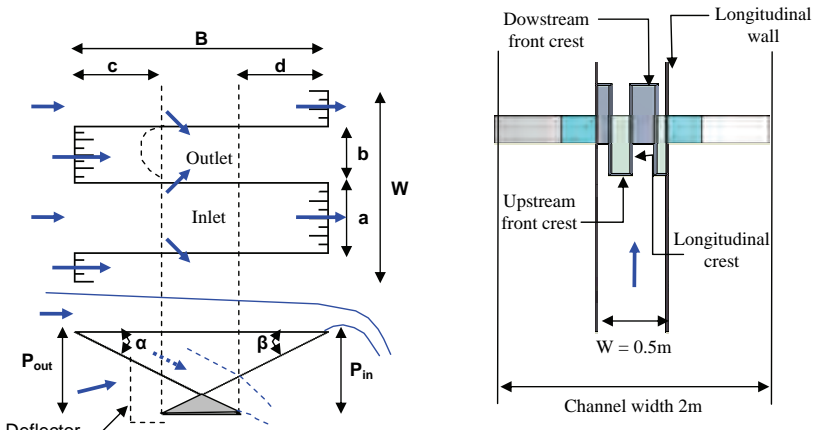


Figure 1: General layout of a PK-Weir with key geometrical parameters (left)

Map of the experimental device (right)

The total flow (Q) evacuated by a PK-Weir depends on several parameters related to intrinsic properties of the fluid and geometric characteristics of the weir, the main ones being assembled in equation (1):

$$Q = f(\rho, g, \nu, H, L_T, W, a, b, c, d, B, P_{in}, P_{out}, \alpha, \beta, t) \quad (1)$$

The fluid is characterized by its density ρ and cinematic viscosity ν , g is the gravitational acceleration and H , the hydraulic head over the crest of the weir. The other parameters are related to the geometry of the PK-Weir: L_T is the developed crest length, W is the width of the PK-Weir, a and b correspond to the width of the inlet respectively outlet cells, c and d are the upstream and respectively downstream length of cantilevers, B is the length of the spillway in the flow direction, P_{in} and P_{out} are the upstream and downstream heights of the spillway, β and α are the inclination angles of the inlet and outlet, t is the

thickness of the wall. Others geometrical parameters like the crest curvature radius, the horizontal angle between the cells alveolus and the shape of the deflectors also act on the discharge capacity.

After presentation of the PK-Weir concept as solution of spillway rehabilitation [7, 9], different model studies and synthesis works were accomplished [8, 10] and PK-Weir has been considered for EDF rehabilitation projects over the last years [1, 2, 3, 4, 5, 6].

Despite of the numerous previous studies, the complex hydraulic behaviour of the PK-Weir is nowadays not definitely elucidated. In order to contribute to the lack of knowledge of this topic, the objectives of this study can be summarized as follows:

- understanding the flow behaviour over the PK-Weir;
- estimating the influence of the several interdependent geometrical parameters which also depend on the upstream head;
- comparing experimental and numerical results;
- suggesting methodological and design recommendations.

2. Experimental and numerical modelling

2.1 Experimental device

A unit configuration composed by one and half inlet and one and half outlet alveoli (unit weir) over a constant width ($W = 0.5\text{m}$) is first installed in a 2 m wide channel. The unit PK-Weir hydraulic behaviour knowledge will allow estimating the capacity of a compound work. Two longitudinal guide walls, as shown in Figure 1 (right), allow the water supply to be uniform over the weir.

The measuring equipment is composed of:

- ultrasonic sensors and manual gauges to measure the water level;
- upstream calibrated triangular weir and electromagnetic flow meter to assess the flow discharge;
- micro-propeller to measure the flow velocity through the inlet of the PK-Weir.

When compared to recent realizations, the model scale of the PK-Weir is about 1/15e and the experimental device guarantees the Froude similarity application criteria.

2.2 Reference configuration

A reference configuration with the most common parameters is defined according to the following geometrical values:

- the ratio between the inlet and outlet alveoli widths $a/b = 1.25$, with $a = 16.3\text{cm}$ and $b = 13.0\text{cm}$;
- the ratio between the total developed crest length and the PK-Weir width $L_T/W = 5$, with a total developed crest $L_T = 2.5\text{m}$;
- the inlet/outlet slopes $\alpha = \beta = 26.6^\circ$;
- the crest is semicircular ;
- the frontal deflectors are rounded .

2.3 Methodology

Firstly, the Unit PK-Weir concept validation must be done before starting the geometrical parameters influence evaluation. In other words, it must be verified that the reduced number of alveoli and the model boundaries do not affect the rating curve of the weir configuration.

Secondly, the relationship between the flow capacity and the upstream head is plotted in order to estimate the efficiency of the PK-Weir configuration. In this paper, only the influence of the a/b ratio, of the spillway height with $P_{in} = P_{out}$ and of L_T/W ratio will be presented.

Thirdly, numerical simulations are operated for the reference configuration in order to compare the two types of models.

Finally, by comparing the efficiency of different configurations, some recommendations are made with regard to the hydraulic head for the design optimization.

2.4 Numerical tool

The numerical simulation of the reference configuration is computed with Flow 3D software. This code solves the Navier-Stokes equations in three dimensions, applying the VOF method (Volume Of Fluid). This method is particularly effective for the analysis of very complex free surface flows. Flow 3D was selected in this study for its ability to model complex fluid-solid interactions.

Due to the particular PK-Weir shape and flow configuration, a very fine mesh with 5mm size cells is adopted to reproduce the PK-Weir geometry. The total number of cells, depending on the simulated head, varies between 2 and 2.5 millions. The mesh expands according to:

- X-axis: from 50 cm upstream the frontal crest to 5 cm after the downstream frontal crest. In fact, thanks to supercritical flow conditions, it is not necessary to simulate the downstream flow conditions, requiring a more important time simulation;
- Y-axis: between the two longitudinal walls;
- Z-axis: from the bottom of the channel to 5cm above of the experimentally measured hydraulic head;

In spite of the turbulent flow in the outlet caused by the lateral jets collision, the simulations are computed under laminar flow condition. The choice reduces the computation time and doesn't have an impact on the overflow above the weir crest.

The boundary conditions imposed to the model are following:

- X-axis: a water level corresponding to the energy grade line without velocity component at the upstream limit and a small water mattress downstream;
- Y-axis: a symmetry condition of the two lateral sides of the model. The simulation time is shorter than with smooth wall conditions and give the same results;
- Z-axis: a wall condition at the bottom of the channel and an outflow condition on top.

Blocks of water are initially positioned in the PK-Weir in order to faster stabilize the flow.

To estimate the flow discharge through different PK-Weir sections, the Flow 3D software allows to create virtual sections called baffles where the velocities are integrated allowing to estimate the flow rate in the defined sections. The flow discharge and overflow distribution can so be controlled along the PK-Weir.

3. Flow behaviour

Compared to a sharp crested linear weir, the PK-Weir differs by a largest developed crest length. In fact, besides the two upstream and downstream frontal weirs, the length gain results from the lateral spills. In reference to figure 1, the three different overflow capacities depends respectively on the a, b and B chosen lengths.

Two major phenomena are observed:

- The inlet shrinkage due to the deflectors under the outlet alveoli leading to a reduction of the inlet section;
- The outlet saturation due to the progressive submersion of the lateral weirs.

Characteristic views of the flow pattern are presented on Figure 2.

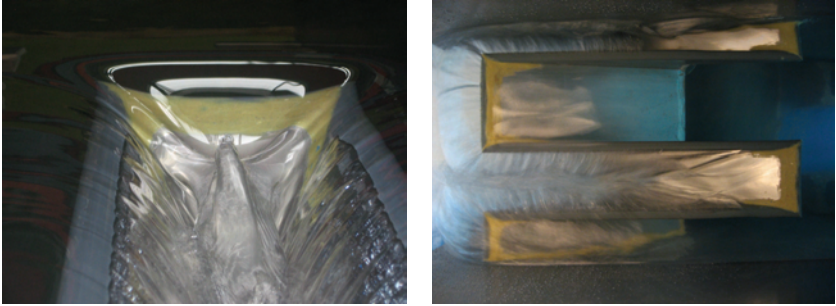


Figure 2: Outlet flow configuration under non submerged overflow condition (left);
Outlet jet collision at the downstream part of the outlet (right)

4. Experimental results

4.1 Influence of the lateral boundary conditions

In order to verify if the unit configurations could be submitted to lateral boundary condition effects, different numbers of active cells and banks positions have been tested successively (cf. Figure 3, left).

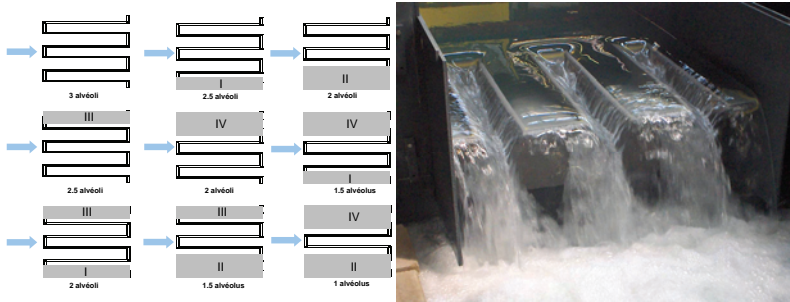


Figure 3: Configurations tested to verify unit conceptual approach (left);
Twice broader reference configuration (right)

The experimental results presented in Figure 4 show clearly that the unit flow discharge is not affected by the number of cells. This observation validates the unit configuration concept to test the influence of the selected geometrical parameters.

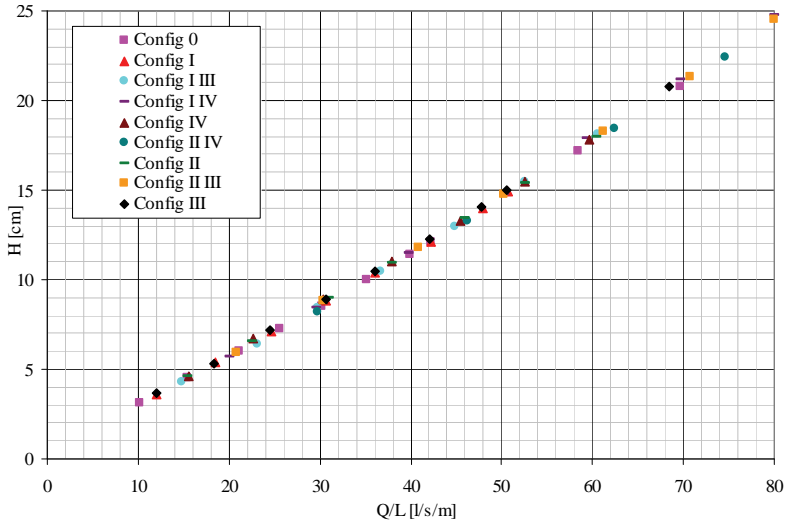


Figure 4: Unit rating curve from the different configurations of figure 3

4.2 Influence of the a/b ratio

To assess the a/b ratio influence, the inlet and outlet heights P_{in} and P_{out} were maintained constant at 21.7cm as well as the L_T/w ratio at 5.

The tested a/b ratios and the a and b corresponding values are presented in the Table 1.

Table 1: a/b ratios and a and b corresponding values

a/b	0.5	0.625	0.8	1.25	1.6	2
a [cm]	9.8	11.3	13.0	16.3	18.1	19.5
b [cm]	19.5	18.1	16.3	13.0	11.3	9.8

In order to compare the efficiency of the different tested configurations, the rating curve of the PK-Weir is presented with reference to the hydraulic capacity of a sharp crested weir (scw) over the same width (Figure 5). The PK-Weir efficiency is so expressed by the ratio Q_{pkw}/Q_{scw} .

For an adimensional hydraulic head of about $H/W = 0.06$, considered as the lower experimental limit avoiding capillarity effects, the efficiency ascends to $Q_{pkw}/Q_{scw} = 5$, which corresponds to the crest length ratio $L_T/w=5$.

For H/W ratio lower than 0.25, the highest efficiency is obtained with the $a/b = 1.6$ and $a/b = 2$ configurations. This result put in evidence that large values of “a” tend to reduce the shrinkage effect at the entrance of the inlet cells.

Once the H/W ratio exceeds about 0.25, the most performing a/b ratio lies between 0.8 and 1.25. In fact, from a certain flow rate, the outlet is partially submerged, reducing its hydraulic capacity. In this case, the outlet width “b” becomes determinant.

A first conclusion is that the influence of a/b on the efficiency of the PK-Weir varies with the hydraulic head. Greater the a/b ratio and more the outlet can be submerged or saturated with increasing discharge.

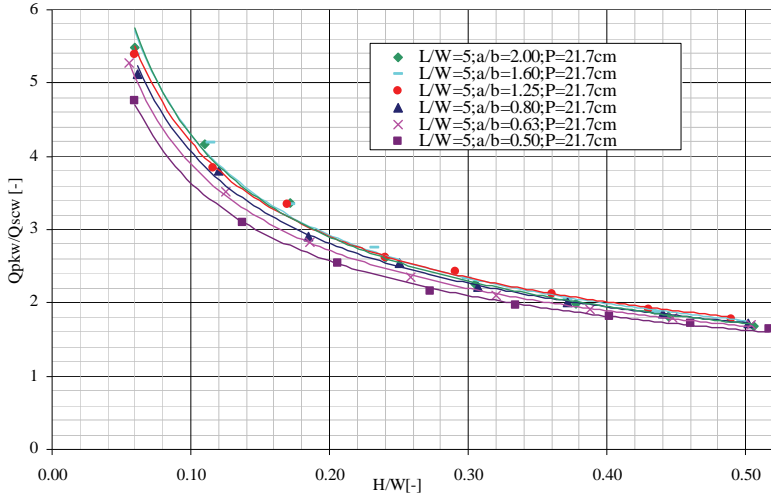


Figure 5: *a/b* ratio influence on PK-Weir efficiency

4.3 Influence of inlet and outlet height of the PK-Weir

To put in evidence the inlet and outlet height effect, the L_T/w ratio was maintained constant at 5 and to a/b ratio of 1.25 was considered.

The experimental results presented in Figure 6 show clearly that, regardless of a/b , more important the inlet and outlet heights are, more efficient the PK-Weir configuration. In fact, the inlet height increase leads to an enlargement of the inlet section and to a reduction of the shrinkage effect. On the other hand, the outlet height increase allows a better evacuation of the flow, retarding the submersion effect in the outlet cell.

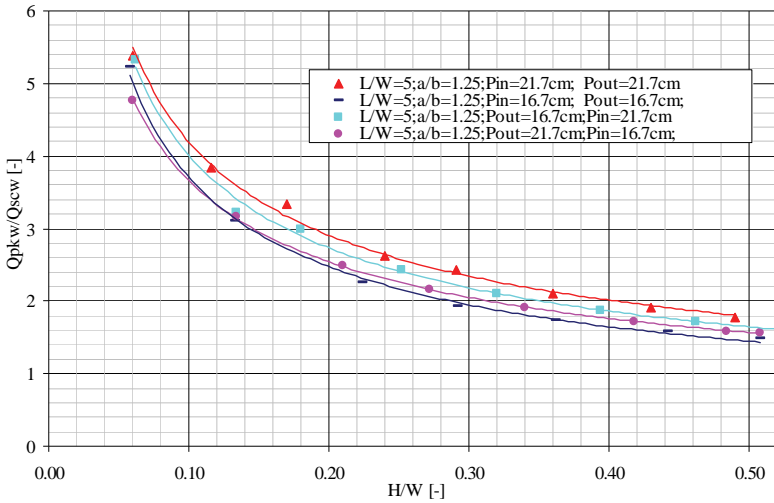


Figure 6: Inlet and outlet height influence on PK-Weir efficiency with $a/b = 1.25$

3.4 Influence of the L_T/W ratio

To put in evidence the influence of the developed crest length, the height of the PK-Weir was maintained constant at $P_{in}=P_{out}=21.7$ cm as well as the ratio $a/b=1.25$. The L_T/W ratio was changed between 3 and 7.

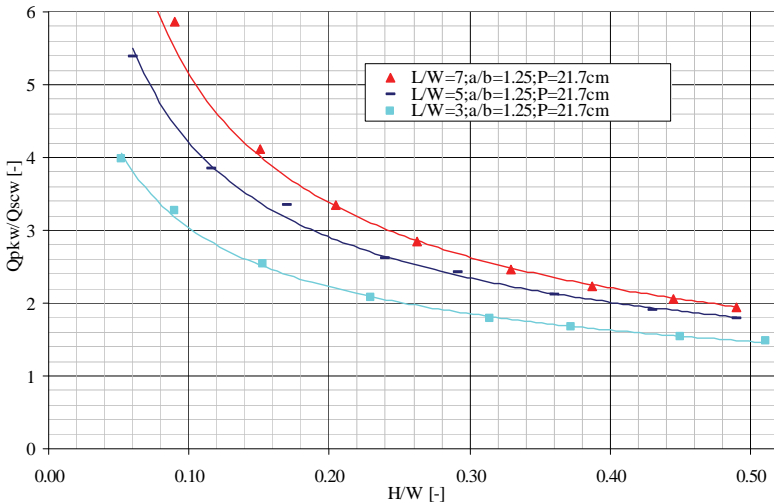


Figure 7: Influence of L_T/W ratio on PK-Weir efficiency with $a/b=1.25$

The experimental results presented in Figure 7 show that the increase of the weir crest also increases the hydraulic capacity. This effect is obviously related to the overtopping length of the PW-Weir. However,

the hydraulic efficiency does not increase linearly with respect to the crest length. The relative gain of capacity is reduced when increasing the hydraulic head H .

5. Numerical results

In order to compare experimental and numerical results, the reference configuration characterized by $L/W=5$, $a/b=1.25$, $P_{in} = P_{out} = 21.7\text{cm}$ was considered.

The respective rating curves, presented in Figure 9, reveal that the experimental discharges are about 5 to 10% higher than the numerical ones.

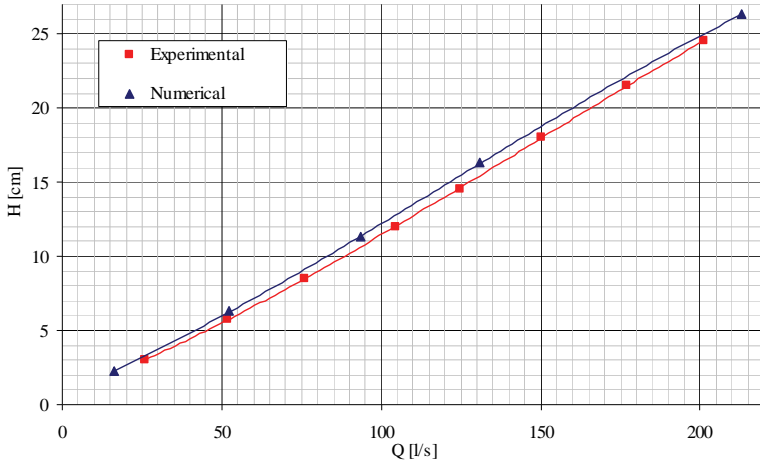


Figure 9: Rating curves comparison between the experimental and numerical models

Velocity measurements inside the inlet alveolus and over the walls of the PK-Weir will be able to explain the reasons of this difference when compared to the computed values.

The variation between the numerical and the experimental heads for a same discharge is summarized in Table2.

Table 2: Numerical and experimental heads and variation for 5 discharges

H num [cm]	Q [l/s]	H exp [cm]	Delta [%]
2.3	16.1	2.1	9.35
6.3	52.3	5.6	10.45
11.3	93.4	10.2	9.54
16.3	131	14.6	10.16
26.3	213	23.8	9.51

Despite of significant bias produced by the numerical model, this one gives additional useful information about the water surface and the pressure field (Figure 10).

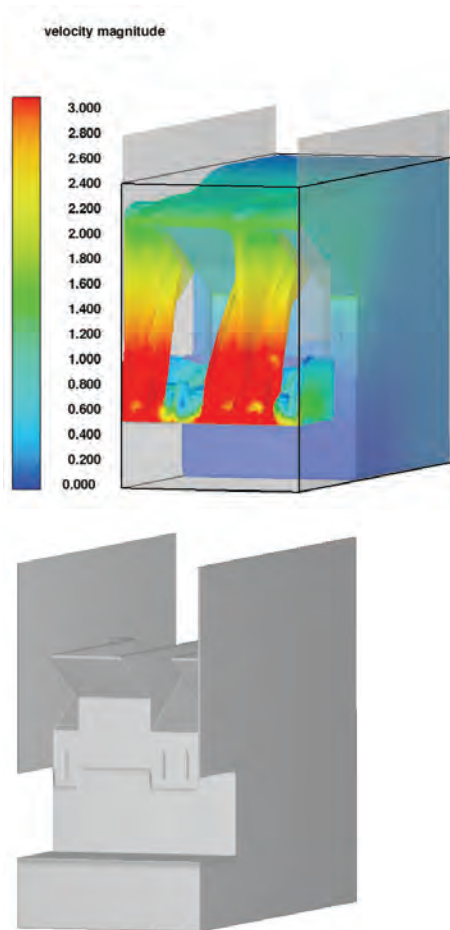


Figure 10: Downstream view of the numerical velocities over a PK-Weir(left); Model geometry (right)

6. Conclusion

Based on the undergoing experiments, some preliminary conclusions can be drawn:

- The model effect imputable to the unit configuration concept adopted for the experiments is negligible. The experimental results can so be applied to PK-Weirs with higher cells numbers.
- The hydraulic capacity of the PK-Weir results from the overflow on the upstream and downstream frontal weirs and on the lateral ones. The individual performance of these three contributors depends on the geometrical characteristics of the PK-Weir.
- The ratio a/b of the inlet and outlet widths revealed to be optimal for about $a/b=1.25$. However, the optimal ratio varies with the hydraulic head.

- The height P of the weir has a direct impact on the PW-Weir efficiency. Its increase reveals positive while reducing the shrinkage effect of the inlet section and retarding the submersion effect in the outlet.
- The increase of the crest length of the PK-Weir has obviously a positive impact on its hydraulic efficiency. However, the relative gain of capacity does not increase linearly with respect to the crest length and is progressively reduced when increasing the hydraulic head.

The presented experimental results give basic information for the hydraulic optimal design of PK-Weirs. The principal degrees of freedom are the L_T/W , a/b and H/P ratios. The hydraulic optimum must however be coupled with an economic analysis in order to find the most appropriate configuration.

References

- [1] **Barcouda, Cazaillet, Cochet, Jones, Lacroix, Laugier, Odeyer and Vigny.** (2006). – Cost effective increase in storage and safety of most dams using fusing or P.K.Weirs, *Proceedings of CIGB/COLD*, Barcelona, Spain.
- [2] **Bieri, M., Leite Ribeiro, M., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J.** (2009). – Rehabilitation de la capacité d'évacuation des crues – intégration de PK-Weir sur des barrages existants, *Colloque CFBR-SHF, Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues*, Paris, France.
- [3] **Laugier, F.** (2007). - Design and construction of the first Piano Key Weir (PKW) spillway at the Goulours dam. *Hydropower & Dams, Issue 5*: 94-101.
- [4] **Leite Ribeiro, M., Boillat, J.-L., Schleiss, A., Laugier, F., & Albalat, C.** (2007). - Rehabilitation of St-Marc Dam - Experimental Optimization of a Piano Key Weir. *Proceedings of the 32nd Congress of IAHR*, Venice, Italie.
- [5] **Leite Ribeiro, M., Boillat, J.-L., Kantoush, S., Albalat, C., Laugier, F., & Lochu, A.** (2007). - Rehabilitation of St-Marc dam – Model studies for the spillways. *Proceedings of Hydro 2007 "New approaches for a new era*. Granada, Espagne.
- [6] **Leite Ribeiro, M., Bieri, M., Boillat, J.-L., Schleiss, A., Delorme, F., & Laugier F.** (2009). - Hydraulic capacity improvement of existing spillways – Design of piano key weirs. *23^{eme} Congrès de Grands Barrages*. Brasília, Brésil.
- [7] **Lempérière, F., & Ouamane, A.** (2003). - The Piano Keys weir: a new cost-effective solution for spillways. *Hydropower & Dams, Issue 5*: 144-149.
- [8] **Lempérière, F., Sharma, N., & Singhal, G.** (2007). – Experimental Study on Labyrinth Spillways. *Proceedings of the International Conference on Engineering of Dams and Appurtenant Works Including Power Houses & Transmission Systems*. New Delhi, India.
- [9] **Ouamane, A., & Lempérière, F.** (2006). - Design of a new economic shape of weir. *Proceedings of the International Symposium on Dams in the Societies of the 21st Century*, 463-470, Barcelona, Espagne.
- [10] **Sharma, N., Singhal, G.** (2007). – The Piano Key Weir: A New Dam Safety Solution for Enhanced Spillway Capacity. *Proceedings of Dam Safety. Association of State Dam Safety Officials*, Lexington, USA.

Physical and 3D Numerical modeling of the water intakes of the Lavey Hydroelectric power plant under steady flow conditions

Modélisation physique et numérique 3D des prises d'eau de l'aménagement hydroélectrique de Lavey en écoulement stationnaire

Juliano Martins Ribeiro

Laboratory of hydraulic constructions, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland

ABSTRACT: The main objective of this study is to compare numerical model results to physical model measurements for tridimensional flows. The configuration considered in the present work concerns the Lavey hydropower plant on the Rhone River in Switzerland. Tests were run for different flow conditions as floods and operation modes. Moreover, in view of continuous Lavey reservoir sedimentation, the influence of sediment deposits on the flow pattern was evaluated. Several physical measurement techniques have been applied such as Large Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) and Ultrasonic Velocity Profiler (UVP) in order to gather experimental data while Computational Fluid Dynamics (CFD) analysis has been used for numerical modeling. The numerical simulations show that CFD model predicts, rather accurately, the general flow pattern as well as flow velocities through the water intakes. However, results show that physical model remains an essential tool to validate numerical results or to replace it when this model is not able to reproduce complex 3D flows.

RESUME: La comparaison entre les résultats d'un modèle numérique aux mesures expérimentales pour des écoulements tridimensionnels constitue l'objectif principal de cette étude. La configuration considérée dans ce travail concerne l'aménagement hydroélectrique de Lavey sur le Rhône en Suisse. Des essais ont été exécutés pour différents états d'écoulement en tant que des inondations et modes d'opération. D'ailleurs, en raison de l'alluvionnement continu du réservoir de Lavey, l'influence des dépôts de sédiment sur le comportement d'écoulement a été évaluée. Plusieurs techniques de mesure ont été appliquées sur le modèle physique comme LSPIV et UVP afin de recueillir des données expérimentales tandis que l'analyse CFD a été employée pour la modélisation numérique. Les simulations prouvent que le modèle numérique prévoit, assez précisément, le comportement général d'écoulement aussi bien que des vitesses d'écoulement par les prises d'eau. Cependant, les résultats montrent que le modèle physique reste un outil essentiel pour valider certains résultats numériques ou pour le remplacer quand celui-ci trouve ces limites.

1 INTRODUCTION

As many other run of river hydropower plants, the Lavey hydraulic scheme on the Rhone River in Switzerland is concerned by continuous reservoir sedimentation. During the flood of October 2000, the Rhone hydraulic capacity revealed to be barely sufficient to evacuate the flow without overflowing the left bank at the Lavey dam location. Cross section profiles were measured upstream Lavey dam which confirmed important sediment aggradations leading to a local hydraulic capacity reduction.

Consequently, the *Services Industrielles de Lausanne* (SIL), the Lavey scheme operator, decided, in coordination with the Valais canton authorities, to carry out a hydraulic modeling study about the Rhone River at the Lavey dam reach. One of the recommendations issued from this hydraulic modeling study consists in testing, on a physical model, several scenarios of flood evacuation and hydropower operation, taking into account the reservoir sedimentation phenomena. For this purpose, a 1:40 scaled physical model was built in the *Laboratoire de Constructions Hydrauliques* (LCH) at the *Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne* (EPFL) and tests,

focused on flood evacuation capacity and flow distribution between inlets of the water intakes for different scenarios.

Additionally, within the framework of the Master of Advanced Studies in Hydraulic Engineering, a numerical modeling has been developed. The complexity of the flow in a river bend combined with multifaceted hydraulic structures justifies a 3D numerical modeling which has been done using the commercially available CFD software Flow-3D®.

Firstly, simulations were done with the actual design for different flood and operation scenarios and for two different river bed morphologies in order to compare with those measured in the physic model. Later, numerical simulations were run using two new designs of the Lavey hydraulic scheme which includes a new water intake. Those designs were proposed by the engineering company in charge of the project in view of new hydrological elements, which are mostly related to the imminent startup of Cleuson-Dixence hydropower plant located upstream the Lavey dam. The first design concerns a new water intake with 80 m³/s capacity while in the second design water intake capacity is increased to 140 m³/s. Surface flow patterns and flow distribution between water intakes and inlets were investigated and will be presented.

2 PROJECT BACKGROUND

2.1 *Prototype*

The Lavey scheme, located between Martigny and St-Maurice downstream the Rhone “elbow” at the Evionnaz barrage and Lavey hydropower plant, is a run-off-river hydropower plant under operation since 1950. Figure 1 shows a photo of the scheme under construction.

The dam is composed of three gated spillways 13 m wide each one. A guide wall 50 m long perpendicular to barrage axis is placed between the middle and right gate at 444 m a.s.l.. The full reservoir level under normal operation is fixed at 446 m a.s.l. and the hydroelectric power production is possible until the minimum reservoir level at 444 m a.s.l..

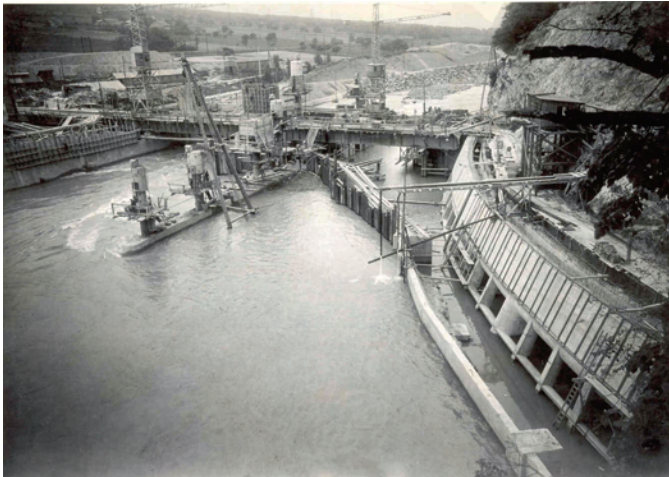


Figure 1. Upstream view of Lavey dam under construction.

The water intake, which is set upstream the dam on the right bank, was designed for a maximum discharge of 250 m³/s. It is composed of two inlets which one divided by a pier in two portals. Each portal has a width of 15 m and their sills are placed at the same level i.e. 438 m a.s.l. and their top at 443 m a.s.l..

2.2 Physical model

Lavey physical model was built in a 1:40 scale. This model scale allows a precise evaluation of the approach flow of water intakes as well as flow pattern during floods and normal operation.

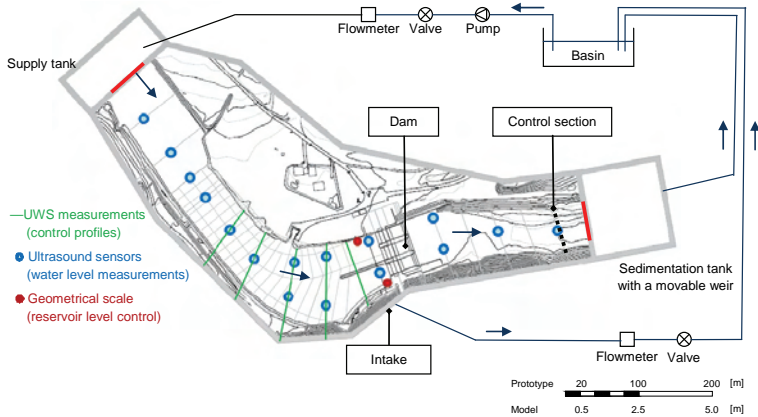


Figure 2. Physical model - plan view.

The Rhone River topography as well as its nearby area was made in cement while the head-works as the dam and water intakes were made in PVC. For the topography reconstitution, ten upstream and five downstream cross section profiles were used. An upstream tank is placed to supply the model with water while a downstream tank is set to sediments retention. The water level is controlled by using a movable weir in order to respect the downstream rating curve and not to influence sediment transport conditions. Discharge, velocity, water elevation and bed morphology were systematically measured using accurate techniques as outlined in Table 1.

Table 1. Measurement techniques.

Parameters	Techniques
Water level	Manual water level indicator
	Ultrasound sensors
Velocity	Conventional propellers
	Ultrasonic velocity profiler (UVP)
	Particle image velocimetry (PIV)
Discharge	Electromagnetic flowmeter
Bed morphology	Mini Echo Sounder (UWS)

Numerical model

The CFD package Flow-3D[®] was used for the numerical modeling. This software applies the finite-volume method to solve the Reynolds-averaged Navier-Stokes (RANS) equations. Although Flow-3D[®] offers several turbulence models, standard κ - ϵ equations (Rodi 1980) was used to turbulence closure in all simulations. The computational domain is subdivided using Cartesian coordinates into a grid of cells containing average values for the flow parameters as velocity and pressure at discrete times. This method is known as staggered grid technique (Versteeg and Malalasekera 1995). The new velocity and pressure in each cell is estimated from the coupled continuity and momentum equation using the initial conditions or previous time step values. The pressure term is solved and adjusted using the computed velocity to satisfy the continuity equation.

In Flow-3D[®] free surfaces are modeled with the volume of fluid (VOF) technique, which was first reported in Nichols and Hirt (1975), and more completely in Hirt and Nichols (1981). It

consists of an algorithm to locate and track the surface as a sharp interface moving through the predefined computational grid. This method allows the user defining and applying the required boundary conditions at the surface. Additionally, Flow-3D[®] incorporates a special technique, known as the Fractional Area Volume Obstacle Representation (FAVOR) method, which is used to define general geometric regions within the grid. The FAVOR method, described by Hirt and Sicilian (1985) and Hirt (1992), is a porosity method used to define obstacles. The grid porosity value is zero within obstacles and one for cells without the obstacle. Cells only partially filled with an obstacle have a value between zero and one, based on the percent volume that is solid. Therefore, the geometry is defined by cells within the grid that have a porosity value between one and zero.

In order to reduce the number of cells and increase the calculation performance, the numerical geometry was shortened in length as indicated in Figure 3. For flood simulation the numerical model extends from the upstream section 7 to downstream section 2 while for operation simulations, it extends from the upstream section 7 to the dam axis. Operation mode simulations were run with mesh cells of 0.5 m³ volume of 1 m length and width and 0.5 m height while flood simulations were run with mesh cells of 1 m³ volume of 1 m length, width and height.

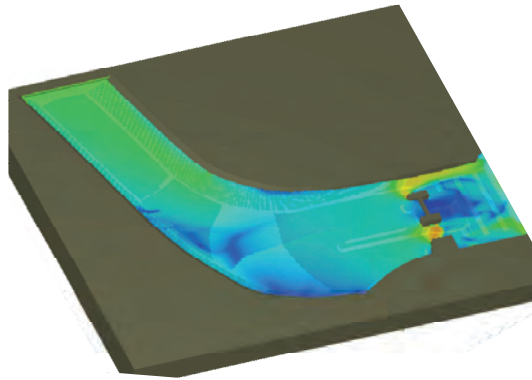


Figure 3. Numerical model geometry.

3 EXPERIMENTS

Experiments consist of two distinct flow conditions, i.e. floods and normal operation as shown in Figure 4. For experiments with normal operation flow, two topographies were studied: the original Rhone River bed morphology (G 1) and one with sediments deposits (G 2.6) for a 250 m³/s. Moreover, still on operation mode, a second discharge was tested 400 m³/s with 150 m³/s being released through the gated spillways. The objective of this phase is to evaluate the conformity of numerical model results with the physical model results.

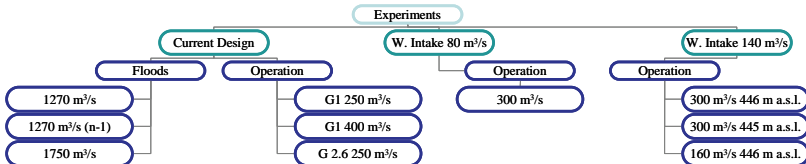


Figure 4. Experiments organization structure.

The geometry G 3 consists of a new scheme design, which incorporates an upstream water intake with a discharge capacity of 80 m³/s. For this design, existing water intake withdraws 220 m³/s with a Rhone River discharge of 300 m³/s. This design incorporates important 3D hy-

draulic structures other than the new water intake and its physical model results is also studied and put side by side with the results issued from numerical simulations.

Finally, the fourth and last geometry consists of a second Lavey scheme design. This design (G 5) includes the existing water intake and a new water intake with a 140 m³/s discharge capacity. The new water intake capacity was increased in order to reduce head losses. Two different discharge configurations (300 and 160 m³/s) were simulated and the first one was simulated for two different reservoir water levels 446 and 445 m a.s.l.. These simulations were conducted to observe not only the general flow pattern changes but also the velocity and discharge distribution through the water intakes.

4 RESULTS

4.1 Flood events for G 1

General flow pattern in all simulated flood events is well represented by numerical model and the results for the extreme flood with all gates opened are shown in Figure 5. Although Flow-3D[®] offers a fine 3D visualization, two 2D XY planes at 444.5 (left) and 438.5 m a.s.l. (right) are used to illustrate flow pattern.

Flood simulations presented always a water surface rise at the outer bank with similar circulation cells at superior levels. A reverse flow is present on the rightmost region and it pushes the main flow through gates 1 and 2.

Flow pattern changes and the circulation cell at the right bank disappears at inferior water levels. The circulation cell absence allows flow shifting direction towards the outer bank. The guide wall exerts a strong influence in redirecting flow. Even if no circulation cell is detected at the inner bank, this region is characterized by low flow velocities.

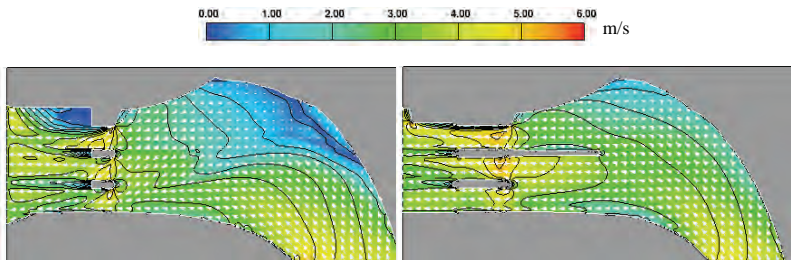


Figure 5. Flow velocity vectors and magnitude for $Q_{ghome}=1750\text{m}^3/\text{s}$ with all gates opened at $z=444.5$ m a.s.l. (left) and 438.5 m a.s.l. (right).

Table 2 presents the discharge distribution comparison for flood scenarios. Flow velocity through the spillways was measured using a micro propeller. In order to calculate the flow released by each spillway, their cross section surfaces were divided into vertical subsections, corresponding to the measurement grid of 42 points. The total flow was obtained by integration on the various subsections:

$$Q_{Total} = \sum (s_i \cdot q_i) = \sum (s_i \cdot \int v_i dh)$$

with:

si: subsection "i" width;

qi: flow through subsection "i";

vi: flow velocity through "i";

dh: subsection height.

Table 2. Discharge distribution through spillway in flood events.

		Gate	1	2	3	Total	% Lost
1750	Physical						
	from velocity interpolation		552.01	641.11	603.21	1796.33	-2.6%
	%		30.7%	35.7%	33.6%	100.0%	
	Numerical						
1270	Physical						
	from velocity interpolation		368.74	552.80	377.83	1299.36	-2.3%
	%		28.4%	42.5%	29.1%	100.0%	
	Numerical						
1270 (n-1)	Physical						
	from velocity interpolation		688.68		717.56	1406.24	-10.7%
	%		49.0%		51.0%	100.0%	
	Numerical						
1270 (n-1)	Physical						
	from Flow 3D		333.69	474.08	465.31	1273.08	-0.2%
	%		26.2%	37.2%	36.5%	100.0%	
	Numerical						
1270 (n-1)	Physical						
	from Flow 3D		599.58		667.47	1267.06	0.2%
	%		47.3%		52.7%	100.0%	
	Numerical						

For the initial flood design discharge of 1270 m³/s, numerical model overestimates the discharge through spillway 3, located at the outer bank, and underestimates the discharge through gates 1 and 2. This divergence might be linked to the underestimation of the guide wall influence on flow separation. As a matter of fact, extreme flood simulation, where water level is higher and the guide wall is submerged, the discharge distribution on both models is similar as shown in Table 2.

4.2 Operation mode for G 1 and G 2.6

In operation conditions, flow velocities at the same physical measurement points were extracted from the numerical model and compared with those measured in front of the water intake by micro propellers. Figure 6 shows the physical (top) and numerical (bottom) model results for operation mode 1 $Q_{Rh\text{one}}=Q_{\text{intake}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$ with original bed morphology G 1.

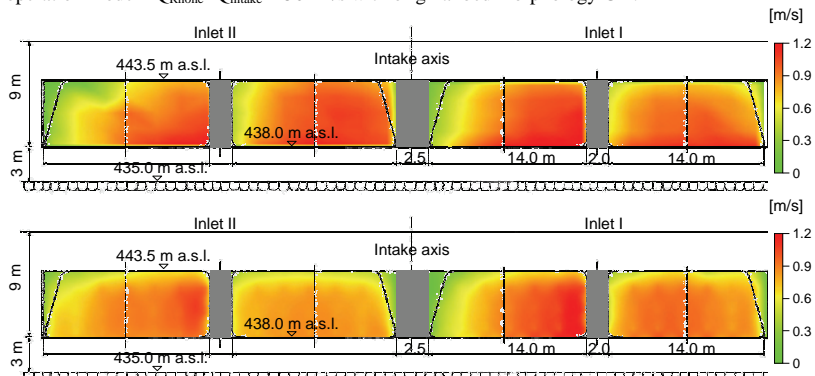


Figure 6. Flow velocity in front of the Lavey water intake for G 1 with $Q_{Rh\text{one}}=Q_{\text{intake}}=250 \text{ m}^3/\text{s}$. Physical model results (top). Numerical model results (bottom).

Both results are very similar with the same flow velocity magnitude and pattern e.g. the low flow velocities at the upper leftmost part of portals 4 and 2. As on the physical model, maximum velocity does not exceed 1.2 m/s in numerical results.

Physical and numerical models were also run for a different Rhone River bed bathymetry G 2.6, which is similar to the bed morphology before sediments flushing in 2005. The results of

both models are again similar and demonstrate the influence of sediment deposits on flow pattern in front of intake as shown in Figure 7.

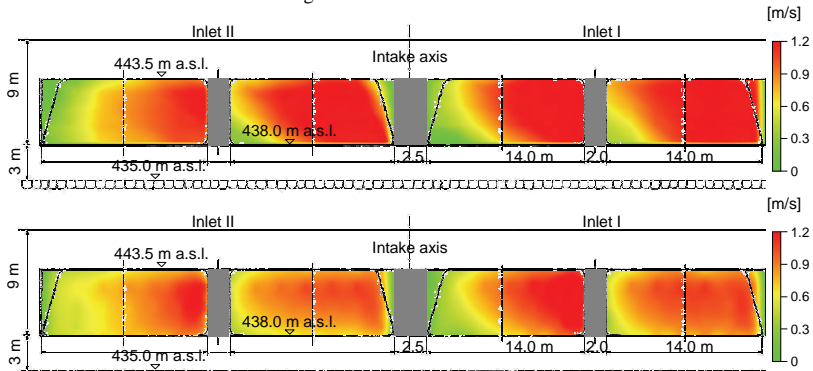


Figure 7. Flow velocity in front of the Lavey water intake for G 2.6 with $Q_{Rhône}=Q_{intake}=250 \text{ m}^3/\text{s}$. Physical model results (top). Numerical model results (bottom).

The experimental data and the numerical simulations testify that sediment deposits in the forebay increases considerably flow velocities and consequently head losses through the water intake. Sediment deposits force flow entering at the most upstream section of portals resulting in high velocities through these sections and low velocities through the opposite ones. Therefore, effective sediments flushing system must be provided in order to avoid such deposits in front of the water intake and upstream spillway gates.

4.3 Operation mode for G 3

First, a water intake with $80 \text{ m}^3/\text{s}$ discharge capacity was modeled. This intake, set at 439.0 m a.s.l. up to 446.0 m a.s.l., has two inlets 10 m width each that are divided by a central pier. A guide wall is set to prevent sediments entering into water intakes and two weirs, one upstream and one downstream of the guide wall, allow water flowing towards intakes as shown in Figure 8.

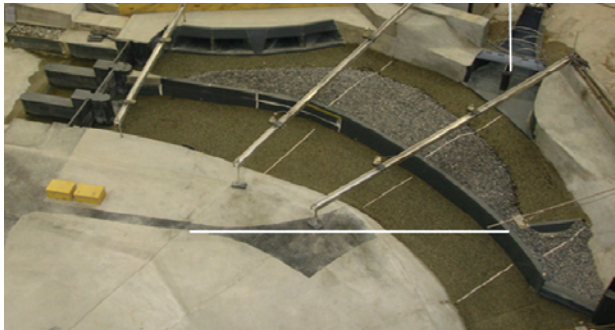


Figure 8. Physical model photo: G 3 with new upstream water intake.

The analysis of the physical and numerical model results show that Flow-3D[®] was capable to catch some important flow features like the non uniform distribution over the existing water intake height as shown in Figure 9. However, Figure 10 shows some important discrepancies

found in numerical results compared to physical model measurements for the velocity through the upstream water intake.

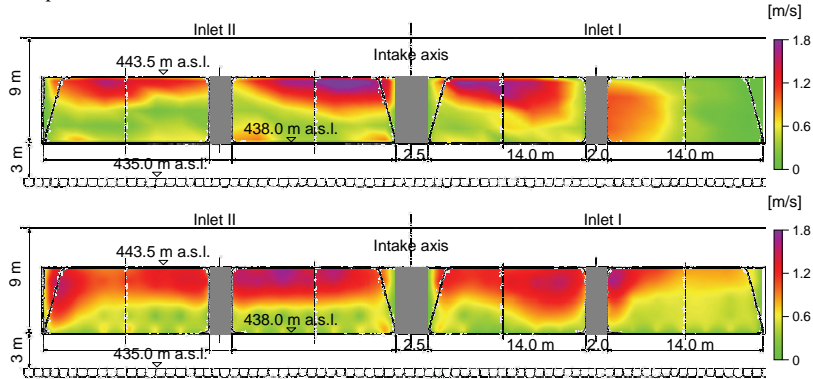


Figure 9. Flow velocity in front of the Lavey existing water intake G 3 with $Q_{\text{intake1}}=220 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\text{intake2}}=80 \text{ m}^3/\text{s}$ and $Q_{\text{Rhône}}=300 \text{ m}^3/\text{s}$. Physical model results (top). Numerical model results (bottom).

While flow velocities are higher on the left section of inlets on physical model, Flow-3D[®] analysis shows a more uniform flow with flow velocities higher on the opposite side of inlets. No reverse flow was detected on it, which shows the lack of conformity of numerical results.

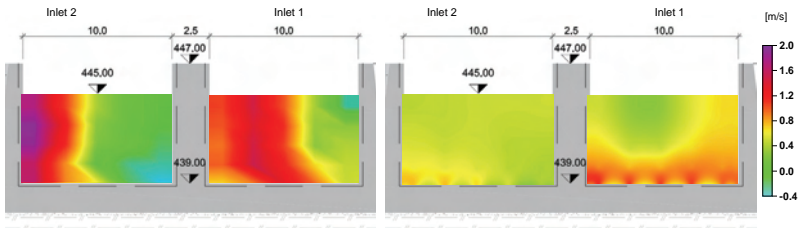


Figure 10. Flow velocity in front of the Lavey new water intake G 3 with $Q_{\text{intake1}}=220 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\text{intake2}}=80 \text{ m}^3/\text{s}$ and $Q_{\text{Rhône}}=300 \text{ m}^3/\text{s}$. Physical model results (left). Numerical model results (right).

The numerical results inconsistency can be explained by the fact that κ - ϵ model was used for turbulence closure in CFD analysis. Although this model is the most widely employed in engineering, it appears to be deficient in predicting flows of complex turbulent shear layers, e.g., the flows with significant streamline curvature and free surface (Cokljat and Younis 1995). Therefore, due to the high turbulent flow encountered for this G3 geometry, other models offered by Flow-3D[®] shall be more convenient for turbulence closure instead of κ - ϵ model which involves indeed longer calculation time.

4.4 Operation mode for new design G 5

An economic feasibility study was carried out for different water intake capacities resulting in a new water intake design with $140 \text{ m}^3/\text{s}$ capacity. This new capacity was the most suitable for a design discharge of $300 \text{ m}^3/\text{s}$ since it reduces considerably the scheme head losses allowing a better energy production performance.

This new design G5 also takes into account the guide wall and other features initially designed for geometry G3. Figure 11 shows schematically the new geometry with the new water intake detail.

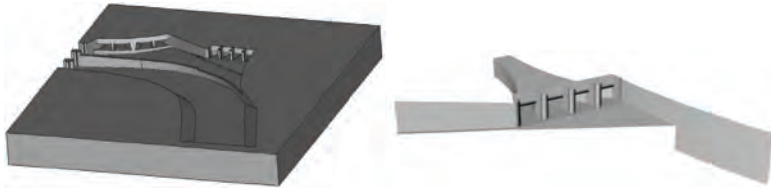


Figure 11: Numerical model geometry G5 for normal operation simulations.

The new water intake, set at 439.2 m a.s.l. up to 447.0 m a.s.l., has two inlets each one with two portals. Each portal has 7.8 m width and 4.5 m height giving a total area of 140.0 m². The guide wall extends from existing guide wall up to upstream weir. The guide wall crest elevation is now fixed at 444 m a.s.l. with the upstream weir located at the end of it with approximately 60 m width and fixed at 443 m a.s.l.

This new design of the Lavey hydropower scheme with the existing water intake operating with a discharge of 160 m³/s and the new water intake operating with 140 m³/s provides a more stable flow condition and turbulences are reduced compared to G3 geometry. Both operation scenarios, 446 m a.s.l. and 445 m a.s.l., were analyzed and flow pattern is quite similar with higher velocities on the last case. Flow velocities through the existing water intake are still higher at the upper part of portals but do not exceed 1.06 m/s. On the other hand, flow velocities through new water intake attain 1.35 m/s and flow is clearly concentrated on the central portals. Figure 12 illustrates the velocity distribution for the new water intake.

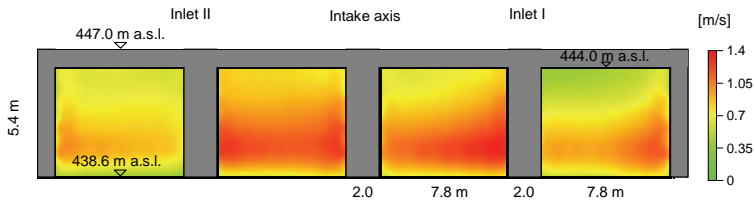


Figure 12. Numerical velocity distribution for $Q_{\text{intake } 2}=140 \text{ m}^3/\text{s}$ with $Q_{\text{Rhone}}=300 \text{ m}^3/\text{s}$.

For an operation scenario with both intakes withdrawing 80 m³/s, flow pattern is similar to the previous with lower velocities. These operation scenarios confirm that the new design of the Lavey scheme is very robust. However, the new intake design must be optimized to assure a better flow distribution among portals since asymmetrical flow conditions can considerably reduce the power plant generating capacity.

5 CONCLUSION AND RECOMMENDATIONS

5.1 Physical and numerical model coupling

Physical and numerical models were run for several flow configurations. There appears to be promising agreement between both models despite of some small divergences found in more complex 3D configurations. General flow pattern as well as discharge distribution are well depicted on numerical model results which indicates that CFD analysis can be employed to provide insight into hydraulic works design.

On the other hand, the physical model continues to be an essential instrument to design complex 3D hydraulic works since some discrepancies were found when flow complexity is high. This was observed particularly in G 3 simulations in which flow complexity is clearly higher than other configurations.

5.2 *New water intake design*

The new water intake design, including all geometry G5 appurtenances, was modeled with Flow-3D[®] software. Simulations show that this new design allows a good flow distribution both for the existing water intake and for the new water intake. Although flow is still concentrated on the upper part of portals for the existing water intake, the flow velocity does not exceed 1.06 m/s for a 160 m³/s discharge and operation level at 445 m a.s.l. which is acceptable for an intake in a river bend.

For the new water intake, flow is concentrated on the central portals and lateral portals have no more than 22% of the total discharge. It seems that this non uniform distribution is caused mostly by the secondary piers which divide each inlet into two portals. The piers design favors flow coming from the central portals since cross sections at the end of piers are larger for the central portals than for the lateral portals. An alternative design should be tested with all portals having the same cross section area at the end of piers in order to evaluate the flow distribution.

Regarding the water intake position and orientation, results show that portal 1 is still “under the shadow” of the upstream left bank curvature. Therefore, it might be positive moving the new water intake downstream and turning it slightly towards the upstream reach of the Rhone river axis.

5.3 *CFD analysis risk*

Finally, engineers must be careful in setting up the CFD model since it has a direct influence on the numerical results. Adapting mesh grids to the studied geometry is not just a matter of fitting it to a given topography or bathymetry but also to the phenomena that might occur in such a flow. For that reason, experience is necessary to understand and judge numerical results.

6 REFERENCES

- Basara, B., Cokljat & D., Younis, B.A. 1995. Assessment of Eddy-Viscosity and Reynolds-Stress Transport Closures in Two- and Three-Dimensional Turn-Around Ducts. Separated and Complex Flows 217 ASME FED-VOL, pp. 249-256.
- Blancaert, K. & Graf, W.H. 2004. Momentum transport in sharp open-channel bends. Journal of Hydraulic Engineering, 130 (3), pp. 186-198.
- Hirt, C.W. & Nichols, B.D. 1981. Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. Journal of Computational Physics 39, 201.
- Hirt, C.W. 1992. Volume-fraction techniques: Powerful tools for flow modeling. Flow Sci. Rep. FSI-92-00-02. Flow Science, Inc., Santa Fe, USA.
- Hirt, C.W., & Sicilian, J.M. 1985. A porosity technique for the definition of obstacles in rectangular cell meshes. Proc., 4th Int. Conf. Ship Hydro., National Academy of Science, Washington, D.C., 119.
- Nichols, B.D. & Hirt, C.W. 1975. Methods for Calculating Multi-Dimensional, Transient Free Surface Flows Past Bodies. Proc. First Intern. Conf. Num. Ship Hydrodynamics. Gaithersburg.
- Rodi, W. 1980. Turbulence models and their applications in hydraulics - A state-of-the-art review. IAHR Publication.
- Teklemariam, E., Korbaylo B. W., Groeneveld J.L. & Fuchs D. M. 2002. Computational Fluid Dynamics : Diverse Applications in Hydropower Project's Design and Analysis. CWRA 55th Annual Conference. Winnipeg, Canada.
- Teklemariam, E., Shumilak B., Murray D. & Holder G.K. 2008. Combining Computational and Physical Modeling Design the Keeyask Station. Hydro Review. HCI Publications.
- Versteeg, H.K., & Malalasekera, W. 1995. An introduction to computational fluid dynamics. Longman Scientific and Technical. New York.
- Ye, J. & McCorquodale, J.A. 1998. Simulation of curved open channel flows by 3D hydrodynamic model. Journal of Hydraulic Engineering, 124 (7), pp. 687-698
- Zeng, J., Constantinescu, G., Blancaert, K. & Weber, L. 2008. Flow and bathymetry in sharp open-channel bends: Experiments and predictions. Water Resources Research, 44 (9), art. no. W09401.

Réévaluation des dangers liés aux laves torrentielles du torrent de l'Ilgraben (Loèche, Valais).

Reassessment of risks and dangers linked to debris flows of the Ilgraben torrent (Leuk, Valais).

Romain Minoia

François-Xavier Marquis Sàrl, 1870 Monthey, Suisse

ABSTRACT : Intensity maps and hazard map for debris flows in the Ilgraben torrent were designed using RAMMS (RApid Mass MovementS) software and new hydrological models. Design rains were built from pluviometric data coming from contiguous ANETZ stations. In a first step peak discharges and flood volumes were calculated. Debris flows volumes for the various return periods were then estimated from flood volumes. Estimated debris flows volumes were compared to historical data coming of observed volumes in the Ilgraben catchments for the period between 1900 and 2008. Various scenarios of debris flows were then built and modelled with RAMMS. Using these scenarios intensity maps were designed. Intensity maps were put together in order to design the hazard map for debris flows in the Ilgraben torrent.

RESUME : Les cartes d'intensité et de danger des laves torrentielles du torrent de l'Ilgraben ont été construites à l'aide du logiciel RAMMS (RAPid Mass MovementS) et à partir de nouvelles modélisations hydrologiques. A partir des données pluviométriques des stations ANETZ voisines du bassin versant, les pluies de dimensionnement ont été définies. Dans un premier temps, les débits et volumes de crue ont été calculés et ont permis de déterminer les volumes des laves torrentielles de différents temps de retour. Ceux-ci ont alors été comparés aux volumes de laves historiques observées sur la période 1900–2008. Différents scénarios de laves torrentielles ont ensuite été établis et modélisés avec RAMMS. Les divers scénarios ont permis la conception des cartes d'intensités. Celles-ci ont finalement été assemblées afin de créer la carte des dangers du torrent de l'Ilgraben.

1 INTRODUCTION

1.1 *But du travail*

Le torrent de l'Ilgraben constitue un champ d'investigation des plus intéressants dans l'optique d'étudier les laves torrentielles. En effet, ce torrent produit de nombreuses laves torrentielles dont la dimension impressionnante de son cône témoigne. En outre, des stations de mesure (pluviomètres, vidéos de surveillance, plaque de mesure de pression,...) installées dans le bassin versant du cours d'eau depuis les années 2000, fournissent des informations utiles dans la perspective de concevoir une carte des dangers.

L'objectif de ce travail est ainsi d'évaluer la situation de danger sur le torrent de l'Ilgraben à partir des informations récoltées par les différents instruments de mesure. Cette étude pourra s'appuyer sur les nouveaux instruments de modélisation numérique développés par le WSL (*Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft*) : RAMMS (et accessoirement AVAL 1D). Dans un premier temps, les données pluviométriques des stations voisines ont été utilisées afin de calculer les débits et les volumes de crue pour les différents temps de retour. Ensuite, les volumes de laves torrentielles ont été déterminées à partir des volumes de crue et comparés à ceux observés à l'embouchure du cours d'eau pour la période 1900-2008. Finalement, des scénarios de danger de laves torrentielles de différents temps de retour ont été conçus et utilisés pour la conception des cartes d'intensité et de la carte des dangers

1.2 Situation géographique et contexte géomorphologique

Le bassin versant de l'Illgraben correspond à un sous-bassin versant de l'Illbach. Il comprend la partie sud-ouest de l'Illbach alors que la partie sud-est a été nommée Illwasser dans cette étude. Le bassin versant de l'Illbach se situe en Valais (sud de la Suisse) à côté du village de Susten et en face de celui de Loèche. La situation géographique du cours d'eau est donnée sur la Figure 1.

Le bassin versant de l'Illgraben est composé majoritairement de roches calcaïques, dolomitiques et quartzitiques. Il est parcouru par de nombreuses ravines et est souvent concerné par des événements de chutes de blocs et d'effondrements qui contribuent à alimenter régulièrement son cours en matériaux divers (comme en mars 1961 où un éboulement de 3 à 5 millions de m³ avait provoqué l'apparition d'une lave torrentielle de 500,000 m³). Le bassin versant de l'Illgraben possède ainsi en tout moment un volume suffisant de matériaux pour que des laves torrentielles puissent s'y déclencher. Il peut ainsi être défini comme un cours d'eau « transport limited ».



Figure 1. Situation géographique du bassin versant de l'Illbach.

1.3 Cadastre des ouvrages de protection

Après l'événement de 1961, un grand barrage de ~50 mètres de hauteur, appelé seuil n°1, a été construit afin de contenir les laves torrentielles de l'Illgraben. Dans les années 70 et 80, d'autres seuils de plus petites dimensions (au nombre de 30) ont été érigés entre le seuil n°1 et la confluence entre le torrent et le Rhône. Aujourd'hui, le seuil n°1 est complètement rempli et quelques-uns des petits seuils se sont effondrés ou ont disparu sous les sédiments. Plus récemment, une petite digue de protection a été construite en bordure du terrain de football de Susten.

2 DETERMINATION DES PLUIES DE DIMENSIONNEMENT

2.1 Données à disposition

Afin d'avoir un échantillon de mesures significatif, cinq stations ANETZ (stations pluviométriques appartenant à MétéoSuisse) proches du bassin versant de l'Illbach ont été retenues. Celles-ci mesurent les précipitations avec des pas de temps de 10 minutes. La liste des stations utilisées est donnée dans le Tableau 1. Les coordonnées et l'altitude des stations ainsi que la distance les séparant de l'Illbach et la durée de l'échantillonnage y sont également reportés. Les données pluviométriques sont fournies pour chaque année pour des durées de pluie de 10, 20 et 30 minutes ainsi que de 1, 3, 6, 12 et 24 heures.

Tableau 1. Stations ANETZ utilisées pour la détermination des pluies de dimensionnement

Station ANETZ	Coordonnées		Altitude (m.sm.)	Distance avec l'Illgraben (km)	Années de mesures
	X	Y			
Sion	592,200	118,625	482	22.9	1978-2008
Viège	631,150	129,020	640	17.2	1980-2007
Montana	603,600	129,160	1508	11.5	1979-2008
Evolène/Villa	605,415	106,740	1825	20.1	1986-2007
Zermatt	624,300	97,575	1638	29.1	1982-2007

2.2 Analyse fréquentielle et construction des courbes IDF des différentes stations

Les données pluviométriques disponibles s'étendent sur des durées de 22 à 31 années selon les stations. Il est ainsi possible de faire une analyse fréquentielle à partir des données bien que la taille de l'échantillon ne soit pas optimale. Les temps de retour des précipitations ont été calculés pour les différentes durées de pluie à l'aide des formules de Weibull, Gringorten et Hazen (telles que décrites dans Meylan et al.(2008)).

La détermination des hauteurs de précipitations théoriques de différents temps de retour a été effectuée à l'aide de fonctions de distribution de type valeurs extrêmes généralisées. Ces fonctions regroupent les trois distributions (EVI, EVII et EVIII). On a dans un premier temps utilisé la fonction de distribution de type EVI ou Gumbel.

Un test de conformité a ensuite été réalisé afin de valider les fonctions de distribution calculées. On a choisi de retenir le test de Kolmogorov-Smirnov. En effet, la taille de l'échantillon de mesures n'était pas optimale pour utiliser le test de χ^2 . Pour le test de Kolmogorov-Smirnov, le niveau de tolérance α utilisé pour la détermination de l'intervalle de confiance c a été fixé à 0.1. Les fonctions de distribution ont toutes été acceptées par le test à l'exception de celle faite pour les durées de pluie de 30 minutes de la station d'Evolène/Villa. Les courbes HDF (Hauteur, Durée, Fréquence) puis IDF (Intensité, Durée, Fréquence) des différentes stations ont ainsi été construites à partir des hauteurs de pluie calculées pour des temps de retour de 2.33, 30, 100 et 300 ans.

2.3 Interpolation des hauteurs de précipitation sur l'Illbach

Deux facteurs doivent être pris en considération en vue d'interpoler dans l'Illbach les hauteurs de précipitation mesurées aux stations. Le premier est l'effet de l'altitude, le second celui de la distance à la station.

Avec l'altitude, les hauteurs de précipitations tendent à augmenter. Une quantification de l'effet de l'altitude a été effectuée à partir des hauteurs de pluies mensuelles mesurées aux stations ANETZ ainsi que qu'au pluviomètre n°1 situé dans la partie sommitale du bassin versant de l'Illgraben (à 2210 m.sm.). Les données de ce dernier pluviomètre s'étendent sur la période comprise entre mars 2001 et décembre 2008. La station de Zermatt semble donner des hauteurs de pluies plus faibles proportionnellement que ce que son altitude ne pourrait laisser présager. En outre, elle se situe à grande distance du bassin de l'Illbach. Elle n'a, par conséquent, plus été utilisée pour l'établissement des pluies de dimensionnement.

A partir des données pluviométriques des quatre stations ANETZ restantes et de celles du pluviomètre de l'Illgraben, l'effet de l'altitude sur les précipitations a été déterminé de manière quantitative à partir de l'équation :

$$\frac{P_x}{P_p} = s \cdot (H_x - H_p) \quad (1)$$

Où P_x et P_p = hauteur de précipitation (mm) aux altitudes H_x et H_p (m) respectivement et s = facteur de précipitation (-).

A partir de l'équation (2), des hauteurs de précipitations mesurées aux différentes stations et de l'altitude de celles-ci, il a ainsi été possible de déterminer le facteur de précipitation s . Il est alors possible de déterminer P_x avec l'équation :

$$P_x = P_p \cdot e^{0.0004(H_x - H_p)} \quad (2)$$

L'interpolation spatiale a été effectuée avec la méthode de l'IDW (Inverse Distance Weighted). Comme son nom l'indique, cette méthode consiste à prendre en considération la distance séparant une station de mesures du bassin versant étudié. Plus la distance les séparant est importante, moins les hauteurs de précipitation mesurées à la station ne joueront de rôle dans le calcul des hauteurs de pluies du bassin versant. L'interpolation a été effectuée pour des durées de pluie de 1 et 24 heures et des temps de retour de 2.33 et 100 ans avec et sans prise en compte de l'effet de l'altitude. Un exemple d'interpolation avec la méthode de l'IDW est donné dans la Figure 2. On remarque dans l'exemple donné que l'interpolation spatiale ne fait varier les hauteurs de précipitations que de ~1.5% sur l'ensemble du bassin versant de l'Illbach. Lorsque l'on compare les hauteurs de pluie calculées pour l'Illbach avec celle des différentes stations, on constate que la station de Montana a le plus d'influence sur les résultats.

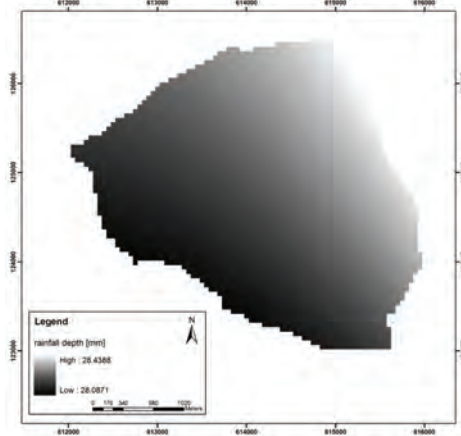


Figure 2. Exemple de résultat d'une modélisation effectuée avec la méthode de l'IDW dans le bassin versant de l'Illbach (pour une pluie d'un temps de retour de 100 ans et une durée de 1 heure avec prise en compte de l'effet de l'altitude).

2.4 Construction des courbes IDF Illbach

Pour construire la courbe IDF de l'Illbach, la technique de l'interpolation avec la méthode IDW n'a pas été utilisée car elle aurait été beaucoup trop longue à entreprendre. C'est pourquoi, les courbes IDF de l'Illbach ont finalement été construites à partir des hauteurs de pluie calculées par interpolation à partir des stations ANETZ pour les temps de retour de 2.33 et 100 ans et les durées de 1 heure et 24 heures. Le rapport entre les stations ANETZ et les hauteurs de pluie interpolées dans le bassin versant de l'Illbach (avec et sans prise en compte de l'effet d'altitude) a été calculé. On a ensuite recherché la station pour laquelle le rapport restait le plus constant. La seule station dont les rapports restent suffisamment constants est la station de Montana.

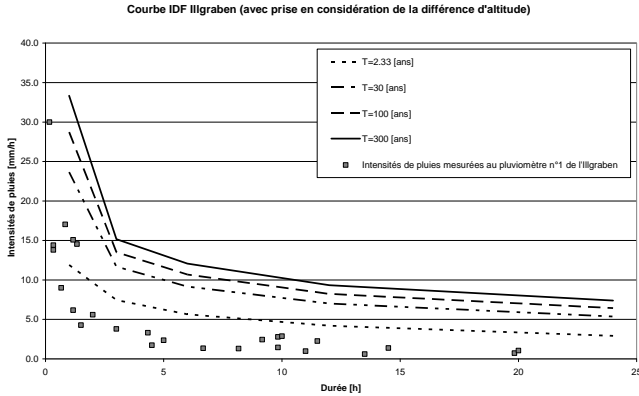


Figure 3. Courbe IDF du torrent de l'Iligraben avec prise en considération de l'effet de l'altitude.

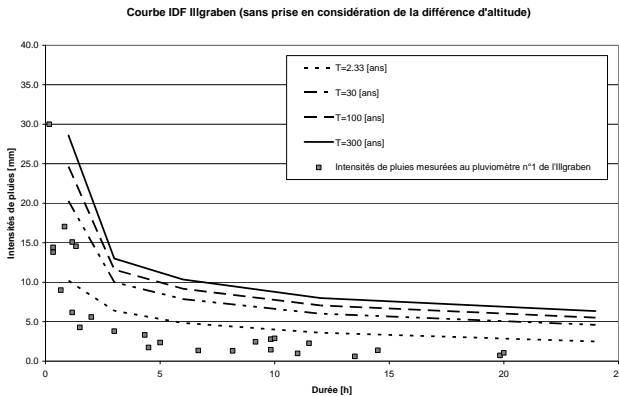


Figure 4. Courbe IDF du torrent de l'Iligraben sans prise en considération de l'effet de l'altitude.

Pour simplifier les calculs, les rapports entre les hauteurs de pluies mesurées à la station de Montana et celles déterminées par interpolation dans le bassin versant de l'Iligraben ont été fixés à 1.05 (pour le cas où l'effet de l'altitude n'est pas pris en compte) et 0.9 (pour le cas où l'effet de l'altitude est pris en compte). Les hauteurs de précipitation pour les temps de retour 2.33, 30, 100 et 300 ans et les durées de pluie de 1, 3, 6, 12 et 24 heures ont ensuite été déterminées à partir de la courbe HDF de la station Montana. Les résultats sont synthétisés dans les Figures 3 et 4. Les intensités de pluies des courbes IDF ont été comparées avec celles mesurées au pluviomètre de l'Iligraben pour la période 2001-2008. La plupart des intensités observées à l'Iligraben ont des temps de retour inférieurs à 2.33 ans. Cette constatation tend à valider les courbes IDF construites dans cette étude puisque pour 8 ans de données, la majorité des événements pluviométriques doivent avoir de fortes probabilités d'occurrence. Cinq événements ont des temps de retour supérieurs ou proches de 2.33 ans et celui du 28 juillet 2006 a un temps de retour de ~30 ans pour les pluies avec prise en considération de l'effet de l'altitude et de ~100 ans pour celles sans prise en compte de l'effet de l'altitude. Cette observation tendrait ainsi à plutôt retenir la courbe IDF avec prise en considération de l'effet de l'altitude. En effet, les intensités de pluies mesurées aux stations ANETZ voisines ne tendent pas à confirmer la rareté de

cet événement pluvieux de 2006. Il n'est, cependant, pas évident que pour d'aussi faibles durées de pluies les courbes IDF (qui n'ont été construites que pour des durées minimales de 1 heure) aient des comportements linéaires. Le temps de retour de l'événement de 2006 pourrait ainsi avoir une probabilité d'occurrence beaucoup plus faible si les courbes adoptent une forme exponentielle pour les faibles durées de précipitation.

3 HYDROLOGIE

3.1 Détermination des débits de crue

Deux bassins versants ont été admis pour le calcul des débits de crue. Le premier comprenait l'ensemble du bassin versant de l'Illbach (soit Illgraben + Illwasser + la partie située en aval de la confluence des deux torrents). Le second n'était formé que de l'Illgraben en amont de sa confluence avec l'Illwasser. Les superficies admises pour les deux bassins versants étaient de respectivement 9.3 et 4.8 km². Les emprises des bassins versants admis sont données sur la Figure 5. Le calcul des débits pour les deux bassins versants s'impose parce que l'on ne sait pas exactement dans quelle mesure la partie Illwasser du bassin versant contribue aux crues du torrent de l'Illbach. Des installations hydroélectriques sont présents dans le bassin versant de l'Illbach et semblent empêcher tout débit important de se former dans le lit de l'Illwasser. En calculant plus précisément les volumes de crue pour l'ensemble du bassin versant de l'Illbach et en les comparant avec les volumes de crue observés (pour des laves torrentielles très fréquentes), on devrait être en mesure de déterminer quelle est la contribution de l'Illwasser aux crues de l'Illbach.

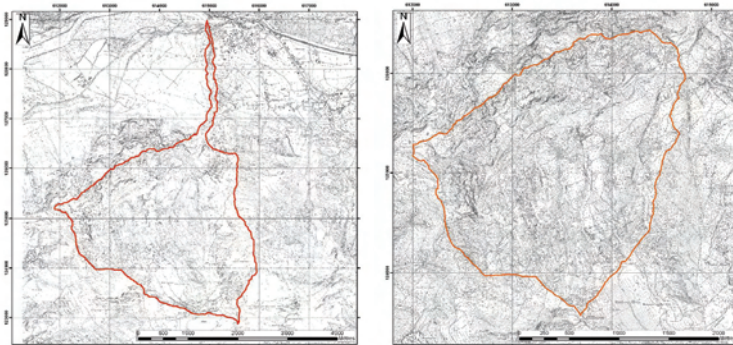


Figure 5. Bassins versants admis pour l'Illbach (à gauche) et pour l'Illgraben (à droite).

Les débits de crue ont été calculés à l'aide du logiciel HAKESCH développé par l'Office Fédéral de l'Environnement. Ce programme permet de mettre en œuvre automatiquement 5 méthodes d'estimation des débits couramment utilisées en Suisse. Ce sont les méthodes de Taubmann, de Clark-WSL, de Müller de Kölla ainsi que la méthode rationnelle modifiée. Les modèles nécessitent la détermination de paramètres géomorphologiques (longueur du cours d'eau principal, altitudes, longueur totale du réseau hydrographique,...), hydrologiques (détermination des coefficients de ruissellement, des capacités de stockage du sol, des volumes d'imbibition des sols selon Kölla,...) et pluviométriques (hauteurs de précipitations d'un temps de retour de 2.33 ou 100 ans et d'une durée de 1 ou 24 heures). Les différents paramètres ont été ajustés et les pluies de dimensionnement avec et sans prise en considération de l'effet de l'altitude ont été utilisées.

3.2 Détermination des volumes de crue

Pour obtenir des volumes de crue, il est nécessaire de construire des hydrogrammes de crue. Hager (1984) a développé une méthode permettant de construire des hydrogrammes ayant une

distribution statistique de Maxwell à partir de deux paramètres t_p (temps de pointe) et n (facteur de forme). L'équation dite de Maxwell est la suivante :

$$Q_t = Q_{base} + Q_p \left(\frac{t}{t_p} \cdot e^{-\frac{t}{t_p}} \right)^n \quad (3)$$

Où Q_t , Q_{base} et Q_p = débits au temps t , débit de base (assumé comme nul) et débit de pointe au temps de pointe t_p (m^3/s) et n = facteur de forme (-).

Des hydrogrammes de crue ont été construits à partir des résultats HAKESCH obtenus avec les méthodes de Kölla et de Clark-WSL ainsi que la méthode rationnelle modifiée pour les pluies avec et sans prise en considération de l'effet de l'altitude et pour les bassins versants de l'Illbach et de l'Illgraben. Pour chaque méthode utilisée dans Hakesch, des temps de concentration ont été calculés. Ceux-ci ont permis de déterminer le premier paramètre de l'équation de Maxwell soit le temps de pointe t_p . En effet, il est généralement admis que le temps de pointe vaut 3/8 du temps de concentration. Le deuxième paramètre n est déterminé à partir du rapport entre les volumes de pluies et les volumes de crue qui correspond au coefficient de ruissellement. Le paramètre n est calculé par itération jusqu'à ce que le rapport entre les volumes de pluies et les volumes de crue équivalent au coefficient de ruissellement.

En comparant les volumes de crue calculés pour l'ensemble du bassin versant de l'Illbach avec les volumes de laves torrentielles observés sous le pont de la route cantonale pour la période 1900-2008, il n'a pas semblé réaliste de prendre en considération les volumes de crue provenant de la partie Illwasser du bassin versant. Les volumes de crue retenue pour la suite de l'étude ne proviennent ainsi que de la partie Illgraben du bassin versant.

4 MODÉLISATION DES LAVES TORRENTIELLES

4.1 Caractéristiques des laves torrentielles

La densité des laves torrentielles a été fixée à 2000 (kg/m^3) en accord avec McArdell et al. (2007). Avec une telle densité, la proportion de matériel solide du mélange peut être estimée à 50% (pour des densités de matrice et de sédiments fixées à 1300 et 2650 (kg/m^3) respectivement). Il est ainsi possible de déduire les volumes de crue de différents temps de retour à partir des volumes de crue déterminés avec les hydrogrammes de Maxwell (Tab. 2). Les volumes calculés correspondent bien avec ceux établis par Zimmermann et al. (2001) et Teyssieres & Candolfi (2003) à partir de l'historique des événements pour la période 1900-2000.

Tableau 2. Stations Volumes des laves torrentielles de différents temps de retour

Temps de retour T de la lave torrentielle	Volumes des laves torrentielles de différents temps de retour	Volumes de laves torrentielles déterminés à partir de l'historique
T < 30 ans	150,000	≤ 150,000 (?)*
30 ans < T < 100ans	250,000	≤ 250,000
100 ans < T < 300 ans	350,000	≤ 350,000

*Zimmermann et al. (2001) ne donne une valeur que pour un temps de retour 10 ans < T < 100 ans.

4.2 Modélisation des laves torrentielles

Les laves torrentielles ont été modélisées avec le logiciel RAMMS (RAPid Mass MovementS) développé à l'origine par le WSL pour les avalanches à partir du modèle de Voellmy-Salm (1955 & 1966). Il s'agit d'un modèle d'écoulement à deux paramètres qui prend en considération les différentes forces s'exerçant sur le centre de masse d'un bloc lors de la mise en mouvement de celui-ci le long d'un plan incliné. Le modèle est assez simple à utiliser car il ne néces-

site que 2 paramètres μ (-) et ξ (m/s^2) qui représentent respectivement de façon simplifiée le frottement du bloc le long du plan incliné et le frottement interparticulaire des composantes du bloc entre elles et sur le plan incliné. Le calibrage des paramètres a été effectué à l'aide du logiciel AVAL 1D par Glassey (en cours) sur la base des événements observés au niveau de la route cantonale entre 2001 et 2008. Les valeurs de μ et ξ obtenues sont de respectivement 0.07 (-) et 200 (m/s^2). Un calibrage avec RAMMS a également été effectué afin de déterminer le jeu de paramètres permettant de se placer du côté de la sécurité tout en ne conduisant pas à engendrer des temps de modélisation trop importants. Les mêmes valeurs de μ et ξ ont été obtenues. Elles ont été utilisées pour les différents temps de retour.

Différents scénarios probables de laves torrentielles ont ensuite été pris en considération pour la modélisation avec le logiciel RAMMS. Le MNT utilisé pour la modélisation est celui de 2005. Dans les scénarios, on a fait l'hypothèse qu'à moyen terme, la géométrie du chenal de l'Illgraben pourrait se modifier. Ainsi, pour des événements de probabilité moyenne, faible et extrême, le niveau de certains tronçons aurait tendance à s'élever au cours du temps. Cette hypothèse est confirmée par l'historique car, en 1995, le niveau de l'Illgraben était plus haut qu'aujourd'hui sur certains tronçons. Les différents scénarios de laves torrentielles sont les suivants :

Scénarios de probabilité forte :

- Ecoulement d'une lave torrentielle de 150,000 m³ dans le chenal d'origine (2005) de l'Illgraben.

Scénarios de probabilité moyenne :

- Ecoulement d'une lave torrentielle de 250,000 m³ dans le chenal d'origine (2005) de l'Illgraben ;
- Ecoulement d'une lave torrentielle de 250,000 m³ dans le chenal modifié de l'Illgraben (remplissage au seuil 15, entre les seuils 20 et 21 ou au seuil 27 avec destruction de la digue de protection).

Scénarios de probabilité faible :

- Ecoulement d'une lave torrentielle de 350,000 m³ dans le chenal d'origine (2005) de l'Illgraben ;
- Ecoulement d'une lave torrentielle de 350,000 m³ dans le chenal modifié de l'Illgraben (remplissage au seuil 15, entre les seuils 20 et 21 ou au seuil 27 avec destruction de la digue de protection).

Scénarios de probabilité très faible :

- Ecoulement d'une lave torrentielle de 500,000 m³ dans le chenal d'origine (2005) de l'Illgraben en une bouffée ;
- Ecoulement d'une lave torrentielle de 1,000,000 m³ dans le chenal d'origine (2005) de l'Illgraben en une bouffée ;
- Ecoulement d'une lave torrentielle de 150,000 à 250,000 m³ dans le chenal modifié de l'Illgraben (rehaussement de 2 mètres du lit du torrent sur tout le tronçon situé entre le seuil 15 et le pont de la route cantonale).

4.3 Résultats de la modélisation RAMMS

La modélisation RAMMS effectuée pour les différents scénarios a permis de mettre en évidence les différents points faibles du système qui correspond à des sous-capacités des berges souvent associées à des diminutions de la pente longitudinale du torrent. En outre, la modélisation a permis de mettre en évidence les extensions des débordements ainsi que les vitesses et hauteurs d'écoulement des laves torrentielles.

Les extensions latérales des débordements sont, cependant, fréquemment lacunaires. En effet, afin de pas avoir des fichiers de sortie de taille trop importante pour être lisible, les zones de calcul ont du être réduite. La modélisation n'est ainsi pas disponible à grande distance du torrent. En outre, pour les écoulements de faibles volumes, les vitesses d'écoulement n'étant pas suffisantes, il est arrivé que le temps de simulation ne soit pas assez long pour laisser aux écoulements le temps de se développer complètement. La partie aval du cône est ainsi fréquemment sous-estimée par ces modélisations. Ces imperfections des modélisations proviennent du choix fait de privilégier la précision de la simulation en terme de distance de la maille de terrain et de pas de temps de calculs. Pour pallier à ce problème, des visites de terrain complémentaires ont

été effectuées afin de déterminer in situ les extensions des débordements. En outre, ces visites ont permis de valider les situations des points faibles.

Les modélisations faites avec des géométries modifiées du chenal n'ont pas mis en évidence de points faibles supplémentaires mais ont plutôt confirmé ceux existants. Les différences d'avec les résultats obtenus avec le chenal d'origine (état de 2005) restent pourtant modérées. Seuls les hauteurs et vitesses d'écoulement varient faiblement. La cause de cette quasi similitude des résultats découle vraisemblablement de la technique utilisée pour modifier les MNT. En effet, pour les hauteurs de remplissage retenues (3 à 4 m), seul le lit miner est rempli. Or les sections d'écoulement des laves recouvrent l'ensemble du lit majeur dont la section est beaucoup plus grande. Ainsi, seul une faible proportion de la section d'écoulement est remplie avec la méthode utilisée et la situation de danger n'est donc pas grandement modifiée.

5 CARTE DES INTENSITES ET CARTE DES DANGERS

5.1 Cartes d'intensités

Des cartes d'intensité ont été dessinées à partir des recommandations données par l'OFEV (1997). Une lave torrentielle est considérée comme ayant une intensité forte lorsque la hauteur d'écoulement de celle-ci est supérieure à 1 mètre et que sa vitesse est supérieure à 1 m/s. Si l'une de ces conditions n'est pas atteinte, l'intensité de la lave torrentielle est considérée comme moyenne. Chaque scénario de laves torrentielles a abouti à l'élaboration d'une carte d'intensités. Celles-ci ont ensuite été assemblées en fonction de leur temps de retour afin d'établir les cartes d'intensités des différentes probabilités d'occurrence : forte ($T < 30$ ans), moyenne ($30 \text{ ans} < T < 100$ ans), faible ($10 \text{ ans} < T < 300$ ans) et très faible ($T > 300$ ans).

Il apparaît que dès les événements fréquents, des débordements de laves torrentielles surviennent avec la modélisation RAMMS. Or pour de tels temps de retour, l'historique ne met pas en évidence de dommages liés à des débordements. De même, pour les événements de probabilité moyenne, d'importants débordements sont mis en évidence dès le sommet du cône de déjection. L'événement de 1961 dont le volume était supérieur à $250,000 \text{ m}^3$ n'a pas causé d'importants débordements hormis dans la partie aval du cône (route cantonale et environs). Il semblerait, par conséquent, que les cartes d'intensités établies pour les événements fréquents et moyens tendent à surestimer la situation de danger. L'explication la plus vraisemblable pour ce phénomène est que les paramètres μ et ξ n'auraient pas du être gardés constants pour les différents temps de retour. Cette hypothèse est trop pessimiste puisqu'on avait effectivement choisi les valeurs de ces paramètres afin de se placer le plus possible du côté de la sécurité.

La validité des cartes d'intensités pour les événements rares et extrêmes est difficile à diagnostiquer parce qu'il n'existe aucune trace dans l'historique de tels événements. Les dimensions du cône ainsi que la présence de nombreux anciens lits (qui ont certainement été obstrués au cours d'un seul événement) tendent tout de même à prouver que les laves torrentielles de l'Ilgraben peuvent avoir des dimensions considérables. Il est donc probable que les zones de dangers mises en évidence pour des temps de retour faibles et très faibles ne soient pas trop pessimistes.

5.2 Carte de dangers

La carte des dangers provient de la superposition des cartes d'intensités établies pour les différents temps de retour. Elle est donnée sur la figure 6. Les dangers liés à l'embâcle du Rhône et du canal de dérivation du Rhône de Loèche-Chippis n'ont pas été pris en considération car ils sortent du cadre de ce travail.

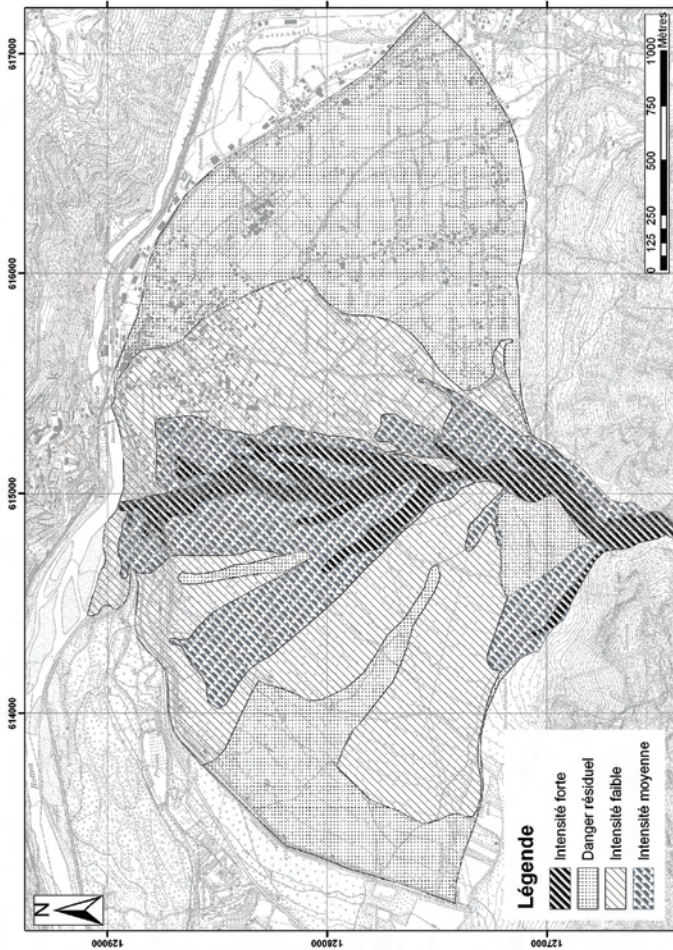


Figure 6. Carte des dangers pour les laves torrentielles de l'Illgraben.

Afin de mieux prendre en considération la phénoménologie des dangers liés aux laves torrentielles, des zones de dangers d'intensité faible ont été ajoutées. Celles-ci regroupent les secteurs concernés par l'écoulement des eaux d'essorages s'exfiltrant des laves torrentielles après leur déposition. Il s'agit d'eaux faiblement chargées en particules fines qui s'écoulent vers l'aval du cône le long des lignes de plus fortes pentes. Les axes de transit de ces eaux ont été déterminés à partir du modèle numérique de terrain et d'observations de terrain. Les structures d'origine anthropique ont été prises en considération pour la délimitation des ces zones.

Pour mieux tenir compte des incertitudes inhérentes à la géométrie à très long terme du cône et du cours d'eau, les limites du danger résiduel ont été fixées à l'ensemble du cône. Le canal de Loèche-Chippis a été utilisé comme limite inférieure de la zone de danger.

Si l'on compare la carte des dangers établie dans cette étude avec celle officielle dessinée par Teyssières & Candolfi AG (2003), on constate que les zones de dangers définies sont beaucoup plus pessimistes et que leur extension s'étale plus radialement sur le cône au lieu d'être cantonnée aux bordures du torrent (ce en quoi, elles sont sans doute plus réalistes). En outre, la modélisation RAMMS permet de définir clairement les points faibles du cours d'eau alors que ceux-ci ne sont pas discernables sur la carte de Teyssières & Candolfi AG.

6 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le but de la présente étude était de réactualiser la carte des dangers liés aux laves torrentielles de l'Ilgraben en s'appuyant d'une part sur la nouvelle méthodologie hydrologique définie par l'OFEV et d'autre part sur le logiciel RAMMS développé par le WSL.

La partie hydrologique a permis de construire de nouvelles courbes IDF pour le bassin versant de l'Ilzbach à partir des données pluviométriques des stations ANETZ (appartenant à météo-suisse). Les intensités de pluies déterminées avec ces courbes sont à corrélérer avec les événements pluviométriques futurs qui seront observés au niveau de pluviomètres placés dans le bassin de l'Ilgraben. Il sera ainsi possible de valider ces courbes ou de les améliorer afin d'obtenir des informations précieuses sur les conditions de déclenchement des laves torrentielles de l'Ilgraben.

L'analyse hydrologique (détermination des débits avec HAKESCH et construction des hydrogrammes de crue) a permis de déterminer les volumes de crue (liquide) auxquels on pourrait s'attendre dans le torrent de l'Ilgraben. Cette étude hydrologique sommaire ne remplace nullement la construction des modèles hydrologiques complexes. Cependant, à défaut de données pluviométriques et débitométriques suffisantes, elle constitue un outil précieux en vue d'estimer les volumes de laves torrentielles de différents temps de retour. En outre, elle n'est pas indéfendable puisqu'elle fournit des volumes de laves en accord avec l'historique.

Le logiciel RAMMS est un outil pratique et simple afin de modéliser les écoulements de laves torrentielles. Il ne nécessite, en effet, le calibrage que des deux paramètres μ et ξ . Il n'est cependant pas commode à utiliser pour des grandes zones de calculs et des longues durées de modélisation. En effet, pour que le modèle retourne des fichiers de sortie de dimension raisonnable, il convient d'effectuer un choix entre précision de la modélisation (spatiale et temporelle), extension de la zone de calcul et durée de modélisation. Ainsi, pour un cours d'eau ayant les dimensions de l'Ilgraben, il faudrait presque entreprendre trois simulations (rive gauche, rive droite et partie aval du cône) par scénarios afin d'obtenir des résultats précis permettant aux écoulements d'atteindre leur extension maximale.

En outre, le calibrage des paramètres μ et ξ pour être réalisé de façon fiable nécessite beaucoup de temps. Dans cette étude, on s'est contenté de retenir les valeurs de μ et ξ nous permettant de se placer du côté de la sécurité et de gagner du temps de modélisation. Le meilleur choix aurait été d'effectuer un calibrage à partir des événements mesurés au niveau de la route cantonale. En outre, l'hypothèse de conserver les mêmes valeurs de paramètres pour des temps de retour différents semble conduire à l'établissement de cartes d'intensités trop pessimistes pour les temps de retour forts et moyens.

Finalement, RAMMS permet de mettre en évidence de nombreux points faibles qu'il n'aurait pas forcément été évident de discerner avec seulement des visites de terrain tant les volumes et les dimensions des laves torrentielles potentiellement observables dans le torrent sortent de l'entendement humain. Il apparaît, cependant, que les cartes d'intensités et de dangers construites peuvent paraître pessimistes. Il est, en effet, peu probable que les autorités locales voient d'un bon œil ces cartes car elles tendent à significativement augmenter l'emprise des zones de danger sur les secteurs potentiellement rentables économiquement (habitations, industries, zones de loisir,...).

RÉFÉRENCES

- Glasse, T. en cours. Hydrology and check dams analysis in the debris flow context of Illgraben river (VS) - Hydrological analysis, evaluation of the check dams stability and their role on the debris flow dynamic., *MAS Thesis*, EPFL, Lausanne.
- INGENIEURBÜRO TEYSSEIRE & CANDOLFI AG. 2003. Schutzkonzept Illgraben, *Bericht Nr. 1693 – 4*.
- Hager, W.H. 1984. A simplified hydrological rainfall-runoff model. *Journal of Hydrology* 74:151-170. Amsterdam:Elsevier Science Publishers B.V.
- McArdell B.W., Bartelt P., Kowalski J. 2007. Field observations of basal forces and fluid pore pressure in a debris flow. *Geophysical Research Letters*, vol. 34: 1-4, L07406.
- Meylan, P., Favre, A.C. & Musy, A. 2008. Hydrologie fréquentielle – une science prédictive. Lausanne : PPUR.
- OFEV 1997. Dangers naturels, Recommandations, Prise en compte des dangers dus aux crues dans le cadre des activités de l'aménagement du territoire, 32 p., Bienne.
- Salm, B. 1966. Contribution to avalanche dynamics. *Union de Géodésie et Géophysique Internationale, Association Internationale d'Hydrologie Scientifique, Commission pour la Neige et la Glace, Division Neige Saisonnière et Avalanches, Symposium International sur les aspects scientifiques des avalanches de neige, 5-10 avril 1965*: 199-214 (Publication No.69 de l'Association Internationale d'Hydrologie Scientifique), Davos, Suisse.
- Voellmy A. 1955. Über die Zerstörungskraft von Lawinen. *Schweizerische Bauzeitung*, Jahrg. 73, Ht. 12, p.159-162, Ht. 15, p.212-217. Hat. 17, p.246-249, Hat. 19, p.280-285.

Problématique des inondations à Laconnex

Plan régional d'évacuation des eaux

Flooding problems at Laconnex

Regional planning of water collection system

Karine Morel

GEOS Ingénieurs Conseils SA, Genève, Switzerland

ABSTRACT : Currently, urban flood protection measures are quite known by engineers; their complexity is not only a scientific but also a social, economic and environmental matter. The objective of the present project consists on studying chronic flood problems in Laconnex. Therefore, hydrological and hydraulic diagnoses of the current condition as well as an analysis to minimize flood risk have been undertaken and a preliminary project with cost estimation has been proposed.

RESUME : La protection contre les crues d'un milieu semi-urbain est un fait d'actualité ; sa complexité réside non seulement à résoudre des problèmes scientifiques mais également à y intégrer des aspects d'ordre économique, écologique et social. Le projet consiste à étudier la problématique d'inondations récurrentes à Laconnex, d'établir un diagnostic hydrologique et hydraulique de la situation, d'analyser des solutions envisageables pour diminuer ce risque, d'établir un avant-projet de la solution la plus pertinente et d'en estimer les coûts.

1 INTRODUCTION

1.1 *Préambule*

Le projet s'étend sur les communes de Laconnex et de Soral situées en rive gauche du Rhône dans la région "Champagne genevoise" du canton de Genève. Le cours d'eau concerné est le Nant des Crues, un affluent du Rhône. Il est canalisé dans la zone d'étude, en amont du bassin versant, et correspond au collecteur communal d'eaux pluviales dont le nom d'usage est l'Eaumorte.

Les précipitations exceptionnelles de la pluie du 11 juin 2007 ont provoqué des inondations au niveau du village de Laconnex : 25 habitants de la commune représentant 8 propriétaires ont été inondés de manière plus ou moins grave. Le problème est récurrent : Il s'agit d'un ruissellement important en surface en amont du village de Laconnex ainsi que des refoulements dans les collecteurs d'eaux pluviales et mélangées qui ont inondés certaines caves du village, accompagnés de dépôts sédimentaires.

1.2 *Etendue du travail*

L'objectif visé est d'étudier un concept de gestion des eaux pluviales pour sécuriser le village à l'égard des risques d'inondations. Les étapes de cette étude sont les suivantes:

- Apprécier la situation de danger : connaître de façon globale la situation hydrologique, les conditions d'aménagements du cours d'eau et les types de danger principaux ;
- Identifier les déficits, les causes et mécanismes des inondations ;
- Déterminer les buts de protection ;
- Analyser des solutions pour réduire le risque d'inondation ;
- Etudier la faisabilité des solutions d'aménagement ;
- Etablir un avant-projet de la solution la plus pertinente et en estimer le coût.

2 LE BASSIN VERSANT

L'analyse de surface du bassin versant est réalisée à l'aide du logiciel d'information géographique Arc GIS avec :

- un modèle numérique d'altitude (MNA) du canton de Genève (raster résolution 5 m) ;
- le réseau hydrographique du Lac Léman et cours d'eaux genevois ;
- le cadastre du canton de Genève : communes, parcelles, bâtiments...

L'occupation du sol est à dominance agricole.

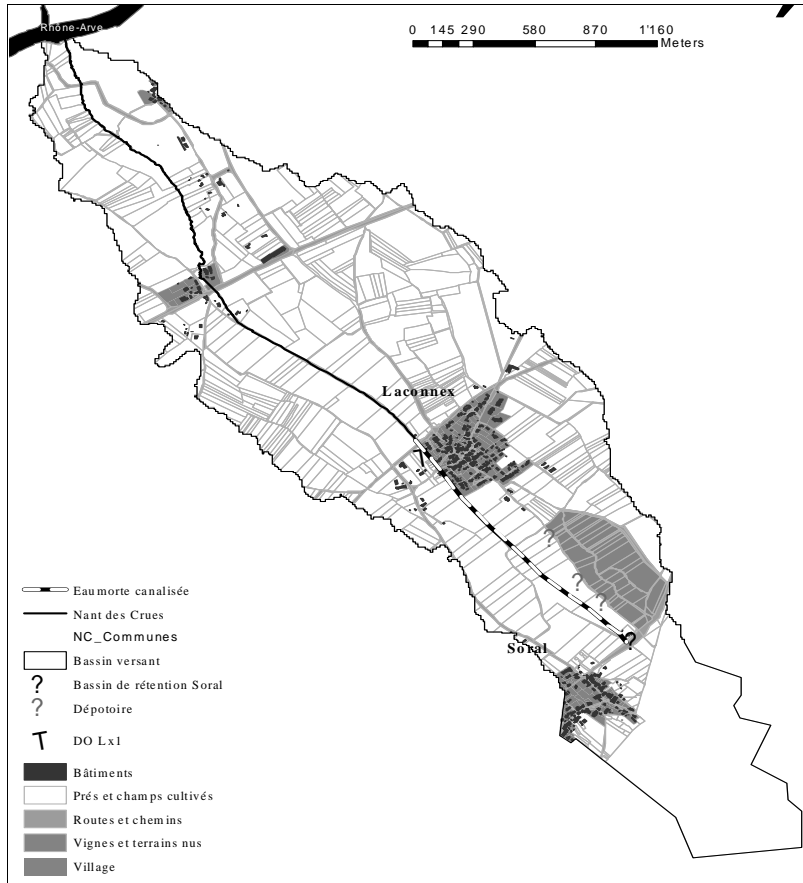


Figure 1 : Vue d'ensemble

Caractéristiques	Nant des Crues	Eaumorte canalisée
Longueur (m)	4 600	1 500
Surface drainée (ha)	530	240
Pente moyenne (%)	3.3	3.05
Imperméabilité (%)	15.8	18.4

Tableau 1 : Caractéristiques du bassin versant

3 COMPORTEMENT HYDROLOGIQUE

3.1 L'évènement pluvieux du 11 juin 2007

L'évènement pluvieux de référence est la perturbation orageuse survenus le 11 juin 2007. Quatre stations pluviométriques couvrent la zone d'étude :

- La station de Laconnex (LC, Station HYD) ;
- La station de Soral (SOR, Station AgroMétéo) ;
- La station de Lully (LUY, Station AgroMétéo) ;
- La station de La Plaine (PLA, Station AgroMétéo).

La répartition spatiale de l'évènement est défini par la méthode des polygones de Thiessen : La méthode consiste à affecter à chaque pluviomètre une zone de couverture matérialisée par un polygone dont l'aire, exprimée en %, représente le facteur de pondération de la valeur locale. Elle conduit au calcul d'un hyétogramme moyen à partir des hyétogrammes ponctuels des 4 stations, par pondération des aires de couverture.

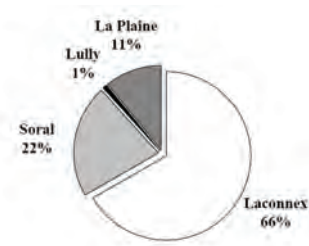


Figure 2 : Couverture des pluviomètres

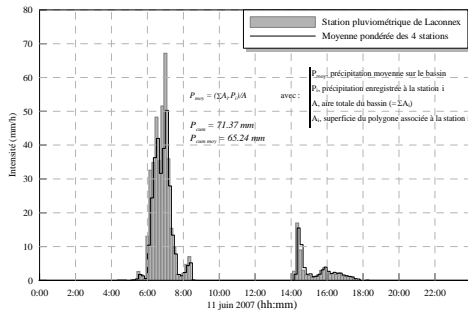


Figure 3 : Pluie de référence

3.2 Analyse fréquentielle

Le Service de l'Ecologie et de l'Eau (SECOE) fournit 19 années de mesures pluviométriques enregistrées à la station de Laconnex et 30 années à la station de Chevrier (station de référence du canton de Genève).

Le test de comparaison de moyenne de Student montre que les enregistrements ne sont pas significativement différent ; La moyenne des précipitations annuelles à Chevrier est de 793 mm ; celle de Laconnex de 868 mm. D'après les années de mesures communes, la moyenne des précipitations annuelles à Laconnex est 9 % supérieur à celle de Chevrier. Cette proportionnalité permet d'interpoler les années de mesures manquantes à Laconnex. La période de retour de la pluie du 11 juin 2007 est déterminée d'après la loi de Gumbel : elle est de 15 ans.

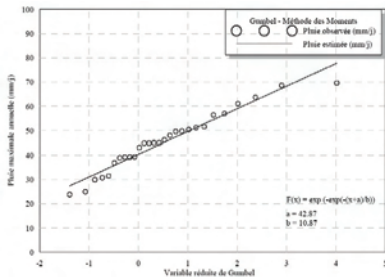


Figure 4 : Loi de Gumbel

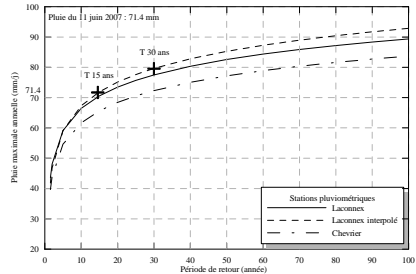


Figure 5 : Période de retour

4 ETAT ACTUEL

4.1 Les ouvrages de protections existants

Au cours des 50 dernières années, différents ouvrages de protection ont été mis en place pour protéger le village de Laconnex des inondations :

- 1 zone d'inondation à Soral de 3000 m³ lamine les eaux en excès avant rejet dans l'Eaumorte canalisée à un débit régulé < 300 l/s.
- 3 dépotoirs situés en contrebas des coteaux viticoles retiennent les sédiments grossiers et les débris charriés.
- 2 pièges à graviers limitent l'arrivée de graviers dans le canal à ciel ouvert.
- 1 déversoir d'orage situé à Laconnex déverse les eaux mélangées en excès dans l'Eaumorte canalisée.

4.2 Modélisation du réseau hydraulique

La capacité de l'écoulement de l'Eaumorte est calculée à l'aide du logiciel Mike Urban : le calcul hydrologique est fondé sur l'analyse détaillée des pertes hydrologiques tels que l'infiltration et la transformation des pluies en débit. La lame d'eau ruisselée est de 22 mm. Le calcul de l'écoulement met en évidence une large insuffisance de l'Eaumorte canalisée en terme de capacité.

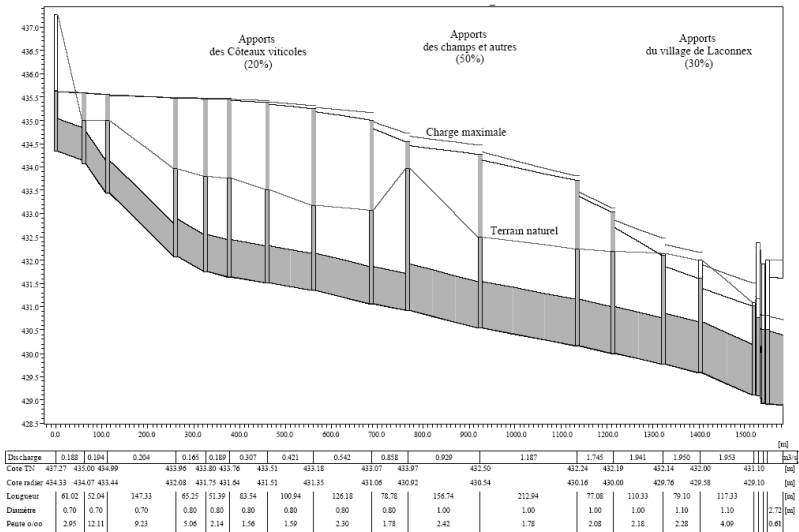


Figure 6 : Profil en long le l'Eaumorte canalisée – Pluie du 11 juin 2007

Deux zones d'influence ont été identifiées comme ayant participées aux inondations du 11 juin 2007 : les coteaux viticoles de la Feuillée (zone d'influence 1) et le village de Laconnex (zone d'influence 2). Pour comprendre leur influence et leur rôle dans ces inondations, elles ont été testées indépendamment :

- Le ruissellement des eaux sur les coteaux viticoles de la Feuillée mettent en charge l'Eaumorte canalisée dans sa partie amont et en surcharge dans sa partie aval. Des débordements sont même constatés en amont.
- Le ruissellement des eaux sur le village montre que l'Eaumorte canalisée est en limite de capacité sur le dernier tronçon avant sa remise à ciel ouvert. Quelques refoulements sont d'ailleurs observés.

5 PLANIFICATION DE MESURES

5.1 Objectif

La zone d'étude est située hors agglomérations et industries ; il s'agit d'un village où les bâtiments sont isolés et les infrastructures locales. D'après les recommandation de l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG), le village de Laconnex doit être protégé pour une crue de période de retour supérieur à 30 ans. La pluie de projet est interpolée d'après la pluie du 11 juin 2007.

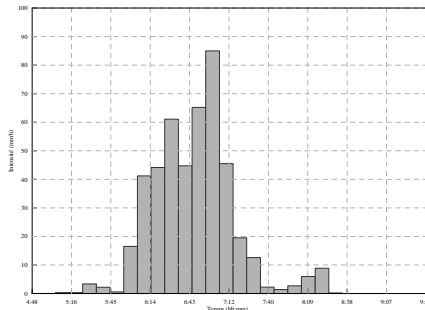


Figure 7 : Pluie de projet (T = 30 ans)

5.2 Etude de variantes

L'étude des variantes s'appuie sur un tableau multicritères pour confronter les différentes techniques d'aménagement en fonction de leur emplacement et de leur configuration. L'infiltration étant impossible dans la zone d'étude, il est retenu 2 types d'aménagement :

- o la rétention
- o l'augmentation de la capacité.

Aménagement	EMPLACEMENT	CONFIGURATION / CROQUIS
RETENTION / DIGE Laminage de la crue	Chemin des Ecoilers : dige naturelle surélevée à confier 1 Topographie favorable Volume max environ 30 000 m ³ Demande public communal Parcelles n°10148-10136 : Création d'une dige 2 Topographie moyennement favorable, risque de ruissellement latéral Volume max environ 40 000 m ³ Demande privé : emprise foncière	En surface a Zone d'inondation naturelle Infiltration ponctuelle Avec remise à ciel ouvert b Nécessite une emprise foncière / diminution de la surface exploitable
	Au droit du village de Laconnex 3 Sur 200 ml Demande public communal Au droit du village de Laconnex 4 Sur 400 ml Demande public communal Sur toute la longueur de l'Emprise 5 Domaines public communal et privé	Doublement de l'Emprise canalise Section rectangulaire > circulaire Section limitée au droit du village c Resens d'évacuation fonctionnel pendant les travaux Déviation des eaux en provenance de l'amont Remplacement du collecteur Section rectangulaire > circulaire d Pompage des eaux pendant la phase travaux Section maximale Raccord du DO Lx1 Remise à ciel ouvert Peu d'intérêt de restauration car Q insuffisant e Entretien régulier Emprise foncière importante : diminution de la surface exploitable

Tableau 2 : Matrice des variantes

Les variantes sont alors évaluées de manière semi-quantitative en fonction de leur efficacité et de leur faisabilité.

Aménagements	1a	1b	2a	2b	3c	3d	3e	4c	4d	4e	5c	5d	5e
Efficacité	2	3	0	0	1	2	3	2	3	3	3	3	3
Faisabilité	3	0	3	0	3	3	0	3	3	0	0	0	0
Résultats	5	3	3	0	4	5	3	5	6	3	3	3	3

Tableau 3 : Evaluation semi-quantitative des variantes (0 : Nulle ; 1 : Partielle ; 2 : Bonne ; 3 : Large)

5.3 Solution d'aménagement retenue

La solution d'aménagement retenue pour une période retour de 30 ans est la combinaison des variantes 1a et 4d :

- ✓ la rétention en amont du village au Chemin des Ecoliers permet le laminage de la crue ; elle fonctionne en série avec la zone d'inondation de Soral ;
- ✓ le remplacement du collecteur de l'Eaumorte dans son tronçon aval (400 ml) permet une augmentation de la capacité et de l'évacuation de la crue.

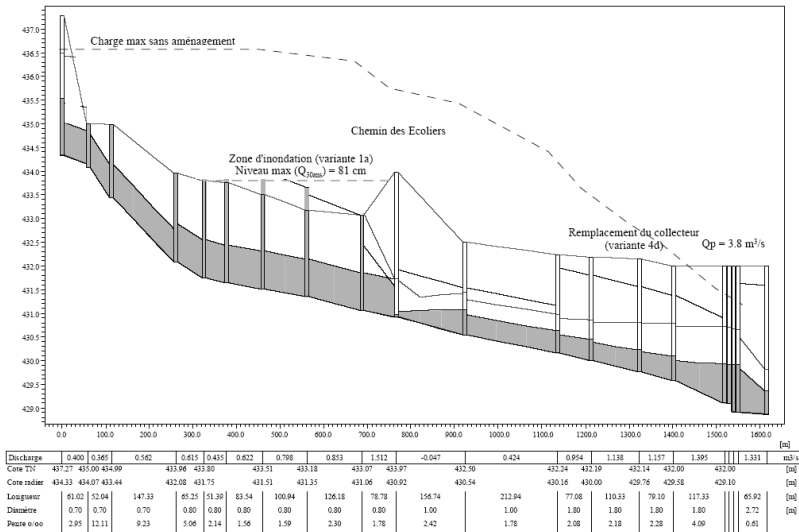


Figure 8 : Profil en long de l'Eaumorte canalisée – Pluie de projet

La digue de rétention est constitué par la surélévation de 1 m du Chemin des Ecoliers par rapport au terrain naturel. Bordé en rive droite par les coteaux viticoles de la Feuillée dont l'altimétrie croit fortement, le site offre une topographie favorable. Les couvercles de regards de l'Eaumorte canalisée dans la zone d'inondation sont débordés, descellés et remplacés par les grilles surélevées d'environ 15 cm pour permettre le débordement du réseau et l'inondation contrôlée des champs lors que celui-ci est en charge sans que des débris ou sédiments viennent les colmater.

Le volume maximum de stockage est de 31 650 m³. Pour la crue de projet, le volume stocké est de 23 450 m³ soit une hauteur maximale atteinte est de 0.815 m . La mise en charge et le débordement en surface dans la zone d'inondation sont accentués par une régulation du débit en sortie par une vanne de type pelle : Il est de 500 l/s. Cette régulation permet également de limiter les apports trop important de l'amont vers l'aval et saturer le réseau.

Le débit de pointe à l'exutoire pour une période de retour de 30 ans est de 3.8 m³/s. Pour faire transiter un tel débit, il faut prévoir une section rectangulaire de 1.8 m de hauteur pour 2 m de largeur sur une longueur de 400 m depuis l'amont du village de Laconnex jusqu'au canal de l'Eaumorte à ciel ouvert. Le déversoir d'orage DO Lx 1 devra être raccordé à la nouvelle conduite à moins que la mise en séparatif du réseau ne précède les travaux, auquel cas, il sera supprimé ou abandonné.

5.4 Evaluation financière

Prix aménagement en CHF	Remplacement du collecteur sur 400 ml	Rétention au Chemin des Ecoliers
Fouille et tuyau	1'600'000	0
Passages route	20'000	30'000
Digue en terre	0	300'000
Ouvrage spéciaux	30'000	30'000
Total int.	1'650'000	360'000
Divers	83'000	18'000
Imprévus	173'000	38'000
Honoraires	286'000	62'000
Total int.	2'192'000	478'000
TVA	167'000	36'000
Total TTC	2'400'000	500'000

Tableau 4 : Evaluation financière de l'aménagement retenu

6 CONCLUSION

La protection du village de Laconnex contre les inondation est complexe.

- Il n'existe pas de solution miracle pour y remédier.
- Une zone d'inondation, tout seule n'arrive pas à empêcher les débordements au droit du village.
- Le remplacement du collecteur permettrait d'empêcher les débordements au droit du village mais des débordements en amont, entre Laconnex et Soral, subsistent.
- Pour rendre cette mesure efficace, il y a lieu d'empêcher ces eaux de couler en surface vers le bas du village par la création d'une zone d'inondation c'est-à-dire par une zone de rétention passive.
- Seules les deux mesures couplées permettent de se prémunir contre les inondations pour une pluie de période de retour de 30 ans.

7 REFERENCES

- Meylan P., Musy A. 1999. *Hydrologie fréquentielle*; Tempus, Editions HGA.
- Degoutte G. 1997. *Petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*, Cemagref Editions.
- EPFL/LCH 2007-2009. Etudes MAS en aménagements hydrauliques, Prof. Boillat JL. *Gestion des crues et aménagements des cours d'eau*.
- OFEQ 2001. *Protection contre les crues des cours d'eau*.

Evaluation d'un modèle hydraulique bidimensionnel (Basement) et des données topographiques LIDAR pour l'élaboration des cartes de danger. Application à la plaine d'inondation de la Morge à Conthey (VS)

*Evaluation of a two-dimensional hydraulic model (Basement) and high precision topographic data (LIDAR) for the elaboration of hazard maps
Application to The Morge floodplain at Conthey (VS)*

Iván Cristóbal Parra Monroy
kbm S.A., Sion, Suisse

ABSTRACT

Knowing that estimating the scope of the damages caused by exceptional flood is difficult with traditional methods, the present work aims at evaluating the potential of the 2D model (BASE-plaine) for the elaboration of the hazard maps. That in an operational context under application of the topographic data of high resolution, derived from the system LIDAR (**light detection and ranging**).

To study the potential of this model, we are going to apply it to the plain of Conthey, important urban, commercial and industrial zone crossed by The Morge. This river indeed represents an important potential of flood, as shows it the study of the hazard maps.

RESUME

Au vu de la difficulté d'estimer l'étendue des dommages en cas de crue exceptionnelle avec les méthodes traditionnelles, le présent travail nous permet d'évaluer le potentiel du modèle 2D (BASE-plaine) pour l'élaboration des cartes des dangers, dans un contexte opérationnel sous application des données topographiques de haute résolution dérivées du système LIDAR (**light detection and ranging**).

Pour étudier le potentiel de ce modèle, nous allons l'appliquer à la plaine de Conthey, importante zone urbaine, commerciale et industrielle traversée par la Morge. Cette rivière représente en effet un important potentiel d'inondation, comme le montre l'étude de la carte des dangers.

1 INTRODUCTION

Les inondations et les dommages dus aux crues sont des sujets de grande importance aujourd'hui. La protection d'un milieu urbain contre les crues est une entreprise moderne et ambitieuse; sa complexité réside non seulement à résoudre les problèmes scientifiques mais également à y intégrer les aspects économiques, écologiques et sociologiques.

Au départ de cette étude, on a essayé de modéliser la Morge et la plaine de Conthey comme un seul système bidimensionnel (2D), mais malgré les énormes efforts et le temps investi, on n'a pas réussi à trouver le moyen de produire un MNT fidèle à la réalité topographique sans déstabiliser le logiciel au niveau mathématique-numérique. L'utilisation d'éléments trop petits (par rapport à la surface totale d'analyse) et trop minces dans la grille (mesch) doit être évitée.

L'étude a donc, pris une autre direction. On a opté pour modéliser la Morge et la plaine de Conthey séparément. Pour la Morge une analyse unidimensionnelle a été faite et pour la plaine de Conthey on a appliqué un modèle bidimensionnel (2D).

L'interaction et scénarios liés au Rhône et à son influence sur la Morge en plaine ne sont pas intégrés dans cette étude, mais sont traités dans le cadre des études de la 3ème correction du Rhône.

2 MODELISATION UNIDIMENSIONNELLE (1D) DE LA MORGE

Nous allons vous présenter les outils informatiques, les données de base et la synthèse des résultats de la modélisation unidimensionnelle de la Morge.

2.1 Outils informatiques

La Morge a été modélisée avec le modèle non-stationnaire DUPIRO qui permet d'effectuer des modélisations combinées d'hydraulique et de charriage. Ce modèle a été appliqué sur la partie aval de la Morge entre Vens et le Rhône. Cette modélisation a mis en exergue les tronçons présentant des déficits de capacités ainsi que les évolutions morphologiques (zones de déposition, zones d'érosion). Les résultats ont également permis de déterminer les hydrogrammes de débordement (dans l'annexe 2) et par conséquent les volumes d'inondation.

2.2 Données de base

Les études antérieures prises en compte ont apporté une première approche aux niveaux : hydraulique et hydrologie, géologie et instabilités de terrain, milieux riverains / renaturation, forêts riveraines / bois flottants. En faisant une intégration stratégique de toutes les données mises à disposition pour ces études existantes spécialement celles données pour l'étude de la Carte de dangers de Conthey, on a évalué les différentes options pour la géométrisation et paramétrisation du domaine d'écoulement.

Ces données de base sont utilisées pour la création des scénarios hydrologiques, hydrogrammes et sédimentogrammes du projet ainsi que pour identifier les conditions limites amont et aval pendant la modélisation de la Morge.

2.2.1 Aménagement et ouvrages dans la Morge

Entre son embouchure et le croisement de la route cantonale (Fig.5) au Pont de la Morge, le torrent est complètement canalisé par des murs en moellons sur les 2 rives. Ces murs sont dans un bon état général. Les sections franchissant les routes et chemins sur ce secteur sont de dimensions relativement importantes. Le lit du torrent est également composé de maçonnerie de moellons bétonnés.

Dans sa partie basse, avant l'embouchure au Rhône, la Morge traverse une zone agricole avec peu de bâtiments. A noter cependant tout de même le franchissement de l'autoroute A9. Par contre entre l'école d'agriculture de Châteauneuf et le village de Pont de la Morge, le torrent traverse une zone fortement urbanisée. En amont du Pont de la Morge, le torrent retrouve un lit plus naturel (Fig. 4) puisqu'il n'est plus endigué. La traversée des routes s'effectue toujours à l'aide de ponts de section importante. La figure 1, montre l'ubication des principaux ouvrages de la Morge sur le tronçon en étude.

La Morge a de nombreux ponts et passerelles qui enjambent la rivière dans la partie plaine. On citera en particulier les ouvrages importants suivants : Pont sur la Route Cantonale, pont CFF couplé avec le pont routier (avec des gabarits d'écoulement relativement faibles, Fig. 1-P397, Fig.2 et Fig. 3) desservant l'école d'agriculture et le pont de l'autoroute. On relèvera aussi la présence d'un coude au passage de la route cantonale, avec un seuil juste en amont du pont (Fig. 4, Fig.5).

La figure 6 montre la morphologie du bassin versant de la Morge. La définition des débits de projet correspondant aux différents temps de retour présente les valeurs suivantes :

- 80-90 m³/s pour la valeur de la crue de temps de retour de 100 ans.
- Dans la suite de l'étude, on assimile la borne supérieure de HQ100 à HQ100 max, soit des débits de 90 à 100 m³/s.

- 135 m³/s, à considérer comme crue extrême qui servira de base à la détermination des risques résiduels.

Finalement, les hydrogrammes de projet pour les différents temps de retour ont été déterminés. Ils sont présentés dans la figure 7.



Figure 1



Figure 2, Pont CFF. Vue depuis l'aval

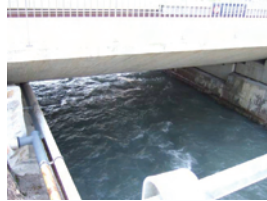


Figure 3, Pont CFF. Vue depuis l'amont. Le gabarit est faible.



Figure 4, Pont de la Route Cantonale, avec coude et seuil. Vue depuis l'amont



Figure 5, Pont de la Route Cantonale. Vue depuis l'aval

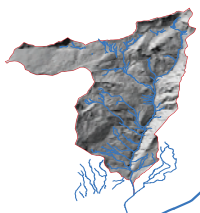


Figure 6, Morphologie du bassin versant principal

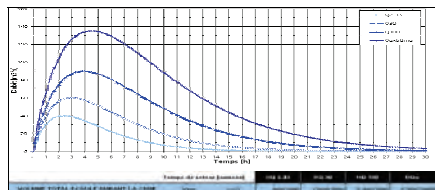


Figure 7, Hydrogrammes de projet pour la Morge.

2.3 Synthèse des résultats de la modélisation unidimensionnelle de la Morge

En tenant compte du transport solide présent dans la Morge ainsi que les possibles scénarios d'embâcle par des bois flottants, on arrive à synthétiser les résultats de la modélisation 1D (Fig. 8). Cette analyse 1D donne aussi les hydrogrammes de débordement de la Morge dans la plaine. La figure 9 montre l'ubication spatiale de la carte de dangers en tenant compte des analyses 1D.

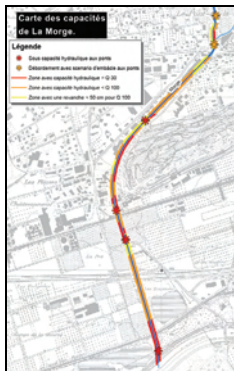


Figure 8, Capacités de la Morge

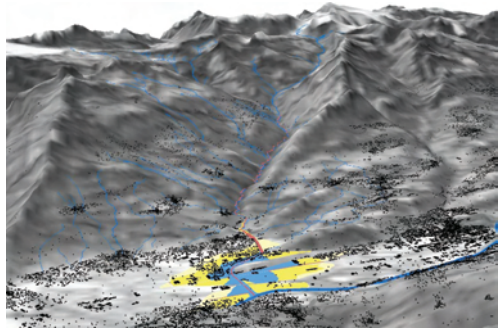


Figure 9, Résultats de la modélisation 1D

3 MODELISATION BIDIMENSIONNELLE (2D) DE LA PLAINE DE CONTHEY

Nous allons vous présenter les données de base, les outils informatiques, le modèle Set-Up ainsi que la modélisation 2D.

3.1 Données de base

3.1.1 Données hydrauliques

L'analyse unidimensionnelle de la Morge apporte les données de base permettant de définir les paramètres hydrauliques initiaux de la modélisation 2D ainsi les hydrogrammes et la discrétisation du modèle.

3.1.2 Données topographiques

Une topographie précise est indispensable pour l'utilisation des modèles 2D. Cette étude intègre les données topographiques LIDAR avec une grande précision. Néanmoins, comme on le verra au cours de l'étude, les plaines inondables représentent le type de géomorphologie le plus difficile à décrire de manière adéquate pour un MNT.

3.1.2.1 Données LIDAR

Le système LIDAR (Light Detection And Ranging) est composé d'un laser aéroporté pour avion ou hélicoptère (voir Fig. 10) qui permet de mesurer la distance entre le sol et l'avion à l'aide d'un télémètre laser. Le positionnement absolu du faisceau laser lors de la mesure est déterminé grâce aux informations enregistrées conjointement par un GPS et une centrale inertielle. Ces informations permettent d'attribuer l'altitude (mesurée par le laser) à une paire de coordonnées précise à la surface du sol. Jusqu'à 5000 impulsions laser sont enregistrées à chaque seconde.

Les données sont ensuite traitées pour produire un fichier de coordonnées (x,y,z). Le traitement des mesures et le filtrage des résultats permettent de distinguer une altitude "terrain" (MNT-MO) et une altitude correspondant au sommet des objets (toits, arbres, ponts, etc.).



Figure 10, Système LIDAR(Light Detection And Ranging)

Dans le cadre de cette étude, les données ont été apportées par l'Etat du Valais - Services Cantonaux des Routes et des Cours d'Eaux.

Le filtrage traitement et le découpage des données topographiques LIDAR ont été réalisées en utilisant les logiciels TerraScan et TerraSolid dans le Laboratoire de systèmes d'information géographique (LASIG) de l'EPFL. On arrive à la fin à des données LIDAR d'une précision de 5cm et 25 cm.

3.2 Outils informatiques

3.2.1 TerraScan et TerraSolid

TerraScan et TerraSolid permettent de travailler avec souplesse les données LIDAR. Avec ces logiciels très performants, on a filtré, sélectionné et découpé les données utilisées dans cette étude.

3.2.2 Basement

Basement est un logiciel de simulation numérique développé au Laboratoire d'Hydraulique, d'Hydrologie et Glaciologie (VAW) de l'Institut Fédéral suisse de Technologie (ETH) à Zurich. Son but est de fournir un outil logiciel pour le modelage numérique de flux hydrauliques et d'événements de dangers naturels.

Basement est constitué de trois sub-systèmes numériques : BASEchain (outil numérique en dimension 1D qui permet la simulation d'écoulements en rivières), BASEplane (outil numérique 2D qui permet la simulation d'écoulements en rivières et l'inondations des plaines) et BASEspace (outil numérique 3D pour la simulation de flux local en base une géométrie spatiale).

Les outils de BASEMENT peuvent être subdivisés en trois différentes parties :

1. Les modules physico-mathématiques avec les équations dirigeantes de flux
2. La grille computationnelle qui représente la forme discrète de la topographie
3. Les modules numériques avec ces trois méthodes pour la solution des équations

BASEMENT travaille avec la méthode des volumes finis pour résoudre les équations de flux. La loi basique de la dynamique des flux et flux de sédiments sont les équations de conservation de masse, momentum et énergie dans un volume fermé pour une surface. La conversion de ces lois en équations différentielles requiert une grande régularité dans les solutions.

Les équations « Shallow Water » sont utilisées pour la transformation de ces équations différentielles en équations algébriques discrètes.

3.2.3 SMS

BASEMENT utilise un pré-processing module commercial : SMS 10 (Surface Water Modelling System). SMS est une interface graphique générale pour la génération et manipulation des grilles, spécialisée dans les surfaces d'inondation. De plus, il est capable de traiter les données de post-processing et voir les résultats.

SMS travaille avec trois modules pour la génération de la grille :

1. Mesh-module : Ce module permet de construire une grille computationnelle bidimensionnelle avec laquelle on peut représenter toutes les lignes de rupture, les fleuves, les canaux, etc.
2. Scattered Data-Module : Ce module est utilisé pour l'interpolation d'un groupe de points avec la grille faite à l'aide du mesh-module.

3. Map-Module : Ce module permet d'utiliser tous les objets SIG avec SMS pour illustrer les attributs topographiques. SMS assigne des propriétés et conditions à ces objets. Il permet de construire une grille des éléments.

3.3 Modèle Set-Up

L'input pour le modèle numérique consiste en une grille computationnelle, avec des attributs géométriques et topographiques, des conditions de bord et des propriétés des matériaux. Le modèle Set-Up correspond donc à la préparation de fichiers d'entrée et à la création du maillage (mesh) à utiliser dans le logiciel Basement.

La création du maillage reste une de phases primordiales de la modélisation 2D. En principe, la mesh est faite en utilisant les données topographiques et SIG à disposition. On construit donc une mesh dans laquelle les points sont mis sur des endroits stratégiques au niveau hydraulique (lignes de ruptures ou possibles ouvrages spéciaux).

3.4 Modélisation 2D

La relation géomorphologique existant entre la Morge et la plaine nous permet de voir que les secteurs de débordement favorisent la sortie d'eau en continu (sans retour au cours d'eau). Pour cette raison, nous avons représenté les berges de la Morge comme une paroi de hauteur infinie. Les hydrogrammes de débordement ont été appliqués sur les éléments précis et on a développé les essais présentés par le tableau 1.

La Morge Terrain / Urbanisé	ESSAIS	HYDROGRAMME	INTERPOLATION		TYPE DE MESH		
			5 cm	25 cm	1	2	3
Rive DROITE	1	R1	x		x		
	2	R2	x			x	
	3	RT	x	x			x
Rive GAUCHE	4	G1	x		x		
	5	G2	x		x	x	
	6	G3	x				x
	7	G4	x				x
	8	GT	x	x			x
Morge total	9	RT + RG	x	x			x

Tableau 1, démarche pour la modélisation sur le terrain de la plaine

Le premier essai correspond à l'application du premier hydrogramme de débordement dans la rive droite de la Morge. Il est testé avec les données LIDAR plus précises (5 cm) et une qualité de mesh initiale 1.

Le deuxième essai correspond à l'application du deuxième hydrogramme de débordement dans la rive droite de la Morge. Il est également testé avec les données LIDAR (5cm) et une qualité de mesh 2 (plus adaptée au sens de l'écoulement d'eau).

Le dernier essai pour la rive droite intègre les deux hydrogrammes précédents. Il est testé avec les données LIDAR de 5 et 25 cm et une qualité de mesh 3 (plus fine dans les frontières d'écoulement).

La suite correspond aux essais de la rive gauche.

La Morge en son entier est représentée dans le 9^{ème} essai en intégrant tous les hydrogrammes de débordement, avec des données LIDAR de 5 et 25 cm, en utilisant la qualité de mesh la meilleure.

Nous devons développer une première fois la démarche du tableau 1 pour la modélisation de la plaine avec bâtiments et une seconde fois sans bâtiments.

4 INTERPRETATION ET ANALYSE DES RESULTATS

L'évolution de cette étude nous apprend la méthodologie nécessaire pour utiliser au mieux l'outil BASEMENT ainsi que l'outil SMS.

La figure 11 nous montre clairement que, même en utilisant une grille de très bonne qualité et les données LIDAR de plus haute précision, on risque d'avoir des résultats inexacts par rapport à la représentation du terrain.

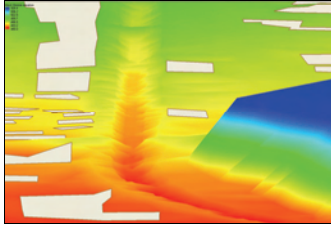


Figure 11

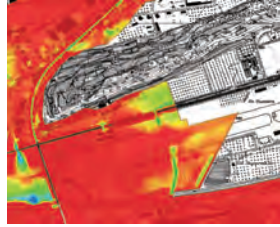


Figure 12

Ces imprécisions apparaissent en raison du manque de points tout au long de la ligne qui marque le couronnement du canal dans ce tronçon de la Morge.

Cette problématique se retrouve toujours quand on doit représenter une surface verticale d'hauteur considérable, telles que les rives des cours d'eau canalisés. Par contre, au moment de modéliser la plaine, on trouve d'excellents résultats.

Pour résoudre ce problème dans le MNT, nous avons la possibilité d'ajouter l'information d'altitudes des sections en travers de la rivière pour pouvoir faire la correction des ces données sur la mesh du MNT.

L'interface graphique des SMS utilisée pour analyser les résultats permet d'apprécier le déroulement de l'inondation dans la plaine. La figure 12 en montre un exemple : la couleur rouge représente la surface d'écoulement et les autres couleurs représentent l'évolution d'écoulement. La diffusion des couleurs change par rapport à l'altitude.

SMS permet aussi de créer des vidéos qui montrent le déroulement de l'inondation en plaine. Ces vidéos seront présentées lors la défense du travail de diplôme.

La figure 13 montre un exemple de l'écoulement final sur le secteur de la plaine de Conthey (rive droite). La qualité de la mesh (1) ne permet pas de définir une frontière claire de la surface touchée par l'inondation.

La figure 14 représente le même secteur, avec les mêmes conditions hydrauliques mais avec une mesh (3) plus fine dans les frontières d'écoulement.



Figure 13

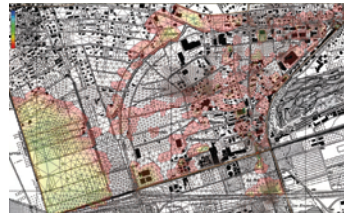


Figure 14

5 ANALYSE COUTS-BENEFICES DANS UN CONTEXTE OPERATIONNEL DE LA MODELISATION 2D PAR RAPPORT A DES APPROCHES PLUS SIMPLES

Les inondations occupent une place très importante parmi les risques étudiés dans les cartes de danger. L'expérience acquise en développant ce travail montre l'importance de garder des approches stratégiques en tenant compte de l'échelle de travail, de l'occupation du sol (objectifs de protection) et les différents scénarios possibles en cas de crues.

En utilisant des méthodes traditionnelles (approche 1D) on peut estimer les étendues des dommages en cas de crues. Une analyse de cette première approche peut nous donner : des résultats X1 pour un temps de travail Y1 en utilisant des moyens Z1 et avec des incertitudes W1. De son côté, l'analyse d'une approche plus précise (2D) nous donne des résultats X2 pour un temps de travail Y2 en utilisant des moyens Z2 et avec des incertitudes W2.

De manière générale, l'ingénieur de projet doit décider quelle approche il faut utiliser dans l'étude spécifique d'une zone d'inondation. Pour mieux comprendre la procédure de décision, on propose d'abord d'analyser les facteurs clés de chaque procédure et ensuite d'estimer les prix (en journées de travail d'un spécialiste formé) de chaque approche dans un contexte opérationnel.

5.1 *L'approche simple (1D)*

Est possible en tout temps pour les spécialistes sans une grande logistique. Elle présente les caractéristiques suivantes :

- Donne une vision générale et permet un diagnostic relativement rapide des zones touchées par l'inondation.
- Les échelles de travail sont grandes (échelle 1 : 10'000)
- Utilisation du modèle de calcul (logiciel adapté : DUPIRO, HEC-RAS, etc.)
- Travail de terrain (parcours de la plaine d'inondation afin de connaître les caractéristiques géométriques et topographiques)
- Sortir les courbes de niveau brut de la plaine depuis le MNT

Cette approche présente les incertitudes suivantes :

- Par rapport à l'échelle (en plaine, les courbes de niveau à l'échelle 1 :10'000 peuvent être séparées d'une distance considérable)
- Evolution de l'intensité d'une inondation sur la topographie de la plaine
- Stockage d'eau dans les différents casiers composants la plaine
- Hydrogrammes de débordement et volume d'eau sur la plaine (à pondérer car ces valeurs sont directement liées à la précision de l'étude hydrologique).

Pour estimer le prix (en journées de travail d'une personne formée) de cette approche on fait une estimation par rapport aux étapes de travail :

- | | |
|--|-----------------------|
| • Modélisation de la Morge en 1D | 2 semaines (10 jours) |
| • Travail de terrain | 3 jours |
| • Transcription des données sur la carte | 3 jours |
| • Calcul simple des casiers de stockage | 3 jours |
| • SIG / Arcview (représentation des résultats) | 5 jours |

Pour l'approche 1D (dans un cas normal) on a besoin d'approximativement ≈ 24 jours.

5.2 *L'approche plus précise (2D)*

Cette approche demande une logistique spéciale par rapport aux données et logiciels nécessaires. Elle présente les caractéristiques suivantes :

- Besoin d'une topographie précise dont d'un MNT (modèle numérique du terrain) fidèle à la réalité d'une plaine inondable qui montre les lignes de rupture, les microvariations du terrain etc.

- Le MNT utilisé doit être construit à la base pour une grille adaptée à la topographie du terrain. L'expérience acquise au cours de ce travail montre que la photogrammétrie est le meilleur outil pour construire une grille de haute précision.
- La grille d'un MNT doit être interpolée avec information topographique précise. Les données LIDAR donnent une qualité appropriée mais il faut contrôler les points où il y a un changement fort de pente (lignes de rupture, couronnement des digues, sommet des canaux etc.).
- Utilisation du modèle de calcul (logiciel adapté : BASEMENT.)
- Travail du terrain (dans la plaine d'inondation)

Cette approche présente les incertitudes suivantes :

- On peut définir deux types d'incertitudes en général :
- Hydraulique : paramètres, hydrogrammes et discrétisation
- Topographique :
 - Les plaines inondables représentent le type de géomorphologie le plus difficile à décrire de manière adéquate pour un MNT.
 - Erreur probable dans les données d'altimétrie LIDAR.
 - Qualité des données LIDAR par rapport aux densités des points utilisés.

Pour estimer le prix (en journées de travail d'une personne formée) de cette approche on fait une estimation par rapport aux étapes de travail :

- | | |
|--|-----------------------|
| • Modélisation de la Morge en 1D | 2 semaines (10 jours) |
| • Travail de terrain | 3 jours |
| • Traitement des données LIDAR | 1 jour |
| • Construction des grilles (mesch) | 8 jours |
| • Calibration du modèle (BASEMENT) | 1 jour |
| • Calcul 2D (différents scénarios) | 5 jours |
| • Interprétation des résultats pour faire les cartes | 5 jours |
| • SIG / Arcview (représentation des résultats) | 5 jours |

Pour l'approche 2D (dans un cas normal) on a besoin d'approximativement ≈ 38 jours

Dans un contexte réel, la question de la nécessité d'aller vers une approche plus précise (2D) doit être résolue après :

- avoir fait un premier diagnostic rapide (1D + évaluation de terrain)
- avoir défini un ordre de grandeur plus ou moins précis de la problématique
- avoir donné une vision générale aux autorités (afin d'évaluer la nécessité d'une approche 2D)
- avoir établis les questions ouvertes et les incertitudes / réserves.

L'expérience du travail de diplôme montre qu'une première évaluation par des méthodes simples, mais surtout par des investigations de terrain est très importante. Cette approche permet de cerner la problématique, de connaître les spécificités locales permettant de critiquer les résultats d'une modélisation 2D et le cas échéant de réajuster /caler les paramètres d'entrée du modèle.

Dans un contexte opérationnel, l'analyse des prix que l'on vient de réaliser prend en compte uniquement les journées de travail de l'ingénieur de projet. Les autres coûts (prix des données LIDAR, des logiciels et de la logistique) ne sont pas pris en compte.

6 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Nous pouvons relever qu'il est important d'avoir une représentation précise des coupes transversales pour la modélisation 1D et 2D. Nous avons vu, au cours de cette étude, que grâce aux relevés photogrammétriques de haute précision, la qualité des données LIDAR a pu être testée dans les canaux et les endroits urbanisés (parois verticales).

Cette étude montre également que tout type de donnée doit être manié avec prudence. En effet, même si les données de l'étude ont une précision élevée (comme dans notre cas les données topographiques LIDAR et la grille détaillée), des erreurs peuvent apparaître, en particulier dans les surfaces urbaines où les parois verticales et lignes de rupture font partie des secteurs critiques. Il s'avère alors nécessaire de contrôler en détail la qualité de la grille (mesch).

Concernant le Rhône, il a été montré, suite aux inondations survenues dans les dernières décennies, que les grands secteurs proches du Rhône pourraient être touchés à l'occasion d'inondations. Dans cette étude, les relations entre la dynamique du Rhône et la Morge n'étaient pas pris en compte.

Il sera dès lors très intéressant de pouvoir utiliser la prochaine version du logiciel BASEMENT, car les accouplages entre les modèles 1D et 2D seront possibles de manière complètement dynamique pendant toute la modélisation. De plus, les inconvénients rencontrés lors des essais de modélisation de la Morge en 2D n'auront plus lieu d'être, étant donné que le couplage des modules BASEMENTchaîne et BASEMENTplane permettent à la fois de modéliser la Morge avec toutes ses caractéristiques et d'introduire dans la plaine les débits des débordements avec exactitude.

Le cahier des charges envisageait de faire un tutorial pour la démarche nécessaire entre l'accouplage entre les modèles 1D et 2D de BASEMENT. Cependant, vu le développement du logiciel (possibilité de travailler avec le modèle BASEMENTchaîne et BASEMENTplane au même temps de modélisation), ce travail s'avère superflu.

Nous avons également pu tester que les outils de GIS, comme ArcGIS, et les interphases de travail comme SMS permettent de bien profiter de toutes les données numériques avec les modèles 1D, 2D et l'élaboration des cartes de danger.

Ce travail pourrait être plus complet quant aux résultats attendus. Le modèle fourni par le logiciel BASEMENTplane peut donner d'excellents résultats en plaine mais jusqu'à présent, les essais effectués en zone urbaine ont pris beaucoup de temps pour parvenir à trouver une mesch appropriée pour la modélisation des surfaces construites.

Le prolongement de cette étude pourrait être intéressant au vu des prochaines performances de ce logiciel (fin 2009).

Iván Parra Monroy.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ETH Zurich, VAW, Faeh R., Farshi D., Mueller R., Rousselot P., Vetsch D., "System Manuals of Basement" Octobre 2006, Zurich.
- Consuegra, D.; "Concept de gestion des eaux de surface" Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne 1992.
- Metzger, R. ; "Modélisation des inondations par approches déterministe et stochastique avec prise en compte des incertitudes topographiques pour la gestion des risques liés aux crues" Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne 2003.
- Schleiss A.; "Aménagements de cours d'eau" Décembre 2000, Lausanne.
- OFEG, Carte des dangers

Detection of changes in precipitation extremes in Switzerland

Détection des changes en précipitation extrêmes en Suisse

Alireza Rasfijani

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland and Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) at ETH Zurich, Switzerland

ABSTRACT:

Maximum annual rainfall records with 5 different durations from 69 ANETZ stations with an average of 30 years of observation in Switzerland are considered in this study. Basic statistics (mean and standard deviation) are calculated and the effect of altitude on these parameters is studied. It is found that there is not strong relationship between these parameters and altitude. Moreover, it doesn't seem that the urban stations because of urban heating have higher trends in extreme rainfall than the non-urban stations. Temporal trends at the stations are considered by calculating the value of Z (Mann - Kendall trend test) in three time periods to find out if there is any trend. Then the regional and urban effects on stations are considered. Finally it is found that only one station which belongs to landuse classification of arboriculture, agricultural location and alpine meadows in north region of Switzerland shows positive trend in all three time periods.

Résumé:

Enregistre une pluviométrie annuelle maximale de 5 différentes durées de 69 stations ANETZ avec une moyenne de 30 années d'observation en Suisse sont considérés dans cette étude. Les statistiques de base (moyenne et écart-type) sont calculés et l'effet de l'altitude sur ces paramètres est étudiée. Il se trouve qu'il n'y a pas de relation forte entre ces paramètres et l'altitude. En outre, il ne semble pas que les stations urbaines en raison du chauffage urbain ont plus tendances des précipitations extrêmes que la non-stations urbaines. Les tendances temporelles dans les stations sont considérées par le calcul de la valeur de Z (Mann - Kendall test de tendance) en trois périodes de temps pour savoir s'il existe une tendance. Ensuite, les effets régionaux et urbains sur les stations sont considérées. Enfin, il est constaté que seule une station qui appartient à l'aménagement du classement de l'arboriculture, l'emplacement agricoles et de prairies alpines dans la région nord de la Suisse montre la tendance positive dans les trois périodes.

BACKGROUND

A considerable increase in flood damage has been observed worldwide in the last decades. Some researches show that these extreme floods and droughts are consequent of climate change while the main reason of the climate change is known as greenhouse gases. Switzerland is a country in central Europe is mostly covered by forest and agriculture (68%). The altitude varies between 193 to 4,634 meter and approximately 52% of the area of Switzerland lies above 1000 meters. Mean annual precipitation is about 1480 mm. Because of variable topography it is important to know if rainfall extremes are influenced by altitude and also if there are trends in urban areas which are affected by heating. [3, 7, 13]

The debate on climate change relies heavily on the detection of trends in instrumental records of hydroclimatic variables such as precipitation. It has been found that trends in observed daily precipitation are generally a complex function of the climatic environment, precipitation intensity and season. [14, 9]

There are some studies on the relationships between statistics of rainfall extremes and mean annual precipitation (MAP) in different regions. Some of them investigate that the statistics of rainfall extremes vary systematically with location. For instance, Schaefer (1990) showed that

the coefficients of variation and skewness of rainfall extremes tend to decrease as the local value of MAP increases. [5, 12]

DATA

The data which are used for this study are time series of precipitation and various data such as DEM and landuse data.

Statistical data used in this study are T= 1, 3, 6, 12 and 24 hour annual precipitation extremes of 69 meteorological stations of the ANETZ MeteoSwiss network, mostly with an average of 27-31 complete years of observation in the period 1978-2008 with 3 shorter records.

The Swiss digital elevation model (DEM) with 250 meter resolution is used for this study. DEM is a digital representation of surface topography or terrain. A DEM can be represented as a raster (a grid of squares) or as a triangular irregular network.

Finally a landuse map from 1977 (BN9724 from “office federal de la statistique”) is used for this study. According to this map the land use is divided into four different categories representing the dominant land cover around each station.

METHODS

“Basic statistics” and “Non-parametric Mann-Kendall (MK) test” are two methods which are used to analyze the data of the studies. [10]

In the basic statistics method at first the data is checked whether or not they are correct. For this aim “visual inspection identification of outliers” is used to check the data visually. In this case in a data set, if an annual rainfall extreme with T= 1 hour duration is larger than three times the relevant annual mean or a data is zero, it has a potential to be an error and is checked. Also, the time series of the data (Figure 1) is helpful to check the data visually if they are acceptable.

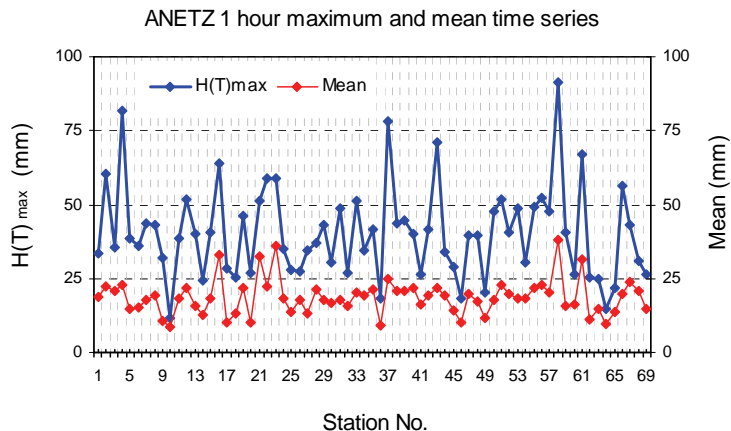


Figure 1 : Time series of 1 hour maximum and mean rainfall at ANETZ stations

RESULTS

The mean and standard deviation of the data are calculated and the effect of altitude on these two parameters is considered for different durations T (1, 3, 6, 12 and 24 hours). Figures 2 to 4 represent the plots of mean and standard deviation versus altitude for T= 1, 6 and 24 hours.

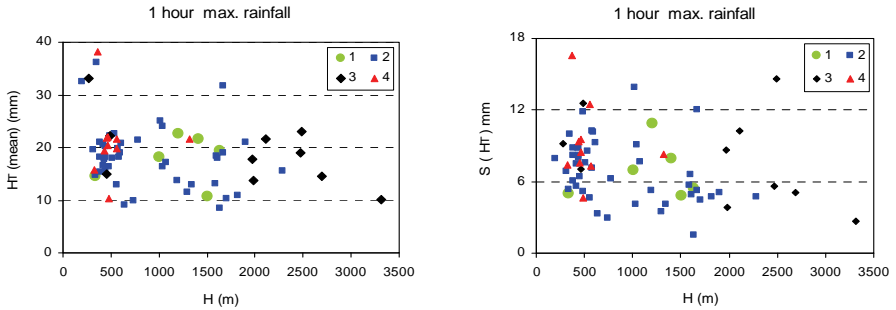


Figure 2 : Mean and standard deviation as a function of altitude ($T = 1$ hour)

Land use classification: 1 = Forest 2 = Agriculture 3 = Alpine 4 = Urban

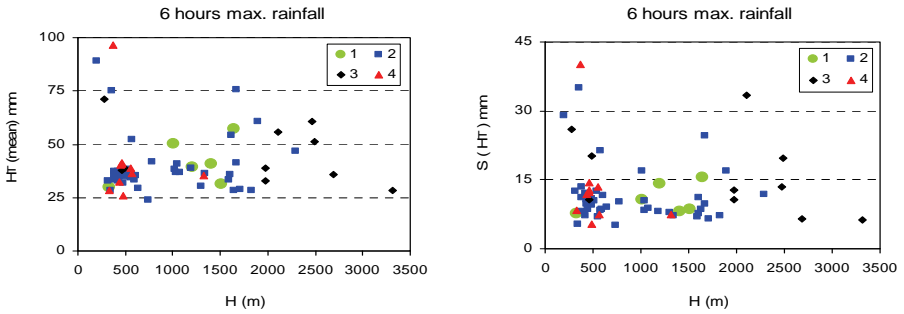


Figure 3 : Mean and standard deviation as a function of altitude ($T = 6$ hours)

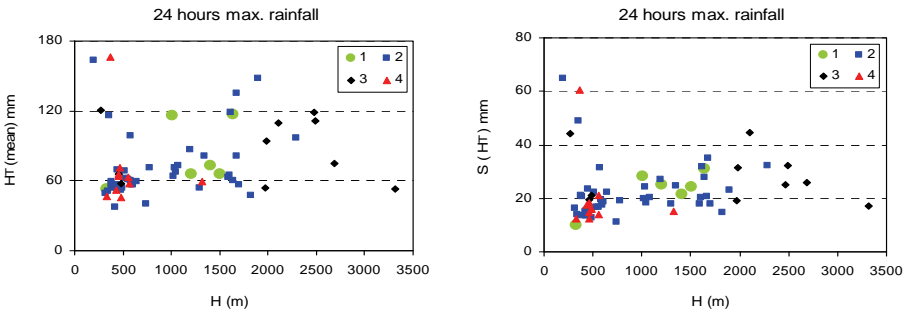


Figure 4 : Mean and standard deviation as a function of altitude ($T = 24$ hours)

In figures 2 to 4, the data are divided to 4 different categories which indicate the landuse classification of each station as described in Table 1. According to these figures the effect of altitude and land use on the rainfall extremes (mean and standard deviation) are not so strong. But, $E(H_T)$ does not increase with altitude, contrary to common opinion. Although, the data are not corrected for wind and exposure, this studies are analyzing extremes only (liquid precipitation), which are usually less affected by “Kese” factors.

Table 1 : Description of land use classification

Category No.	No. of stations	Given No.	Description
1	5	1	Forest
6, 8	34	2	Arboriculture, agricultural location
10, 11	5		alpine meadows
12, 15	9	3	Alpine area, unproductive
17, 22, 24	9	4	Urban

The regional effects of altitude on the mean and standard deviation of rainfall extremes also are studied for the five different durations. For this aim, Switzerland is divided to 3 climatological regions, North of the Alps (N), the high Alpine range (ALP) and South of the Alps(S) (Table2 and Figure 5).

Table 2 : Meteorological stations grouped into three regions

Region	Category No.	n	\bar{H} (m)	MAP (mm)	N (years)
N (north)	1	35	757	1198	28.5
ALP (alpine)	4	25	1372	1330	27.8
S (south)	3	9	887	958	26.7

In Table 2, the number of stations in each region (n), mean station altitude (\bar{H}), mean annual precipitation (MAP), and the mean record length (N) are used in the analysis within the different periods ending in 2008.

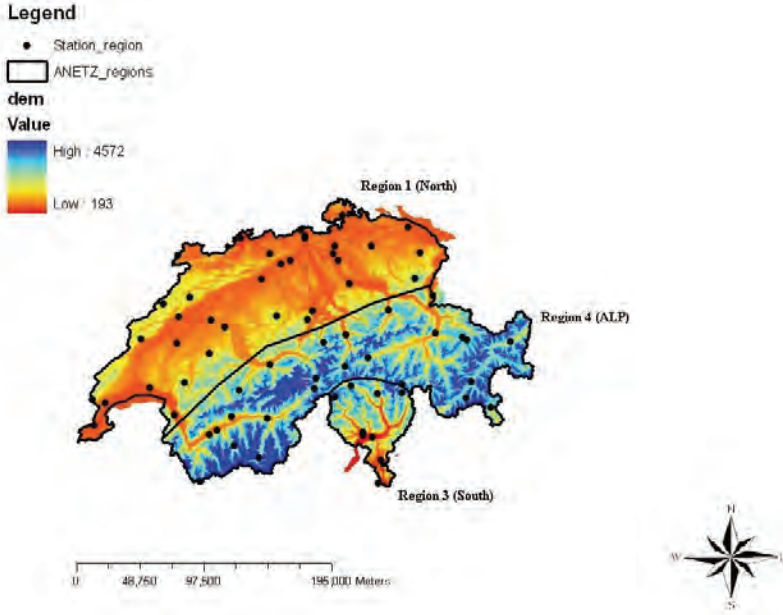


Figure 5 : Location of 69 MeteoSwiss ANETZ stations

The regional effects of 3 regions for duration 1 and 24 hours are presented in Figures 6 and 7.

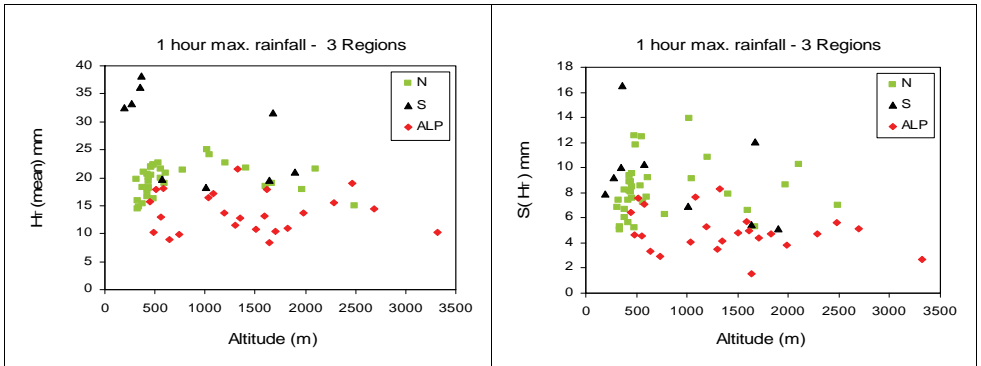


Figure 6 : Plots of mean and standard deviation relevant to 3 regions ($T=1$ hour)

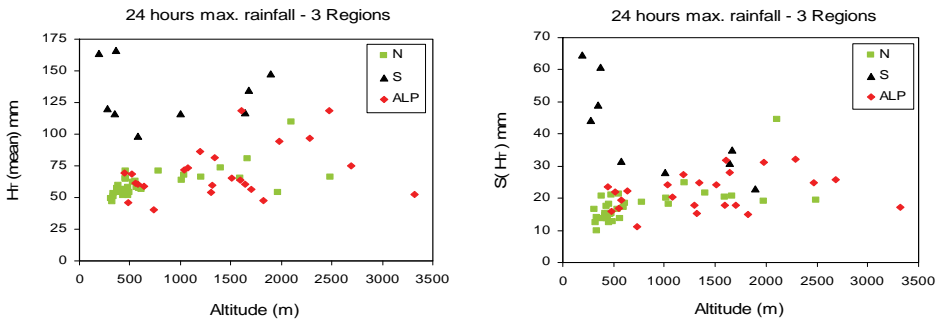


Figure 7: Plots of mean and standard deviation relevant to 3 regions ($T=24$ hours)

These plots show that there is high rainfall intensities and very convective storms in very low altitude. Also, the mean extremes are not so much a function of altitude and there is no evidence to prove the rainfall extremes increase with altitude in any of the three regions.

TEMPORAL TRENDS

In this paper, by using the Mann-Kendal trend test the significance of trends in three time periods (the last 15, 20 and 25 years from 2008) is calculated.

The non-parametric Mann-Kendall (MK) test for trend is a rank-based procedure especially suitable for non-normally distributed data, data containing outliers and non-linear trends (e.g. Helsel and Hirsch, 1992). [2, 10]

The MK trend test statistics is used to find if there are statistically significant trends or not and if yes how many trends are observed. Also, it is important to know where the possible trends observed and also if they are present in all the durations and time periods. Since the significance level (α) is considered as 10 percent, so the Z_{crit} would be equal to 1.64. Therefore, the data which are more than +1.64 and less than -1.64 show statistically significant positive and negative trends. Table3 shows the Z value which is the output of the MK trend test.

Table 3 : Trend test statistic (z) for different durations T

No.	Station name	Z _{15yr} (15 Years back from 2008)					Z _{20yr} (20 Years back from 2008)					Z _{25yr} (25 Years back from 2008)					Landuse No.
		Duration (hr)					Duration (hr)					Duration (hr)					
		1	3	6	12	24	1	3	6	12	24	1	3	6	12	24	
1	La Dole	0.346	0.792	1.069	1.198	-1.168	0.487	0.39	0.681	0.367	-1.525	0.724	0.701	1.331	1.471	-0.35	2
2	Payeme	-2.672	-1.138	-0.297	-0.198	0.495	-0.681	0.389	0.681	0.422	1.2	-0.257	1.051	-0.163	-0.794	0.257	2
3	Wynau	0.792	1.188	1.633	1.584	0.643	1.006	0.746	0.714	0.487	0.779	1.004	1.331	1.401	0.701	1.168	2
4	Saentis	0.99	0.792	0.396	0.594	0.089	0.552	0.746	-0.552	-0.162	0.811	0.887	1.705	1.051	1.985	2.452	3
5	Vaduz	-0.148	0	1.089	0.792	0.892	0	0.616	1.006	0.367	0.617	0.234	0	0.07	-0.724	-0.35	3
6	Aigle	1.287	-0.099	0.148	0.297	0.495	1.287	-0.099	0.148	0.297	0.495	0.537	-0.397	-0.934	-0.35	-0.841	2
7	Molsion	0.297	1.287	1.267	1.188	1.287	0.097	0.065	-0.552	-0.552	0.292	0.21	-0.993	-1.495	-1.892	-1.378	3
8	Fahy	1.979	0.792	0.891	1.584	1.188	1.2	1.2	0.676	1.59	1.525	0.023	0.677	0.467	1.425	1.425	2
9	Montana	-0.693	-1.089	-0.792	-1.188	-0.39	-0.779	-1.33	0.487	-1.136	-1.265	0.817	-1.401	-0.49	-1.168	-1.338	1
10	Zermatt	-0.445	0	-0.198	-0.396	0	-1.038	-0.649	-1.525	2.044	-1.72	0.724	0.561	-0.794	-1.565	-1.308	2
11	Chasseral	0.94	0.94	0.99	1.485	2.177	0.584	0.584	1.265	2.368	2.044	-0.14	0.397	1.938	2.699	2.032	2
12	Pilatuz	0.099	0.594	0.297	0.792	0.693	-0.065	0.941	1.038	1.622	1.72	1.589	2.546	2.359	2.125	2.125	3
13	Altdorf	-0.099	-1.089	-1.188	-0.891	1.089	-0.357	-0.746	-1.168	0.367	0.714	-0.257	-1.004	-1.121	0.35	1.121	2
14	Ulrichen	-1.386	-1.287	-1.386	-1.188	-1.188	0	-0.584	-1.2	-1.752	-2.044	0.631	0.07	-1.144	-0.962	-1.378	2
15	Piotta	0.346	0.742	0.544	0.792	-0.584	0	0.324	0.357	0.746	-0.065	0.887	0.304	0.257	0.864	-0.093	1
16	Lugano	-0.742	-1.881	-1.722	-2.029	-1.297	0.584	-0.227	-0.519	-0.487	0.514	-0.023	0.444	0.047	0.374	0.374	3
17	Samedan-St Moritz	0.049	-0.049	0.099	-0.693	-0.198	1.461	1.363	0.779	0.032	0	2.383	0.911	0.42	0.023	-0.771	2
18	Chur-Ems	-0.346	0	-0.396	0.198	0.99	-0.324	0.097	-0.13	0.097	0.227	-0.047	0.07	-1.541	-1.752	-1.378	2
19	Näf	0.297	1.683	1.366	0.693	0.346	-0.324	1.071	1.525	1.136	0.13	0.887	1.365	1.846	1.331	1.955	1
20	Sion	-1.069	0.198	-0.792	-0.346	-0.594	-1.006	-0.325	0.324	-0.552	-1.298	-0.14	-0.514	0.42	-0.817	-1.168	4
21	Locarno-Maagnido	-0.792	0.396	-0.297	-0.594	-1.287	0.941	1.006	1.006	0	-0.811	-0.21	0.023	0.537	-0.49	-1.098	2
22	Neuchatel	-0.792	-0.099	0.396	1.485	1.683	0.065	0.941	1.071	2.044	1.849	0.187	0.934	1.168	1.378	1.425	3
23	Stabio	-1.089	-1.485	-1.188	-1.089	-0.297	-0.811	-0.227	-0.292	0	-0.487	-0.444	-0.163	-0.117	0.514	0.023	2
24	Interlaken	0.247	1.534	2.029	1.485	0.99	-0.13	1.038	1.103	-0.13	-0.681	-0.42	1.425	0.631	0.047	-0.163	2
25	Disentis	-1.089	0	0	-0.297	-0.99	-0.844	-0.844	-0.195	0.032	-0.422	0.747	-0.28	-0.514	-0.257	-0.864	2
26	Hinterhein	0.693	1.089	0.297	0.198	-0.396	1.136	1.784	0.616	0.487	0.227	1.541	1.168	-0.467	-1.004	-0.724	2
27	Davos	-1.437	-1.188	-1.584	0.05	0.495	-0.649	-0.162	-0.097	0.519	0.552	0.865	0.023	-0.28	0.187	0.537	2
28	St. Gallen	0.693	0.396	0.099	0.297	0.742	0.552	0.811	0.292	0.26	0.584	-0.35	0.934	0.047	1.087	-0.047	2
29	Glarus	-0.742	-0.891	-1.732	-0.247	-0.297	-0.454	-0.681	-0.454	0.454	-0.13	-1.331	-0.817	0.164	0.128	0.26	2
30	Geneve-Cointrin	0.148	0.891	1.069	-0.099	0.693	1.363	2.433	1.914	1.974	1.59	1.471	1.845	2.429	2.663	3.153	2
31	Zuerich-Kloten	1.188	2.276	1.485	0.346	-0.297	0.422	1.59	0.811	0.584	0.876	0.864	1.285	0.561	0.654	1.611	2
32	Guetesch	-0.297	-1.584	-1.437	-0.792	-0.594	0.649	-0.422	-1.104	-1.2	-1.136	1.798	0.444	-0.594	-1.261	-1.028	2
33	Fully	-0.792	-1.485	-0.742	-0.742	0	-1.103	-1.687	-0.649	0.324	1.298	-1.295	-2.335	-1.682	-0.841	0.887	4
34	Grand St. Bernhard	-0.445	-1.386	-0.594	-0.693	-1.485	0.681	0.227	0.876	0.389	-0.941	1.285	1.378	1.798	0.981	0.023	3
35	Adelboden	-0.396	-0.495	0.445	0.297	0.742	0	-0.746	-0.26	0.097	0	0.163	0	-0.047	-0.023	0	4
36	Visp	0.991	0.99	0.495	0.792	0.445	0.292	-0.097	-1.006	-0.519	-0.584	0.934	-0.07	-0.958	-0.934	-0.42	2
37	La Chaux-de-Fonds	0.792	0.792	0.247	0.643	0.445	0.876	0.876	0.973	0.908	0.024	0.631	0.817	1.495	1.355	0.561	2
38	Ruenenberg	-0.841	-0.248	-0.495	-0.396	-0.099	-2.271	-1.558	-1.46	-1.006	-0.292	-1.892	-0.654	-0.631	-0.444	0.631	2
39	Buchs-Suhr	0	0.941	0.297	-0.396	0.891	0	0	-0.616	-1.265	-1.006						2
40	Luzern	0.495	-0.297	-0.149	0	-0.198	-0.195	0.616	0	0.552	0	0.047	1.028	-0.421	0	0.537	4
41	Engelberg	-0.148	1.287	1.584	1.683	0.792	1.784	1.59	0.487	0.876	0.584	1.775	1.518	0.397	1.098	0.742	2
42	Schaflhausen	0	-0.544	-0.049	-0.495	-0.445	-0.649	-1.038	-1.33	0.162	0.779	0.911	-1.121	-1.658	0.023	0.467	4
43	Zuerich SMA	-0.247	-0.495	0.346	0.693	-0.099	-0.617	-0.652	0.389	0.941	0.746	-0.594	-0.444	-0.841	-0.374	-0.023	4
44	San Bernardino	-0.099	-0.099	-0.346	0.396	-0.396	0.487	0.292	0.844	0.876	0.357	1.238	-0.14	-0.327	-0.771	-1.051	1
45	Weisshofjoch	0.495	-0.495	0	1.287	1.089	-0.714	-0.032	0.13	0.811	0.487	1.121	0.117	0.093	0.514	0.724	3
46	Covatsch	0.346	-0.99	-0.891	-0.445	-0.693	0.389	-1.038	-1.265	-1.038	-1.2	-1.448	-1.168	-1.355	-1.261	-1.892	3
47	Basel-Binningen	0.099	0	-1.287	-0.94	-0.495	0.357	-0.357	-0.811	0.065	0.162	2.032	1.191	0.747	1.028	1.004	2
48	Robbia	-0.792	0.792	-0.396	-0.495	-0.297	-0.097	1.395	0.357	0.357	0.681	0.117	1.541	-0.07	-0.163	0.023	2
49	Scuol	-0.594	-0.792	-0.693	-1.584	-0.495	-0.811	-0.13	-0.487	-0.681	-0.811	0	-0.794	-0.467	-0.677	-1.004	2
50	Changins	-0.743	-0.396	0	-0.743	-1.485	-0.682	-0.357	0.227	-0.13	-0.681	-0.21	0.701	1.635	1.822	0.911	2
51	La Fretaz	0.148	0.099	-0.198	-0.693	-0.099	-0.195	0.097	-0.292	-0.162	-0.357	1.355	0.911	0.163	0.397	-0.07	1
52	Bern-Liebelfeld	0.247	0.693	0.445	1.069	0.594	1.33	1.687	0.584	0.032	0.422	0.631	0.841	-0.234	-0.374	0	4
53	Guettingen	-0.297	-0.594	-0.693	0	-0.643	1.006	0.097	-0.649	-0.422	-0.13	0.584	-0.21	-1.215	-1.261	-1.121	2
54	Goessen	-0.049	0.94	-0.198	-0.049	-0.445	-0.195	-0.195	-1.265	-0.454	-1.169						2
55	Waedenswil	1.188	0.049	0.099	-0.198	0	0.487	-0.26	-0.292	-0.487	0.13	1.331	0.07	-0.023	-0.631	0.187	4
56	Faenik	-0.495	0.841	-0.148	-0.891	-1.089	-0.357	0.185	-0.357	0.941	0.097	1.845	1.565	-0.35	-1.051	-0.444	2
57	Reckenholz	-1.14	0.594	-0.198	0	-0.297	-0.714	0.811	0.422	0.876	1.2	0.093	1.91	0.07	0.187	1.518	2
58	Locarno-Monti	-1.14	0.594	-0.198	0	-0.297	-0.714	0.811	0.422	0.876	1.2	0.093	1.91	0.07	0.187	1.518	4
59	Bznau	-0.297	-0.396	-0.396	-1.089	-0.792	-0.876	-0.844	-0.357	-0.876	-0.454	-	-	-	-	-	4
60	Muehlehorn	-0.297	-0.396	-0.396	-1.089	-0.792	-0.876	-0.844	-0.357	-0.876	-0.454	-	-	-	-	-	2
61	Cimetta	0.693	0.891	-0.297	-0.396	-0.792	-0.357	0.324	-0.292	-0.681	-0.746	-0.724	-0.28	-1.285	-1.565	-1.331	2
62	Evolene-Villa	-0.247	0	-0.445	-1.039	-0.297	-0.357	1.492	0.162	-0.876	-0.616	-	-	-	-	-	2
63	Leibstadt	-0.94	0.099	-1.485	-0.445	-0.099	-0.065	1.363	0.454	0.649	0	-	-	-	-	-	2
64	Fey	-0.94	0.099	0.693	0.099	-0.445	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2
65	Grimmel-Hospiz	-1.237	-1.534	-1.089	-0.198	-0.693	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3
66	Comprovasco	-0.99	0	0.198	-0.198	-0.297	-0.097	0.552	0.487	-0.227	-0.097	-	-	-	-	-	2
67	Plaffien-Oberschrot	0.99	0.198	0.346	-0.693	-0.99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2
68	Robni	-1.239	0	0.495	0.495	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2
69	PSI/Waedenswil	0.99	0.643	-1.386	-1.633	-1.336	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Mean		-0.16	0.05	-0.10	-0.03	-0.10	0.01	0.23	0.04	0.08	0.04	0.37	0.38	0.05	0.05	0.14	
Stand. deviation		0.82	0.89	0.85	0.85	0.81	0.78	0.88	0.80	0.85	0.91	0.93	0.94	1.02	1.13	1.12	
Skewness		-0.01	-0.12	0.12	0.16	0.46	0.06	0.09	-0.09	0.06	0.06	-0.13	-0.34	0.44	0.36	0.42	
Min		-2.67	-1.88	-1.78	-2.03												

Figure 8 represent the graphs of the time series of annual maximum rainfall depth for 1 and 24 hours duration during 31 years data from 1977 to 2008 for Saentis station which show positive trend. The trend is statistically significant for the last 25 years for T= 24 hours (Table 3). In Figure 8 the red line is the linear trend line which is going to be similar to the Z trend test statistic in meaning.

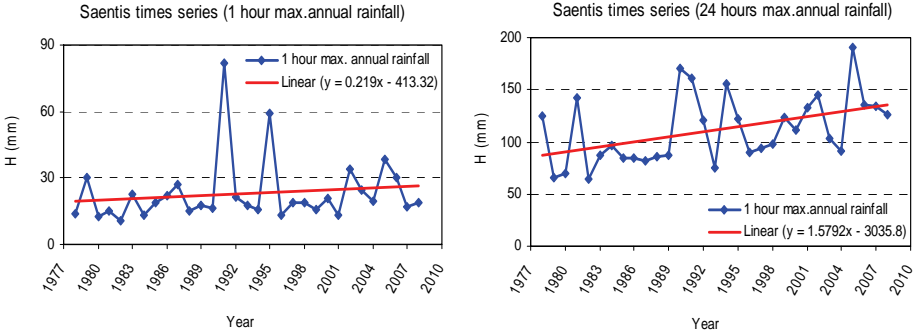
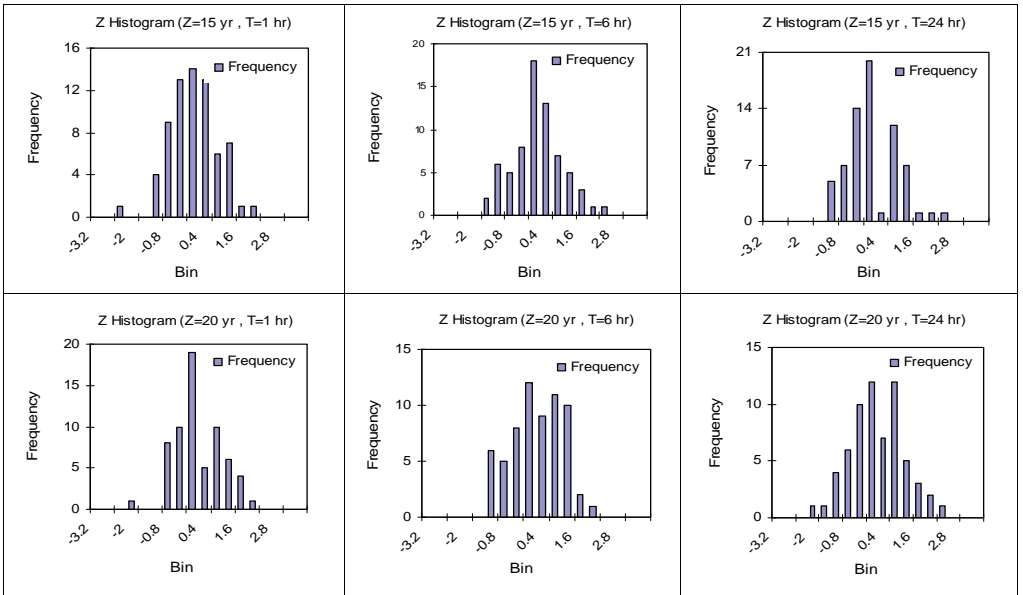


Figure 8 : Saentis time series (1 and 24 hours max. annual rainfall)

In order to analyze the results of all 69 ANETZ stations together it is useful to explore the histogram of Z where the Z is the MK statistic in different durations T and for the three different time periods (15, 20 and 25 from 2008). Figure 9 shows the histogram of Z for duration 1 and 24 hours during different time periods.



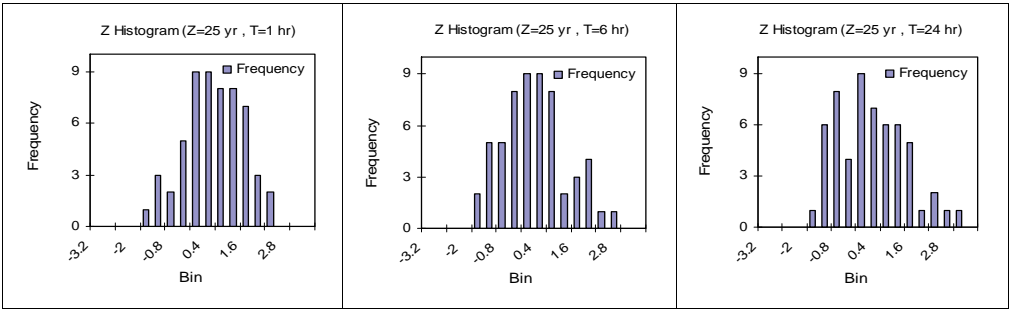


Figure 9 : Histogram of the Z value in 3 time periods for different durations T

The histograms in Figure 9 give the absolute frequency of observing values Z in certain ranges (bins) and the plots are showing how frequently statistically significant trends occurred.

At the next step the frequency (how many stations) for each combination Z values exceed (Z_{crit}) at the 10% significance level was computed. Results are shown in Table 4.

Table 4 : Number of positive and negative statistically significant trends in different duration T

Duration (hr)	Z_{15} (15 Years back from 2008)				Z_{20} (20 Years back from 2008)				Z_{25} (25 Years back from 2008)			
	Mean	Stand. Dev.	$\alpha < 10\%$ ($n_z < -1.64$)	$\alpha > 10\%$ ($n_z > 1.64$)	Mean	Stand. Dev.	$\alpha < 10\%$ ($n_z < -1.64$)	$\alpha > 10\%$ ($n_z > 1.64$)	Mean	Stand. Dev.	$\alpha < 10\%$ ($n_z < -1.64$)	$\alpha > 10\%$ ($n_z > 1.64$)
1	-0.16	0.82	1	1	0.01	0.78	1	1	0.37	0.93	1	5
3	0.05	0.89	1	2	0.23	0.88	1	3	0.38	0.94	1	3
6	-0.10	0.85	2	1	0.04	0.80	0	1	0.05	1.02	2	5
12	-0.03	0.85	1	1	0.08	0.85	2	2	0.05	1.13	3	5
24	-0.10	0.81	0	2	0.04	0.91	2	3	0.14	1.12	1	4

If the distribution of Z follows the normal distribution, the mean should be a value around zero because on the average if there is no trend in the data the mean should be close to zero. Regarding Table 4, as it goes from the last 15 years to 25 years, the mean of Z become positive so that mostly for last 15 years the mean of Z are negative while for last 20 years and especially for the last 25 years it is positive. Also, the distributions show that generally the statistical significance of trends is not so strong. In addition, result in different time steps show that the statistical significant changes are mostly positive, not negative, meaning that out of 69 stations the overall positive trends dominate over negative ones.

Tables 5 and 6 represent the stations which show statistically significant positive and negative trends, respectively. Also Table 7 represents the value of the \bar{Z} statistic in 4 different land use categories.

Table 5 : Z statistic for the stations which show positive trends

No.	Station name	Z ₁₅ (15 Years back from 2008)					Z ₂₀ (20 Years back from 2008)					Z ₂₅ (25 Years back from 2008)					Landuse No.	Region No.
		Duration (hr)					Duration (hr)					Duration (hr)						
		1	3	6	12	24	1	3	6	12	24	1	3	6	12	24		
4	Saentis	0.99	0.79	0.40	0.59	1.09	0.55	0.75	-0.55	-0.16	0.81	0.89	1.71	1.05	1.99	2.45	3	1
8	Fahy	1.98	0.79	0.89	1.58	1.19	1.20	1.20	0.88	1.59	1.53	0.02	0.88	0.47	1.43	1.43	2	1
11	Chasseral	0.84	0.94	0.89	1.48	2.18	0.58	0.58	1.27	2.37	2.04	-0.14	0.40	1.94	2.57	2.03	2	1
12	Pilatus	0.10	0.59	0.30	0.79	0.68	-0.07	0.84	1.04	1.82	1.72	1.59	2.55	2.38	2.20	2.13	3	1
17	Samedan-St.Moritz	0.05	-0.05	0.10	-0.69	-0.20	1.46	1.36	0.78	0.03	0.00	2.38	0.91	0.42	0.02	-0.77	2	4
19	Napf	0.30	1.68	1.39	0.69	0.35	-0.32	1.07	1.53	1.14	0.13	0.89	1.36	1.85	1.33	1.36	1	1
22	Neuchatel	-0.79	-0.10	0.40	1.48	1.68	0.07	0.94	1.07	2.04	1.85	0.19	0.93	1.17	1.38	1.43	3	1
24	Interlaken	0.25	1.53	2.03	1.49	0.99	-0.13	1.04	1.10	-0.13	-0.69	-0.42	1.43	0.63	0.05	-0.16	2	4
26	Hinterrhein	0.69	1.09	0.30	0.20	-0.40	1.14	1.78	0.62	0.48	0.23	1.54	1.17	-0.47	-1.00	-0.72	2	4
30	Geneve-Cointrin Zuerich-Kloten	0.15	0.89	1.09	-0.10	0.69	1.36	2.43	1.91	0.97	1.59	1.47	1.85	2.43	2.86	3.15	2	1
31		1.19	2.28	1.49	0.35	-0.30	0.42	1.59	0.81	0.58	0.88	0.86	1.29	0.56	0.65	1.61	2	1
32	Guetsch	-0.30	-1.58	-1.44	-0.79	-0.59	0.65	-0.42	-1.10	-1.20	-1.14	1.80	0.44	-0.58	-1.26	-1.03	2	4
34	Grand St.Bernhard	-0.45	-1.39	-0.59	-0.69	-1.49	0.68	0.23	0.89	0.39	-0.94	1.29	1.38	1.80	0.98	0.02	3	4
41	Engelberg	-0.15	1.29	0.54	1.68	0.79	1.78	1.59	0.49	0.88	0.59	1.78	1.52	0.40	1.10	1.07	2	4
47	Basel-Binningen	0.10	0.00	-1.29	-0.94	-0.50	0.36	-0.38	-0.81	0.07	0.16	2.03	1.19	0.75	1.03	1.00	2	1
50	Changins	-0.74	-0.40	0.00	-0.74	-1.49	-0.69	-0.38	0.23	-0.13	-0.81	-0.21	0.70	1.64	1.82	0.91	2	1
52	Bern-Liebefeld	0.25	0.69	0.45	1.09	0.59	1.33	1.69	0.59	0.03	0.42	0.63	0.84	-0.23	-0.37	0.00	4	1
56	Taenikon	-0.50	0.84	-0.15	-0.89	-1.09	-0.36	0.20	-1.01	-0.94	-0.10	1.85	1.57	-0.35	-1.05	-0.44	2	1

Table 5 shows that there is no clear consistency in positive trend for the stations so that among the 18 stations which fall into the positive statistically significant range there is only one station (Chasseral) which shows positive trend in duration 24 hours for all time periods.

Table 6 : Z statistic for the stations which show negative trends

No.	Station name	Z ₁₅ (15 Years back from 2008)					Z ₂₀ (20 Years back from 2008)					Z ₂₅ (25 Years back from 2008)					Landuse No.	Region No.
		Duration (hr)					Duration (hr)					Duration (hr)						
		1	3	6	12	24	1	3	6	12	24	1	3	6	12	24		
2	Payerne	-2.67	-1.14	-0.30	-0.20	0.50	-0.68	0.39	0.68	0.42	1.20	-0.26	1.05	-0.16	-0.79	0.26	2	1
7	Moleson	0.30	1.29	1.29	1.19	1.29	0.10	0.07	-0.55	-0.29	0.21	-0.09	-1.50	-1.89	-1.38	3	1	
10	Zermatt	-0.45	0.00	-0.20	-0.40	0.00	-1.04	-0.65	-1.53	-2.04	-1.72	-0.72	0.56	-0.79	-1.57	-1.31	2	4
14	Ulrichen	-1.39	-1.29	-1.39	-1.19	-1.19	0.00	-0.58	-1.20	-1.75	-2.04	0.63	0.07	-1.14	-1.96	-1.38	2	4
16	Lugano	-0.74	-1.88	-1.78	-2.03	-1.29	0.58	-0.23	-0.23	-0.52	-0.49	0.51	-0.02	0.44	0.05	0.37	3	3
18	Chur-Ems	-0.35	0.00	-0.40	0.20	0.99	-0.32	0.10	-0.13	0.10	0.23	-0.05	0.07	-1.54	-1.75	-1.38	2	4
29	Glarus	-0.74	-0.89	-1.73	-0.25	-0.30	-0.45	-0.68	-0.45	0.45	-0.13	-1.33	-0.82	0.16	1.03	0.28	2	4
33	Pully	-0.79	-1.49	-0.74	-0.74	0.00	-1.10	-1.69	-0.65	0.32	1.30	-1.29	-2.34	-1.68	-0.84	0.89	4	1
38	Rueneberg	-0.84	-0.25	-0.50	-0.40	-0.10	-2.27	-1.56	-1.46	-1.01	-0.29	-1.89	-0.65	-0.63	-0.44	0.63	2	1
42	Schaffhausen	0.00	-0.54	-1.09	-0.50	-0.45	-0.65	-1.04	-1.33	0.16	0.78	-0.91	-1.12	-1.66	0.02	0.47	4	1
46	Corvatsch	0.35	-0.99	-0.89	-0.45	-0.69	0.39	-1.04	-1.27	-1.04	-1.20	-1.45	-1.17	-1.36	-1.26	-1.89	3	4

Table 6 represents the stations which show statistically significant negative trends. One of these stations is "Lugano" that show negative trends only at the last 15 years. Considering to the position of the station which is located close to the lake of Lugano, it could be stated that these trends are effect by low convective storms.

Figure 10 which is plotted based on Table 7 represent that the land use number 4 (which indicates urban region) has mostly negative trend in 3 time periods. Concerning to Table 4 this figure also shows that for the last 25 years the trends for urban area are mostly positive than negative.

Table 7 : \bar{Z} statistic in 4 different categories

Landuse No.	Z_{15yr} (15 Years back from 2008)					Z_{20yr} (20 Years back from 2008)					Z_{25yr} (25 Years back from 2008)				
	Duration (hr)					Duration (hr)					Duration (hr)				
	1	3	6	12	24	1	3	6	12	24	1	3	6	12	24
1	0.20	0.33	-0.13	-0.27	-0.51	-0.14	0.08	0.32	0.24	-0.20	0.59	0.17	0.24	0.11	-0.18
2	-0.19	0.17	-0.08	-0.06	-0.12	0.08	0.33	0.01	0.00	-0.04	0.32	0.39	0.04	0.04	0.07
3	-0.21	-0.37	-0.09	0.28	0.26	0.16	0.22	0.15	0.30	0.26	0.46	0.54	0.41	0.32	0.35
4	-0.20	-0.22	-0.20	-0.08	-0.11	-0.33	-0.23	-0.12	0.11	0.28	-0.07	-0.13	-0.44	-0.29	0.24

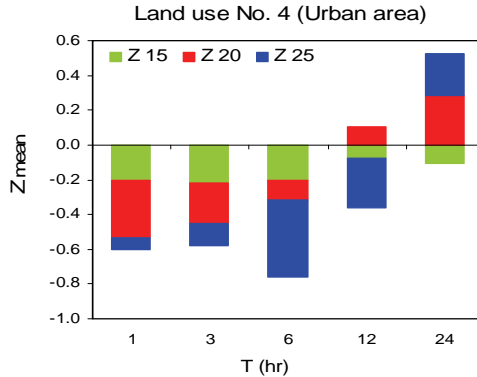


Figure 10 : Z_{mean} statistic for urban area at different duration T

CONCLUSIONS

This study presents a statistical analysis of trends in maximum annual hourly rainfall records for five different durations ($T= 1, 3, 6, 12$ and 24 hours) from 69 ANETZ stations in Switzerland for the study period 1974 to 2008. Statistical analysis is conducted with basic statistics (mean and standard deviation) and also with Mann -Kendall (MK) trend test for three different time periods (the last 15, 20 and 25 years from 2008). The numbers of stations which show positive and negative trends are calculated and also it is studied if they are located in urban or non-urban areas along with the region which they belong to in Switzerland (North, Alps, and South). Finally the main conclusions are as follows:

1. The mean extremes are not clearly a function of altitude and if they are it is really more signature of convective activity in the low areas and not in the high stations.
2. By looking of the mean and standard deviation of 69 ANETZ stations for different durations ($T= 1, 3, 6, 12$ and 24 hours), it could be stated that it is not necessarily true that the rainfall extremes increase with altitude.
3. Regarding the Switzerland map which is divided to 3 different regions as North (no. 1), Alps (no. 3) and South (no. 4), the mean value for different durations shows there is no regional dependence on these extremes. In the other words, mean doesn't vary higher or lower with region.
4. Regarding the land use classification of the stations, most of the stations are located in category number 2 which represents arboriculture, agricultural area and alpine meadows. Also, 10 stations belong to category number 4 which represents urban area. For each duration, the mean value doesn't vary strongly among the different categories. The mean of annual maximum precipitation in urban area not well related on altitude and so it had not been influenced with altitude.
5. Regarding the MK trend test the distributions show that generally the statistical significance of trends is not so strong.
6. There are 18 stations out of 69 which show statistically significant positive trends while 11 stations show negative trends. Also, station named Chasseral is the only one which continuously show positive trend in different time steps.
7. As it is going from the last 15 years to the last 25 years the mean of Z become more positive in particular in the short duration events. In the other words, overall positive trends dominate over negative ones so that roughly 8 percent (5 out of 69 which is not a negligible amount) are showing statistically significant positive trends in rainfall extremes.
8. Regarding the regional effect, most of the stations which show positive trends (12 stations out of 69) are located in north of Switzerland (region number 1). Also, the stations which show negative trends are mostly located in north and south of Switzerland (each has 5 stations out of 69).
9. Regarding the urban effect, only 1 station that is located in urban area shows statistically positive trend while there are 2 stations which are located in urban area and showing negative trend.

REFERENCES

1. Zbigniew, W., M. Radziejewski, I. Pińskwar (2006), Precipitation extremes in the changing climate of Europe, *Climate Research Clim Res*, Vol. 31: 51–58.
2. Thomas R., R. W. Knight (1998), Secular trends of precipitation amount, frequency, and intensity in the United States, *Bulletin of the American Meteorological Society*, Vol. 79, No. 2.
3. Tank A., G. Koñnen (2003), Trends in indices of daily temperature and precipitation extremes in Europe, 1946–99, *American Meteorological Society, Journal of climate*, Vol. 16 : 3665 – 3680.
4. Frei C., C. Schär (2001), Detection probability of trends in rare events: theory and application to heavy precipitation in the Alpine region, *Journal of climate*, Vol. 14: 1568 – 1584.
5. Perreault L., M. Hache, M. Slivitzky, B. Bobee (1999), Detection of changes in precipitation and runoff over eastern Canada and U.S. using a Bayesian approach, *INRS-Eau, Universite du Quebec and GRESE laboratory, ENGREF*.
6. Frei C. and et al. (2006), Future change of precipitation extremes in Europe: Intercomparison of scenarios from regional climate models, *Journal of Geophysical Research*, VOL. 111, D06105, doi: 10.1029/2005JD005965.
7. Scholtz G. and et al. (2003), Severe summertime flooding in Europe, *Nature Publishing Group*, VOL 421 : 805 – 806
8. Yue S., Paul P., George C. (2002), Power of the MK and Spearman's rho test for detecting monotonic trends in hydrological series, *Journal of Hydrology*, 259 ; 254 – 271.
9. Simon C. Scherrer S., C. Appenzeller, M. Laternser (2004), Trends in Swiss Alpine snow days: The role of local- and large-scale climate variability, *Geophysical Research Letters*, VOL. 31, L13215, doi: 10.1029/2004GL020255.
10. Birsan M., P. Molnar, P. Burlando, M. Pfaundler (2005), Streamflow trends in Switzerland, *Journal of Hydrology*, 314 : 312–329
11. Aparna B. (2007), *Global Changes in Precipitation Extremes*, Nicholas School of the Environment and Earth Sciences, Duke University.
12. Molnar P., P. Bourlando (2008), Variability in the scale properties of high-resolution precipitation data in the Alpine climate of Switzerland, *Water Resources Research*, Vol. 44, W10404, doi:10.1029/2007WR006142.
13. Allan R., Brian J. (2008), Atmospheric Warming and the Amplification of Precipitation Extremes, *Science*, Vol. 321, 1481, DOI: 10.1126/science.1160787.

14. Rosenberg E.A., P.W. Keys, D. Booth, D. Hartley, J. Burkey, A.C. Steinemann, D.P. Lettenmaier (2009), Precipitation Extremes and the Impacts of Climate Change on Stormwater Infrastructure in Washington State, CHAPTER 9: Stormwater Infrastructure : 311 – 343
15. Hamed K., A. R. Rao (1998), A modified Mann-Kendall trend test for autocorrelated data, Journal of Hydrology, 204 : 182 – 196.

Increasing the discharge capacity of existing flood release system Study of Salomonde dam

Augmenter le débit de sortie des évacuateurs de crues existants

Etude de barrage de Salomonde

Nima Rashidi

Stucky, Renens, Switzerland

ABSTRACT : This study is concentrated to the Salomonde dam in Portugal and the aim is designing a supplementary tunnel spillway to increase the discharge capacity of existing flood releasing system. In phase 1 of design different spillway alternatives (overflow, side channel, Labyrinth weirs, open chute and tunnel) have been considered. Prescreening has been done to evaluate efficiency of these alternatives and based on very often used hydraulic criteria for spillway designing, the advantages and disadvantages of above mentioned alternatives have been discussed with the client. As some of them were either technically or economically unfeasible, they have been ignored in the final evaluation. The most convenience ones including: Tunnel spillway, Open chute spillway and the combination of additional orifices and tunnel spillway have been selected to be studied more in detail. Hereafter the study done for tunnel spillway is being presented.

RESUME : Cette étude est concentrée au barrage Salomonde au Portugal et l'objectif est dimensionner d'un évacuateur de crues du tunnel supplémentaire pour augmenter la capacité d'évacuation des crues existants. Dans la phase 1 d'étude différentes variantes (Déversoir à écoulement libre sur le couronnement, Déversoirs latéraux, Labyrinthe fusible, Déversoir vanné en surface et Galerie à écoulement libre) ont été considérés. La présélection a été effectuée pour évaluer l'efficacité de ces alternatives et basé sur des critères hydrauliques très souvent utilisé pour dimensionnement de l'évacuateur de crues, les avantages et les inconvénients des alternatives mentionnées ci-dessus ont été discutés avec le client. Comme certains d'entre eux ont été soit techniquement ou économiquement irréalisable, ils ont été ignorés dans l'évaluation finale. Les plus commodité, notamment: Galerie à écoulement libre, Déversoir vanné en surface et la combinaison des orifices supplémentaires et l'évacuateur de crues du tunnel ont été sélectionnés pour être étudiés plus en détail. Ci-après l'étude réalisée pour l'évacuateur de crues avec galerie à écoulement libre est présenté.

1 INTRODUCTION

The site of Salamonde dam is located on the Cavado River, upstream of the Caniçada dam. New hydrological studies carried by dam owner clarified the deficit of capacity of the existing flood releasing system, so the additional discharge should be released by the complementary flood releasing system. The existing flood releasing system components are four orifices providing capacity of 1700 m³/s to pass the flood, while the new design flood is 2900 m³/s (T = 1000 years) and the safety check flood related to 5000 years return period will be reached to 3200 m³/s. It means the new spillway/releasing system should be able to pass by 1500 m³/s of 5000 years return period flood event.

2 SPECIFICATION OF THE PROJECT

As indicated in the Table 1, 36% of the total watershed is belonging to the Salamonde dam. The main system of existing flood releasing of Salamonde dam consists of Stoney orifices located in dam body and because of that, downstream of dam has been protected. [2]

Table 1: Specification of the project

Catchment area	Value	Dam characteristics	Value
Total Catchment of Cavado river	1699 km ²	Type of dam	Arch dam
Catchment belonged to Salamonde dam	614 km ²	Height of dam	75 m
Downstream protection	Value	Start to operation	1953
Foot elevation of protection	approx. 208.00 m.a.s.l	Crest elevation	281.00 m.a.s.l
Crest elevation of the protection	228.50 m.a.s.l	Crest length	203 m

3 GENERAL DESIGN CRITERIA

3.1 Dam safety criteria

According to the Portuguese legal framework, Salamonde dam is considered a dam of type I. The simulation studies of the failure of the dam which has been done by dam owner, has determined that the risk of dam failure and the propagation of the flood after breaking the dam in the downstream of the valley is high. In these circumstances, design of the structures against flood for a concrete dame, height between 50 and 100 m, should be done for an event of return period between 1000 and 5000 years. The behavior of structures should also be verified against rare and higher floods. [2]

3.2 Flood events

The values taken into account in the design of additional spillway are given in Table 2.

Table 1: Basic designing data

Item	Value	
Precipitation duration	Analyses: 3h to 30h; Selected value: 30h	
Return period	1000 years	5000 years
Maximum incoming discharge, $Q_{\max\cdot in}$	2870 m ³ /s	3295 m ³ /s
Maximum outgoing discharge, $Q_{\max\cdot out}$	2826 m ³ /s	3199 m ³ /s
Maximum water elevation in re- servoir	280.33 m.a.s.l	281.38 (+88 s/NMC)
Damping rate [%]	1.5	3.0

4 TAIL WATER CURVE

4.1 Discharges

The tail water level has been calculated for a range of outflows between 85 and 6000 m³/s. The main goal is to understand how much the downstream water level will be in case of 1000-years and 5000-years return period floods. This will be needed to evaluate adequacy horizontal and vertical distances of outlet structure of spillway to downstream water flow and jet trajectory calculation.

4.2 River geometrical characteristics

The mean slope of the river bed in the first 1700 m from the dam toe is about 2.17 %. The representative cross section of river (Figure 1) has been selected downstream of the existing tail pond dam where the valley seems narrow and abutments are steep.

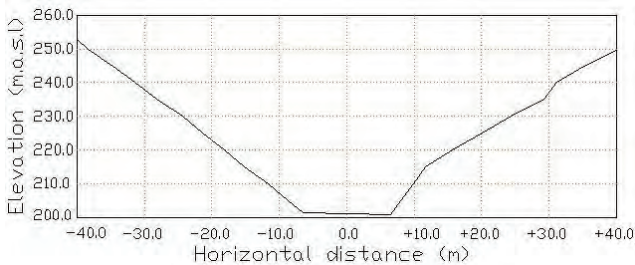


Figure 1: Representative cross section of the river

4.3 River roughness

As there is no information about material properties and river bed form at the present stage of study, three margins of Manning-Strickler coefficients have been selected, as upper ($K=40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ for gravel beds), average ($K=30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ for almost no vegetation) and lower bounds ($K=20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ for earth winding), to calculate flow parameters.

4.4 Results

Tailwater curves are obtained applying Manning-Strickler formula for the selected river cross section regarding different values of Manning-Strickler coefficient. (Figure 2)

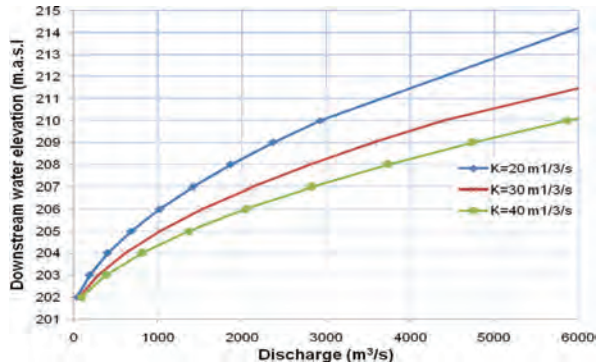


Figure 2: Tail water curves for different Manning-Strickler coefficient values

Comparing the tail water level results shows that difference between upper and lower bound is rather high. The large difference between the selected bounds means that the riverbed roughness has significant effect for determining the tail water level for both cases of design and safety check floods. At the time being and to continue the preliminary design (phase 1), average value of riverbed roughness has been considered and consequently, the tail water level is considered equal to 207.82 m.a.s.l for 1000-years flood and 208.16 m.a.s.l for 5000-years flood respectively.

5 DESIGN OF TUNNEL SPILLWAY

5.1 Concept

Where a closed channel is used to convey the discharge around a dam through the adjoining hill sides, the spillway is often called a tunnel spillway. The closed channel may take the form of a vertical or inclined shaft, a horizontal tunnel through earth or rock, or a conduit constructed in open cut and backfilled with earth materials. Most forms of control structures, including overflow crests, vertical or inclined orifice entrances, drop inlet entrances, and side channel crests, can be used with tunnel spillways. With the exception of those with orifice or shaft type entrances, tunnel spillways are designed to flow partly full throughout their length. [4]

5.2 Review of existing technical practice

The use of tunnel spillway has been known as an attractive alternate solution for dams built in narrow canyons since many years ago. Tunnel spillway system can be adopted with different kind of dams including earth and rockfill dams, concrete arch and gravity dams and concrete faced rockfill dam. The preliminary hydraulic design of a conventional tunnel spillway system consists of designing intake works (uncontrolled or gate-operated), an inclined shaft connected to the tunnel by a vertical bend, and at the end the discharge outlet structure. [4]

With the help of hydraulic testing and observations in prototypes, the design of this type of spillway is gradually improving. Deriner double curvature arch dam located in Turkey; is an example in this case. For the

design of the tunnels of the surface spillway, hydraulic model tests with a scale of 1:20 were carried out at DSF's Hydraulic Laboratory in Ankara. In view of the high velocity flows, the basic question was whether cavitation effects were possible in the bends of the tunnels under full and partial filling of the tunnel. The model tests have shown that with a proper aeration system negative dynamic pressures can be avoided in these critical parts of the inclined tunnels. [14]

General speaking, special care should be taken of the damaging effects of high flow velocity (25 to 40 m/s) in the spillway proper and downstream from the dam (strong erosion of the river bed, instability of the natural slopes, formation of sand bars or detrital deposits), including the possibility of flooding the powerhouse (if there is any); these situations are particularly critic in projects sited within steep canyons.

In Table 3 several projects benefiting tunnel spillway system all over the world are listed with as much as available details. Regarding this table, following interesting notes can be realized:

- In almost all of the tunnel spillways, tunnel slope is limited to 10%. There is an exception for Deriner project which there are just two inclined shafts (without slightly sloped tunnel) of a slope of 31.5 % which are very difficult to realise without a TBM machine.
- Among mentioned constructed Chinese dams, five of them are concrete dams and the other three are earth-rock dams. It can be seen that for these 8 dams, the variation in dimension of the radial gate, tunnel length and discharge capacity is not great. Among the 13 Chinese constructed tunnel spillways, the spillway of Dongfeng project has the largest discharge capacity of 2890 m³/s; at Liujiaxia project, cavitation damages was once found in the bucket of the spillway, which were then repaired and modified. [9]
- Tunnel spillways are often constructed as a part of several different spillway structures and they are sometimes formed by rebuilding diversion tunnels:
 - In three mentioned American dam projects, tunnel spillways are constructed with the same concept of benefiting existing diversion tunnel. In addition, among all mentioned tunnel spillways, the ones in the Glen canyon dam serve the most significant discharge capacity of 7815 m³/s.
 - Four Chinese tunnel spillways make use of the diversion tunnels through rebuilding; they are the tunnels at Bikou, Dongjiang, Lubuge and Liujiaxia projects.
 - In Funil dam, located in Brazil, the tunnel spillway in the right bank consists essentially of a non-pressurized tunnel, using the downstream stretch of the nearly horizontal deviation tunnel. This spillway composed of two stretches, the first in a sloped shaft, approximately 45°, and the second in an almost horizontal tunnel with a diameter of 11.50 m.

Table 2: Examples of existing tunnel spillway projects

Dam		Location		Completed year	No. of tunnels	Discharge capacity (m ³ /s)	No. of bays	Tunnel section		Tunnel profile		Bends in plan view	Gates		Maximum flow velocity (m/s)	Tunnel filling ratio	
Name	Type	Crest length (m)	Height (m)					Type	Width(m) X Height(m)	Length (m)	Slope (%)		No.	type			Wide (m) X High (m)
Bakhtyan	DCAD	315	404	In design phase	2	Q10000: 2X16000 PMF:5X2125	2	D-shaped	11 X 11	LT: 86 RT: 137	10	No	2	Radial	12.5X16	LT:38.8 RT:40	0.75
Dez	DCAD	190	212	1962	2	Total: 6000				400			2X2	Radial	10.5X17.37		
Alto Lindoso	DCAD	110	298	1993	2	Total: 2770	2X3	-				RT:Yes LT: No	6	Radial			
Sayano Shushenskoye	AGD	245	1066	Tunnel spillway under construction	2	Total: 4000	2X1	D-shaped	10 X 12	1026.4	6.5-1.91	No	2	Service segment gate	18 X 8.7	21.75	0.8
Deriner	DCAD	249	700	2011	2	2X1125	2	Circular	0=8	420 446	31.5	Yes	2	Flap			
Bojenakh gorge	ED	100	250	1978	1	450	1center 2 side	horseshoe	5.6 X 5.6	<200	6.6	No	1	flap	H: 3.6	37.5	
Dongfeng	DCAD	166	263	1989	1	2890	2		12 X 12	513			2	Radial			
Dongjiang	DCAD	157	438	1987	2	LT:1980 RT:1625		D-shaped		LT:527 RT:675			2	Radial	LT:8.5X8 RT: 6.4X7.5		
Wujiangtu	AGD	165	396	1982	2	LT:2065 RT:2065			9 X 10	183			2	Radial	9 X 10.4	34+43 m3/s	
Samnensia	GD	106	713	1960	2	LT: 1640 RT: 1640			8 X 8	394			2	Radial	8 X 8		
Lujiaxia	GD	147	204	1968	1	2140		D-shaped	8 X 9.5	529		No	1	Radial	8 X 9.5	45	
Bikou	ED	101	297	1976	2	LT: 1710 RT: 2250		LT-Pressure RT: Free flow tunnel	LT: 9 X 8 RT: 8 X 10	603		LT:Yes RT: No	2	Radial	LT: 9 X 8 RT: 8 X 10	LT: 34 RT: 35.7	
Lubuge	RD	101	217	1992	2	LT:1910 RT: 1590			LT:8.5X9 RT:7.5X7	RT:613			2	Radial	LT:8.5X9 RT:7.5X7		
Maojiaucun	ED	80.5		1971	1	1320			7 X 10.54								
Glen Canyon	AGD	216	475	1964	2	Total: 7815	2X2		0=12.5		RT: 0.35	No	2X2	Radial	LT:12.2X16 RT:12.2X16		
Round Butte	RD	134	421	1964	1	776	1		0=6.4	579.1		No	1	Tainter	9.14X10.97		
Yellowtail	AGD	160	442	1966	1	2505	2		0=9.75	368	0.4	No	2	Radial	7.6X19.6		
Funiu	DCAD	85	360	1969	2	LT:2700 RT:1700	2X1	LT-D-shaped RT: Circular	LT: 8.5X12 RT:0=11.5	RT: 116	LT: 1.3	No	2	Radial			
Vajont	DCAD	255.5	190.15	1960	1	132		polycentric	0=4.5	116		Yes	2	Sluice	1.8 X 2.6		
Val noana	DCAD	102	143.4	1958	1	150	2	horseshoe	Dim=3.9	190.6	5	Yes	2	sliding	4 X 3.5		

*Abbreviation: RT: Right tunnel, LT: Left tunnel, AF: Above foundation, ARB: above river bed, DCAD: Double curvature arch dam, AGD: Arch gravity, RD: Rock fill dam, GD: Gravity dam, ED: Earthfill dam.

Based on the some available tunnel spillways specifications, it is tried to define a qualitative relation between discharge capacity of a tunnel and its required cross section area. Circular equivalent diameter, “ $D_{\text{equivalent}}$ ” is introduced in this regard to be represented for the symbolic circular diameter of the tunnel. For each existing tunnel spillway (with different shapes) the cross section area has been estimated/calculated (depending to accuracy of available data) and transformed to an assumed circular cross section and then $D_{\text{equivalent}}$ is obtained. Figure 3 shows the $D_{\text{equivalent}}$ of tunnel spillway projects, extracted from Table 3 versus discharge capacity of tunnel spillway.

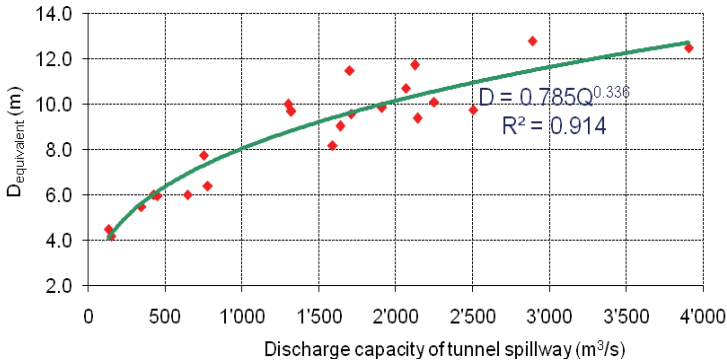


Figure 3: Dequivalent vs Discharge capacity of tunnel spillway

The below power equation is fitted to the available data and has the R-squared coefficient equal to 0.914 which shows acceptable correlation for applied data. So, the $D_{\text{equivalent}}$ formula can be used for rough estimating of the equivalent diameter and consequently required cross section area of a tunnel spillway when the design flood is a given parameter:

$$D_{\text{equivalent}} = 0.785 \cdot Q^{0.336} \quad (1)$$

5.3 Advantages and disadvantages

5.3.1 Advantages for Salomonde project

- Tunnel spillways are generally advantageous for dam sites in narrow gorges with steep abutments or at sites where there is danger to open channels from rock slides from the hills adjoining the reservoir, [4]
- No structural impact on the dam abutment,
- Keeping dam crest as the access road between right and left banks during construction time period,
- There is no need to additional energy dissipation system,
- Less open excavation, so less visual impact of open excavation in compare with open chute spillway

5.3.2 Disadvantages for Salomonde project

- Obligatory lowering of reservoir water elevation in part of the construction duration,
- The risk of acting as under pressure tunnel in the case of flood event larger than 1500 m^3/s
- Underground excavation is more costly than the open excavation in open chute spillway solution.

5.4 Design criteria

- The Tunnel is designed for a free surface flow
- the ratio of the flow depth to the total tunnel height is limited to 75 percent
- Increase in water depth because of air entrainment event is considered by fol-

lowing equation:
$$d_{\max} = \frac{d}{1 - 0.9\sin\alpha} \quad (2), \quad \text{where } \alpha \text{ is slope of tunnel}$$

- Water velocity is limited to less than 30 m/s
- Tunnel slope is limited to 10% to facilitate construction activities
- The tunnel axis is defined straight without bending in the plan to avoid oscillation of the water flow in the tunnel

5.5 Geometry and dimensions of the components

Tunnel spillway system with an inner width of 10 m (D shaped) is located on the right bank and consists of two bays with similar ogee shaped crest controlled by the radial gates and are separated by a middle pier. The open entrance channel axes are not parallel, but slightly convergent (6 degree angle). It is followed by an inclined partially open and partially cut & cover channel (slope of 37°). The inclined part is connected to the straight tunnel by a 35 m radius vertical bend. Length of the straight tunnel with slope of 10% is about 70 m and it reaches to the ending vertical bend and finally to the outlet.

To find appropriate height of tunnel, preliminary hydraulic calculation has been done applying Bernoulli equation between weir section where the water elevation in the reservoir is equal to 280.5 m.a.s.l and the section beyond to end of ski jump. Solving the related equations, the net estimated water height in the tunnel would be about 6.70m. This net height is increased to maximum height of tunnel equal to 11m to be in the conservative side of preliminary design of tunnel size and also to satisfy main mentioned criteria.

5.6 Discharge capacity and rating curves

5.6.1 Tunnel

The spillway theoretical rating curve with fully opened gates can be determined with the following equation: [4]

$$Q = C_d b_e \sqrt{2 \cdot g \cdot H^{3/2}} \quad (3)$$

With: C_d : discharge coefficient [-], b_e : effective width, $b_e = b - (2 \cdot n \cdot K_p + K_a) \cdot H$

b : width [m], n : number of piers [-], K_p : pier contraction coefficient [-]

K_a : abutment contraction coefficient [-], H : total head [m].

The discharge coefficient C_d depends on the relative head H/H_d : $C_d = C_{D_1} \cdot (H/H_d)^{0.12}$

All pier and abutment contraction coefficients, plus coefficient C_d , which is the discharge coefficient for the design height H_d , have been established on the basis of preliminary design:

$$K_p = 0 \text{ (for pointed nose pier)}, K_a = 0 \text{ and } C_d = 0.494$$

The design discharge is considered equal to 1500 m³/s and the design head on the crest is consequently 12.5 m. So, applying mentioned theoretical equation, the required width for each bay is 7.80 m. There are two bays with the total effective width of 15.60 m. Figure 4 shows the rating curve of the tunnel spillway weir.

5.6.2 Existing orifices

The orifices spillway is composed of four orifices with a rectangular cross section. The width of each orifice is equal to 10 m whereas its height is 4.2 m. The discharge capacity for the orifice spillway is expressed as follows: [4]

$$Q = n \cdot A \cdot C \sqrt{2g \cdot H} \quad (4)$$

With n : Number of orifices, $n = 4$,

A : Control section

C : Discharge coefficient,

H : Head : $H = WL - H_{\text{orifice}}$

The discharge coefficient is function of trash rack type, intake, transition and gate slots and is determined as 0.834 for the orifices of Salamonde dam. Figure 5 shows the rating curve of four existing orifices in case of different floods and also overtopping the dam.

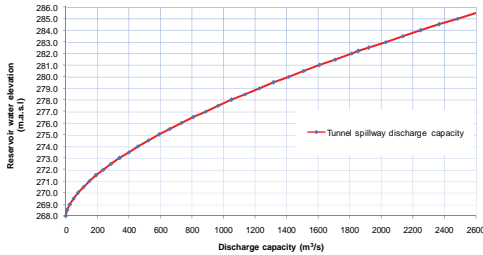


Figure 4: Rating curve for tunnel spillway weir

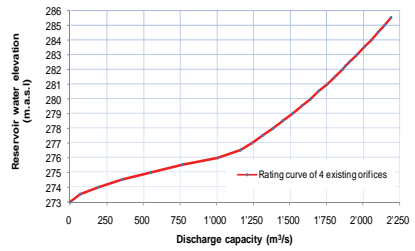


Figure 5 : Rating curve for existing orifices

5.7 Water line, flow velocity and jet trajectory

Hydraulic parameters have been calculated for the tunnel spillway system considering both design and safety check floods by program WS77. Figure 6 shows the water line elevation along the tunnel spillway system together with invert elevation and also lateral walls/ceiling of tunnel.

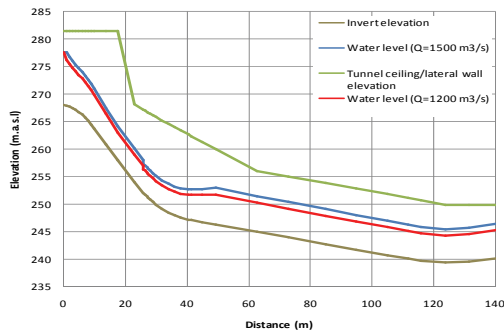


Figure 6: Water line profile

Minimum depth observed along the tunnel and maximum velocity for each flow condition is reported in the Table 4. It is observed that maximum flow velocity in both cases is less than 25 m/s which is favorable and there will not be a significant risk of cavitation.

Table 3: Minimum depth and the maximum velocity in tunnel spillway system

Item	Discharge (m ³ /s)	Minimum depth (m)	Maximum velocity (m/s)	Velocity at end of ski jump (m/s)
Q ₁₀₀₀	1200	4.27	24.14	23.46
Q ₅₀₀₀	1500	5.20	24.59	23.93

Furthermore, the jet of the spillway should not damage the dam abutments. Jet trajectory is calculated by using Kawakami equation for safety check flood case. [7]

$$\begin{cases} L = K.L_r \\ L_r = H_0 \cdot \sin 2\alpha + 2 \cos \alpha \cdot \sqrt{H_0 \cdot (H_0 \cdot \sin^2 \alpha + H_1)} \end{cases} \quad (5)$$

Where: $V_0=23.93 \text{ m/s}$, $H_0=V_0^2/2g=29.19 \text{ m}$, $\alpha=8^\circ$,
 $H_1=240.55-208.16=32.39\text{m}$ (Tailwater level is selected for
 $K=30\text{m}^{1/3}/\text{s}$)
 So: $L_t=69.47 \text{ m}$

K is Kawakami correction factor for the jet throw and can be obtained using following graph:

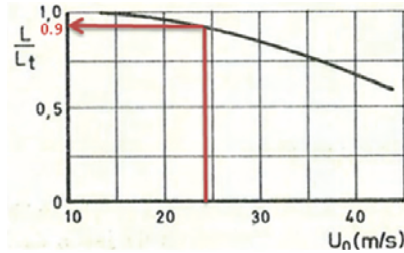


Figure 7: Kawakami correction factor

Finally, the jet trajectory is equal to $L=62.52 \text{ m}$. So, the jet falls down on the river and the opposite side of the river bank is not in danger of jet impact.

5.8 Hydraulic safety of spillway systems

To find out efficiency of tunnel spillway, working as free surface flow tunnel, in the case of flood event larger than $3200 \text{ m}^3/\text{s}$ (>5000 years return period), the WS77 software is applied to calculate unfilled depth of tunnel profile for each weir discharge capacity resulted of rising in water elevation of reservoir. As shown in the Figure 8, not only in the safety check flood event ($Q_{\text{Tunnel}}=1500\text{m}^3/\text{s}$) but also even after overtopping of the dam (Parapet elevation: 282.2 m.a.s.l) the tunnel is functioning as a free surface flow tunnel which is favorable to let air entering the tunnel and it starts to be acted as pressurized tunnel only when the reservoir water level reaches to 285.5 m.a.s.l which is corresponded to tunnel discharge capacity of $2600 \text{ m}^3/\text{s}$.

In addition, to study about satisfying the criterion of maximum 75 percent filling the tunnel height by the water, the tunnel part of spillway profile is considered in case of 5000 year flood. It can be seen that the maximum filling ratio in the tunnel is just below 59% which is far from the limiting creation. So, in the next stage of design it is recommended to reduce the height of tunnel which will decrease the underground excavation volume as well as cost of the project.

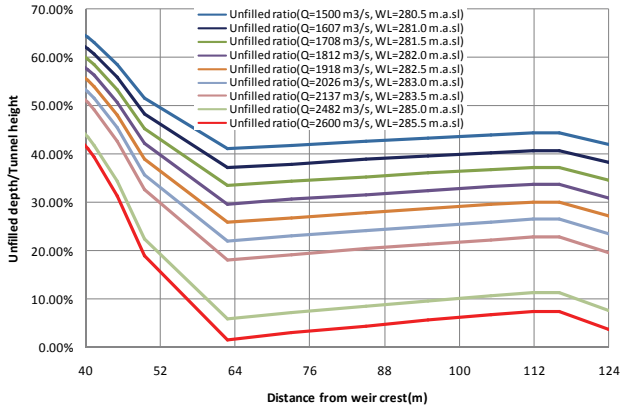


Figure 8: Unfilled depth ratio in tunnel profile for different excessive reservoir level

Regarding each independent presented rating curve of tunnel and existing orifices (clause 5.6) and also considering the maximum water elevation in which the tunnel spillway would still be remained as free surface flow condition, the contributions of both systems is shown in the Figure 9. Two points are highlighted in the graph: first, the safety check flood point which is corresponded to reservoir elevation of 280.5 m.a.s.l and required discharge capacity of 3200 m³/s and the second one is related to the parapet elevation of the dam (282.2 m.a.s.l) which in this water elevation the discharge capacity of system will be equal to 3737 m³/s.

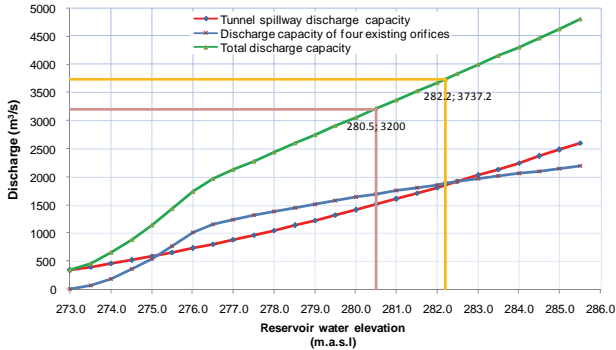


Figure 9: Rating curve of spillway system – Alternative 1

6 DISCUSSION OF PRELIMINARY DESIGN ASSUMPTIONS REGARDING FINAL DESIGN OPTIMISATION

6.1 Manning Strickler coefficient of river bed (K)

As mentioned before, Manning Strickler coefficient of river bed plays a significant role in the tailwater level. The range of Manning-Strickler coefficient is between 20 and 40 $m^{1/3}/s$. Now, the question is that how much tailwater level is an important parameter to determine the jet trajectory in the Salamonde project. In Figure 10 jet trajectory is drawn versus Manning-Strickler parameter (K). It can be observed that the difference between K value does not have significant influence on jet trajectory length. In the other hand, regarding different K values, the maximum changes in jet trajectory is just 1.27m which is about just 2% in this case study.

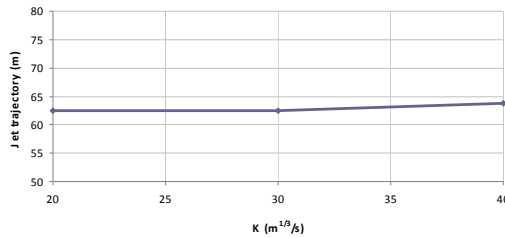


Figure 10: Influence of K value on jet trajectory for different alternatives

6.2 Pier contraction coefficient (K_p)

As said before, the discharge through the weir crest shaped spillway with fully opened gates can be determined with the following equation:

$$Q = C_d b_e \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} \quad (6)$$

Pier contraction coefficients can play significant role in discharge capacity of spillway or in the other hand in determining effective width of spillway crest. The pier contraction coefficient K_p depends upon the following factors: Shape and location of the pier nose, Thickness of the pier, Head in relation to the design head and Approach velocity. Recommended values of K_p are shown in the Figure 11. [3]

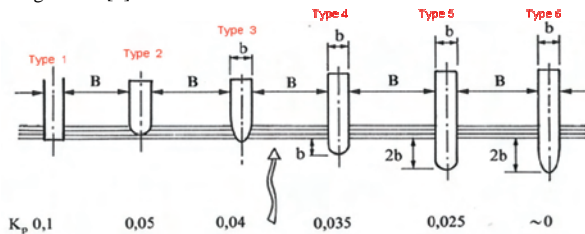


Figure 11: Influence of location and shape of pier on contraction coefficient

Although, in preliminary design stage, both pier and abutment contraction coefficients are assumed to be equal to zero based on aboved mentioned definitions and conditions, but it is common nowadays to implement rounded nose piers (For example like Type 5) or even elliptical shaped (Type 3 or Type 6) and not pointed nose pier which has been considered for preliminary design stage. So, hereafter the effect of two different kinds of pier shapes and locations (Type 3 and Type 5) on discharge capacity and required width of weir spillway in compare with the

pointed nose shaped pier (Or Type 6); considered in preliminary calculation; will be studied. The discharge capacity is 1500 m³/s. Results are presented in the Table 5.

Table 4: Reduction in discharge capacity in case of using other pier shapes and locations

Parameters	Unit	Sym bol	Pier Type		
			Tape 6 or pointed nose $K_p=0$	Type 3 $K_p=0.04$	Type 5 $K_p=0.025$
Maximum water level	m		280.5	280.5	280.5
Sill elevation	m		268	268	268
Number of bays	-	n	2	2	2
Design head	m	H_d	12.5	12.5	12.5
Discharge coefficient	-	C_d	0.494	0.494	0.494
Width of each bay	m	b	7.80	7.80	7.80
Contraction coefficient of pier	-	k_p	0	0.04	0.025
Contraction coefficient of abutment	-	k_a	0	0	0
Total effective width	m	B_{eff}	15.60	14.60	14.98
Discharge capacity of spillway	m ³ /s	Q	1508.6	1411.9	1448.1
Reduction in discharge capacity				5.88%	3.46%

It can be easily understood that the pier contraction coefficient has a significant role in determining discharge capacity of a weir. There will be 5.88% reduction in discharge capacity of weir spillway when Type 3 of pier considered, but changing to pier Type 5 provides better efficiency with just 3.46% reduction in discharge capacity. In case of using one of these two pier shapes/locations, two following solutions can be taken into consideration for compensating discharge capacity:

- A) Increase in width of weir: As presented in the Table 6, to compensate reduced discharge capacity, the width of each bay in entrance of weir spillway should be increased at least 46 cm in case of using pier type 3 and at least 27 cm in case of applying pier type 5. This solution will maybe impose a little extra excavation is right bank of Salamonde dam.

Table 5: Increase in width of weir in case of using other pier shapes and locations

Parameters	Unit	Symbol	Pier Type	
			Type 3 $K_p=0.04$	Type 5 $K_p=0.025$
Width of each bay	m	b	8.26	8.07
Contraction coefficient of pier	-	k_p	0.04	0.025
Total effective width	m	B_{eff}	15.51	15.51
Effective width of each bay	m	B_{eff}	7.76	7.76
Discharge capacity of spillway	m ³ /s	Q	1500.0	1500.0

- B) Lowering sill elevation of weir: As shown in the Table 7, keeping the width of each bay equal to 7.8 m, reduction in discharge capacity can be compensated by lowering sill elevation of weir crest. For type 3 of pier shape, the sill elevation should be lower 54 cm where this lowering is just 30 cm if Type 5 of pier is considered. In this case, the upstream and downstream curve of crest spillway will remain as before and the new vertical bend should be adjusted to the weir crest; also the higher gates will be needed. The advantage of this solution is that there will be no need to extra excavation in the right bank of the dam comparing with those are expected in the preliminary design stage.

Table 6: Lowering sill elevation of weir in case of using other pier shapes and locations

Parameters	Unit		Pier Type	
			Type 3 $K_p=0.04$	Type 5 $K_p=0.025$
Sill elevation	m		267.46	267.70
Head of water	m	H	13.0	12.8
Width of each bay	m	b	7.80	7.80
Contraction coefficient of pier	-	k_p	0.04	0.025
Total effective width	m	B_{eff}	14.56	14.96
Effective width of each bay	m	B_{eff}	7.28	7.48
Discharge capacity of spillway	m^3/s	Q	1500.0	1500.0

6.3 Inert roughness of tunnel

To study effect of concrete roughness of tunnel invert on waterline profile, three different values of roughness (0.03, 0.5 and 1mm) have been introduced to the program WS77 with considering discharge capacity of 1500 m^3/s . Results show that there are just negligible differences between waterline profiles in three mentioned cases. In Figure 12, they are plotted all together but the differences are not visible in this image.

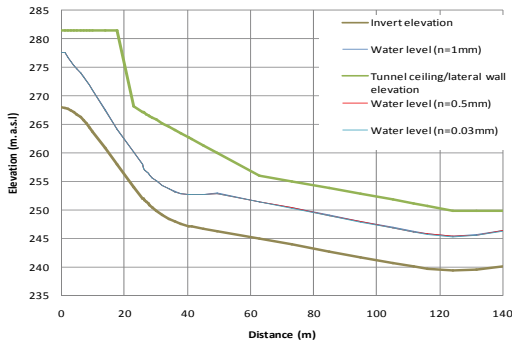


Figure 12: Effect of concrete roughness of tunnel invert on waterline profile

7 RECOMMENDATIONS FOR THE NEXT STAGE

- It is recommended to implement rounded nose or elliptical shaped piers instead of pointed nose pier which has been considered for preliminary design stage. So, as presented before the deficit in discharge capacity of spillway can be compensated either by increase in width of weir or lowering the sill elevation of weir.
- The results obtained from software WS77 shows that the maximum filling ratio in the tunnel is just below 59% which is far from the limiting creation (75%). So, in the next stage of design; the inner height of tunnel can be reduced and optimized. It will consequently cause decrease in the underground excavation volume as well as cost of the project.
- It is recommended to study more on existing practices of tunnel spillways to improve and refine the $D_{equivalent}$ formula which is presented in the clause 5.2.

8 REFERENCES

1. "Barragens de Caniçada e Salomonde - Estudo de soluções alternativas para descarregadores de cheias complementares" – Relatório de missão e de visita ao local - STUCKY – Rapport No 4942/2001 – 2009.
2. "Barrage de Salomonde, Portugal - Augmentation de la capacité des évacuateurs de crues – Etude de variantes" – STUCKY – Rapport No 4942/4101 (version provisoire) – août 2009.
3. "CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES", Volume 15, Ecoulements stationnaires, Richard O. Sinniger & Willi H. Hager, EPFL.
4. "DESIGN OF SMALL DAMS", United States department of the interior, Bureau of reclamation, Third edition 1987.
5. "HYDRAULIC DESIGN OF SPILLWAYS", U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1603, 1992.
6. "CAVITATION IN CHUTES AND SPILLWAYS", A water resources technical publication, Engineering monograph NO: 42, United states department of the interior, Bureau of reclamation, April 1990.
7. "CINEMA'TICA DO JACTO LIVRE NO ÂMBITODAS ESTRUTURAS HIDRA'ULICAS", MEMORIA N. 486, Rui Martins, Ministerio das obras publicas, Laboratorio nacional de engenharia civil, Lisboa, 1977.
8. "MAIN BRAZILIAN DAMS", Design, Construction and performance, 14th ICOLD Congress.
9. "LARGE DAMS IN CHINA", History Achievement Prospect, Beijing, 1987.
10. Rodionov, V. B., Kouprijanov, V. P. and Botvinov, B. G. (2007). "Tunnel Spillway at Sayano-Shushenskoye Dam" Journal of Hydro-Technical Construction, Issue 6, 2007.
11. "Hydraulic Structures for Flow Diversion and Storage", Lesson 8: Spillways and Energy Dissipators, Version 2 CE IIT, Kharagpur.
12. Updated Feasibility Report of Dam and Appurtenant Structures-Bakhtyari project-Rev0, Report No. 4673/4063, July 2006
13. "Spillway design", Prof. Minor, Handout of MAS, EPFL, 2007-2009.
14. Internet search

Méthodologie pour l'adaptation de la PMP à la détermination d'une PMF

A Methodology for the adaptation of a PMP at the determination of a PMF

Receanu Ramona Georgeta

Laboratoire de Constructions Hydrauliques, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse; Bureau d'ingénieurs Hertig & Lador SA, St-Livres, Suisse

RESUME: Cet article présente un nouveau type de modèle hydrologique à maille très fine réalisé à partir de la répartition spatio-temporelle d'une PMP (Précipitations Maximales Probables) et de la topographie. Le but est de déterminer l'influence de cette pluie sur l'hydrogramme de crue d'une PMF (Probable Maximum Flood) dans un bassin versant en Suisse. La répartition spatio-temporelle de la PMP a été réalisée à l'aide de six nuages modélisés par l'équation d'advection-diffusion. L'équation montre le déplacement des nuages sur le terrain et donne aussi l'évolution de l'intensité de la pluie dans le temps. Cette modélisation hydrologique est suivie d'une modélisation hydraulique de l'écoulement de surface et souterrain faite en prenant compte des facteurs qui interviennent dans le cycle hydrologique, comme l'infiltration, la résurgence et la neige. Ces facteurs ajoutés rendent le modèle développé plus proche de la réalité et offrent aussi une flexibilité dans les conditions initiales qui s'ajoute aux facteurs liés à la PMP, comme la durée de la pluie, la vitesse et la direction du vent. Toutes ces conditions initiales prises ensemble offrent une image complète sur la PMF.

ABSTRACT: This paper presents a new type of very fine grid hydrological model based on the spatiotemporal repartition of a PMP (Probable Maximum Precipitation) and on the topography. The goal is to estimate the influence of this rain on a PMF (Probable Maximum Flood) on a catchment area in Switzerland. The spatiotemporal distribution of the PMP was realized using six clouds modeled by the advection-diffusion equation. The equation shows the movement of the clouds over the terrain and also gives the evolution of the rain intensity in time. This hydrological modeling is followed by a hydraulic modeling of the surface and subterranean flow, done taking into account the factors that contribute to the hydrological cycle, such as the infiltration, the resurgence and the snowmelt. These added factors make the developed model closer to reality and also offer flexibility in the initial condition that is added to the factors concerning the PMP, such as the duration of the rain, the speed and direction of the wind. All these initial conditions taken together offer a complete image of the PMF.

1 INTRODUCTION

L'inondation est l'un des risques naturels présentant les plus grands potentiels de dommages. On observe à l'échelle mondiale une augmentation alarmante du nombre de personnes touchées par les inondations et de l'ampleur des dommages économiques associés. Plusieurs études ont montré que la fréquence des fortes précipitations et des crues a augmenté depuis 1950 dans de nombreuses régions du globe (IPCC, 2007). Les modèles climatiques globaux et régionaux prévoient que cette tendance devrait se poursuivre durant le 21^{ème} siècle avec le réchauffement du climat (Beniston et al. 2007 ; IPCC, 2007).

La protection contre les crues est un problème vital pour la Suisse, un pays de lacs et de montagnes. Il est très important de connaître les phénomènes de précipitations extrêmes, car les grands barrages doivent résister au passage de la crue extrême. La plus grande difficulté de l'estimation de crue provient du fait qu'elle est la manifestation finale d'une chaîne d'éléments complexe comme : les précipitations caractérisées par leurs intensité, durée et localisation, le transfert sur le bassin versant concerné, et le comportement hydraulique de ses ruisseaux et rivières.

Dans le cadre du projet CRUEX, financé par l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG), l'EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale du Lausanne) a développé une méthodologie de prévision des crues maximales probables / Probable Maximum Flood (PMF) (Berntsson *et al.*, 1994) en partant des précipitations maximales probables (PMP), adaptée pour les conditions des Alpes. L'Organisation Météorologique Mondiale (OMM) définit les PMP comme la hauteur d'eau maximale qui peut tomber pour une durée météorologiquement possible sur une station ou une zone déterminée (WMO, 1986).

Les méthodes PMP/PMF sont des outils déterministes permettant de calculer les crues maximales susceptibles de se produire sur un bassin versant. La PMP peut être déterminée par un modèle météorologique de dont les paramètres sont maximisés. Elle a notamment été calculée pour l'ensemble de la Suisse à une échelle de 2 km (Hertig et Audouard, 2005; Audouard *et al.*, 2006) et confrontée avec les précipitations extrêmes mesurées dans les différentes régions du pays. La PMF est déterminée de la même manière, en maximisant les paramètres d'un modèle hydrologique dont l'entrée est la PMP. Ces estimations sont d'une importance considérable pour le calcul de la capacité des déversoirs des barrages, ayant comme objectif principal d'éviter une défaillance catastrophique du barrage.

L'article est structuré en 5 sections :

Dans la section 0, nous décrivons notre modèle de distribution de la PMP dans l'espace et dans le temps, en section 3, le modèle d'écoulement surface et souterrain, tenant compte de l'infiltration et de la résurgence, qui conduit à la PMF. Dans la section 4, nous présenterons le concept de développement concernant la fonte de la neige réalisé dans le cadre de notre étude. Quelques résultats de cette étude sont présentés en section 5.

2 LA DISTRIBUTION SPATIO-TEMPORELLE DES PRECIPITATIONS MAXIMALES PROBABLES (PMP)

Dès les années 1990, l'équation d'advection-diffusion était utilisée pour modéliser la distribution spatio-temporelle du volume de pluie (Jinno *et al.*, 1993). Plus tard, la structure de la pluie extrême a été analysée au moyen d'un radar et des données des pluviomètres (Smith *et al.*, 1994). Zhang *et al.* (2001) ont mis en évidence l'influence de la direction du vent sur l'évolution de la forme du champ de pluie dans le temps et l'espace en analysant des événements de précipitations extrêmes. Nunes *et al.* (2006) ont fait une analyse similaire, mais en ne tenant compte que des directions aval-amont et amont-aval du vent.

Jinno *et al.* (1993) et Berntsson *et al.* (1994) ont développé un modèle de prévision pour l'expansion et la dissipation des phénomènes de précipitations, donnant leur intensité, vitesse et direction. Ces valeurs sont obtenues à partir d'une solution non-linéaire de l'équation d'advection-diffusion.

Dans notre projet, un modèle des propriétés advectives-diffusives a été créé pour décrire plusieurs nuages qui fourniront un volume d'eau équivalent aux valeurs ponctuelles de la PMP. Notre contribution principale ici est que, contrairement à la plupart des modèles de précipitations qui tiennent compte d'une seule structure de la pluie sans variations spatio-temporelles, chaque point ou pixel du domaine considéré aura une structure différente dans notre modèle.

Au cœur du modèle se trouve l'équation d'advection-diffusion, qui spécifie le processus d'advection, essentiel pour la formation de nuages de type orographique et leurs précipitations. La solution non-linéaire de cette équation est donnée par Brutsaert (1974), par l'équation 1 :

$$P(x, y, t) = \frac{I}{4\pi(D_x D_y)^{1/2}(t-t_o)} \exp\left\{ \frac{[x-x_o - v_x(t-t_o)]^2}{4D_x(t-t_o)} - \frac{(y-y_o)^2}{4D_y(t-t_o)} - \lambda(t-t_o) \right\} \quad (1)$$

où I est la PMP, x , y et t sont les coordonnées en espace et temps, D_x et D_y sont les coefficients de diffusion, v est la vitesse, et λ est le coefficient de développement/dissipation de l'intensité. L'évolution temporelle des nuages suit une distribution gaussienne avec une phase de dissipation influencée par v , D_x , D_y et λ .

Comme entrée du modèle, on a utilisé la carte des valeurs PMP établie pour la Suisse à une échelle de 2 km. Pour le calage du modèle, nous avons choisi une durée de pluie correspondant à 1 heure. Il s'agit d'une pluie utilisée pour la vérification et le calage du modèle. Dans le cas d'une application visant à obtenir la PMF, le calcul des hydrogrammes doit être effectué avec

une durée des pluies correspondant la durée critique du bassin, du lac ou de l'ouvrage de retenue.

Etant donné que le domaine topographique a une résolution plus fine de 25 m, la méthode consiste à effectuer une interpolation spatiale pour obtenir les valeurs de la PMP sur tous les points du terrain. Ensuite, le volume des précipitations obtenu est réparti entre plusieurs nuages (dans notre cas 6 nuages), qui se déplacent sur la surface du terrain et distribuent les précipitations dans l'espace et le temps.

Ce modèle de répartition spatio-temporelle de la PMP inclut ainsi le déplacement des nuages en toutes directions, contrairement aux modèles antérieurs, où les directions sont limitées, comme dans Berndtsson *et al.* (1994) et Jinno *et al.* (1993). Pour les simulations, 8 directions de mouvement des nuages ont été utilisées: N, NE, E, SE, S, SW, W et NW.

L'évolution spatio-temporelle de la pluie sur le bassin-versant test de l'Armensee est illustrée dans la Figure 1.

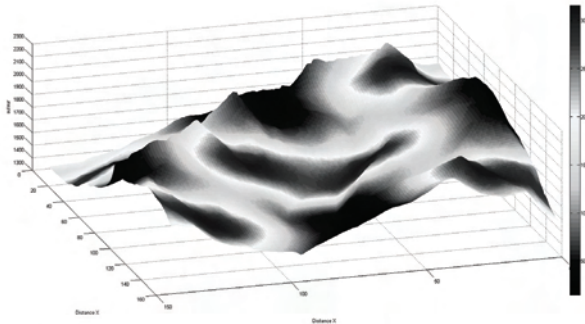


Figure 1. Distribution spatiale de la PMP sur le terrain.

Les 6 nuages sont initialement placés comme suit: Quatre nuages sont situés dans les angles du domaine de calcul du terrain et les deux autres au milieu (Figure 1). Le vent déplace ces nuages sur le terrain, et ils peuvent même sortir du terrain. En ce cas, l'hypothèse est qu'il y a un nuage identique qui entre sur le terrain sur le côté opposé et qui remplace le nuage disparu (condition de bord cyclique).

L'équation d'advection-diffusion modélise le comportement temporel de chaque nuage, c'est-à-dire, la variation temporelle de la forme du nuage ainsi que l'évolution temporelle des précipitations. Au début de la pluie, chaque nuage a une taille relativement réduite et l'intensité locale de la pluie est élevée, mais concentrée sur une surface réduite autour du centre du nuage. Pendant que le nuage avance, poussé par le vent, il s'agrandit en même temps et l'intensité locale de la pluie diminue tout en se distribuant sur une surface plus large. Les figures suivantes montrent le comportement temporel des nuages, donné par l'équation d'advection-diffusion.

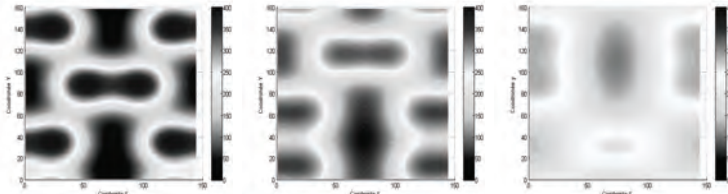


Figure 2. Distribution spatiale de la PMP sur le terrain. (temps 3, 15 et 30 minutes)

Sur ces images, nous pouvons observer la réduction de l'amplitude maximale des précipitations sous les nuages de 350 mm/h à 310 mm/h et finalement à 280 mm/h, causée par la diffusion.

La pluie pour chaque point du terrain est structurée de manière à garantir la cohérence physique du volume donné par la PMP dans le temps et dans l'espace durant la durée du calcul.

Donc nous avons un modèle de routage bien spatialisé. Les figures suivantes présentent la distribution de la pluie dans des différents points du terrain pour deux situations différentes.

Dans une première situation, les points pour lesquels nous montrons l'hydrogramme sont éloignés afin d'illustrer la variation spatiale de la pluie sur le terrain entier.

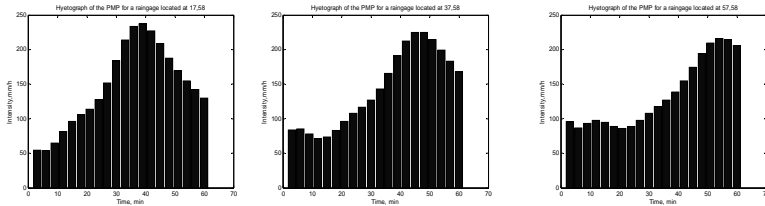


Figure 3. Hydrogramme de la PMP autour d'un point du terrain (distance de 1 km)

Dans la Figure 3, il y a 3 points avec une résolution du MNT de 25m x 25m et avec une distance entre les points de 1 km, ce qui montre la distribution spatio-temporelle de la PMP. Sur ces hydrogrammes nous pouvons suivre le déplacement des nuages du nord au sud. Les centres des nuages sont représentés par les pics des hydrogrammes. Sur ce hydrogramme, il est possible de suivre l'évolution d'un nuage d'une image à l'autre. Le pic arrive avec un retard temporel dans la dernière image, ce qui montre que le nuage qui entrainait au nord du terrain arrive plus tard au centre et encore plus tard au sud du terrain. L'intensité maximale se réduit de 240 mm/h à 230 mm/h et finalement à 220 mm/h en 15 minutes.

En ce qui concerne la deuxième situation, les points sont proches pour montrer des variations locales entre des points voisins, comme illustré dans les figures suivantes:

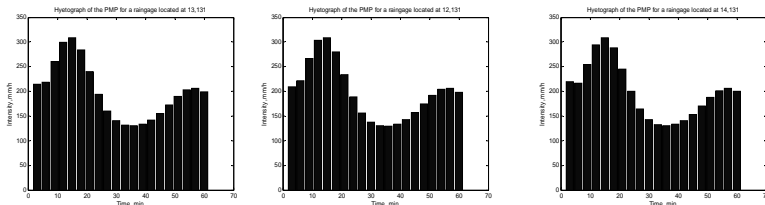


Figure 4. Hydrogramme de la PMP autour d'un point du terrain (distance de 25 m)

La Figure 4 montre le déplacement de 3 points qui sont voisins. La distance ici est de 25 m. Cette figure révèle que les variations locales sont très faibles.

La distribution spatio-temporelle de la PMP est ensuite introduite dans un modèle d'écoulement calculant la PMF.

3 MODELISATION DE L'ECOULEMENT SUR LE TERRAIN

Cette section est consacrée à la modélisation de l'écoulement sur la surface et de l'écoulement souterrain. Dans la première partie, on va déterminer la PMF sans l'influence de l'infiltration et de la résurgence. La deuxième partie est consacrée à l'influence de l'écoulement souterrain sur la PMF.

3.1 L'écoulement de surface

La partie de la modélisation hydrologique de l'écoulement suit la pente de l'eau sur la surface et dans le sol jusqu'à l'exutoire du bassin. Ce modèle prend comme entrée la distribution spatio-temporelle de la pluie obtenue suite à la modélisation du mouvement des nuages décrite dans la section précédente.

La modélisation de l'écoulement est faite sur une carte d'altitudes à une résolution de 25 m. Ce modèle de routage prend en compte les trois types d'écoulement de surface (Berndtsson et al., 1994) sur le bassin versant :

- l'écoulement laminaire,
- l'écoulement transitoire,
- l'écoulement en rivière.

Avec ces trois vitesses, la pente entre les points du terrain et leur distance, une simulation temporelle est effectuée pour déterminer les débits d'écoulement en chaque point du terrain avec une résolution temporelle variable, généralement de 10s. Cette simulation calcule la propagation des volumes d'eau du voisin au voisin, jusqu'au moment de l'arrivée de l'eau à l'exutoire du bassin.

Dans l'exemple de la Figure 5, l'application de cette méthode donne un chemin vers l'exutoire.

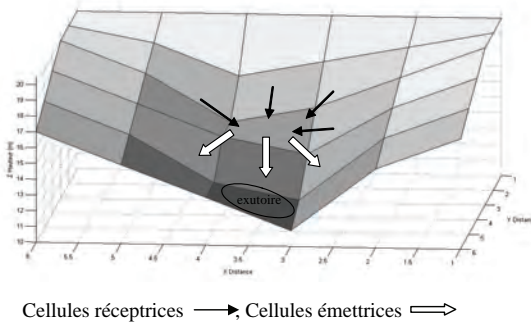


Figure 5. Distribution d'eau pour une cellule de terrain

Chaque cellule du terrain fournit un certain volume d'eau aux cellules voisines en aval, et en même temps reçoit un volume de ses voisins en amont, additionné par le volume de la pluie. Le volume donné par une cellule du terrain à un moment t est donné par l'équation 2:

$$V_{donné}(x, y, t) = [V_{accumulé}(x, y, t) + V_{pluie}(x, y, t)] \cdot \frac{v \cdot \Delta t}{d} \quad (2)$$

où $V_{accumulé}$ est le volume d'eau présent sur la cellule, V_{pluie} est le volume de la pluie sur la cellule calculé avec la distribution de la PMP, v la vitesse pour l'un des trois types d'écoulement, Δt le pas de temps, et d la distance entre cellules. Ce volume est distribué aux cellules voisines d'aval en fonction de la pente, selon l'équation 3:

$$V_{reçu}(x \pm 1, y \pm 1, t) = V_{donné}(x, y, t) \cdot \frac{pente}{\sum \text{pentes}} \quad (3)$$

où la pente est normalisée par la somme des pentes entre la cellule et ses voisins en aval.

Finalement, le débit dans tous les points du terrain, y compris l'exutoire, est obtenu à chaque pas de temps. Le débit de surface sera additionné à la résurgence venue de l'écoulement souterrain, et cette distribution temporelle à l'exutoire, qui représente la PMF, sera montrée dans la section 5 des résultats.

3.2 L'écoulement souterrain

Cette section met en évidence l'importance de l'infiltration, de la résurgence et de l'écoulement souterrain sur l'hydrogramme de la PMF. Contrairement à l'hypothèse faite pour la première partie section où le sol a été supposé saturé, ici est pris en compte le cas plus réaliste où une partie de l'eau s'infiltré dans le sol qui n'est pas saturé au début. De plus, pour les très grands bassins, l'hypothèse de la saturation uniforme du sol est beaucoup trop conservatrice et conduit à des débits de crues trop importants.

2.2. Sub-module d'infiltration

Le calcul de l'infiltration a été fait avec l'équation de Horton (Horton, 1933), une des méthodes les plus utilisées pour estimer l'évolution temporelle de la capacité d'infiltration du sol en fonction de ses valeurs initiale et finale pour chaque type de terrain. La capacité d'infiltration d'un sol décroît d'abord très rapidement puis tend progressivement et asymptotiquement vers un régime constant appelé infiltration finale. Cette évolution pour deux types de sol est illustrée dans les figures suivantes:

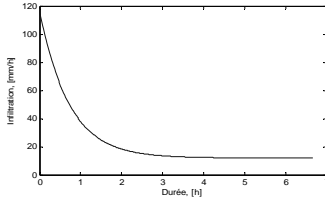


Figure 6. Capacité de infiltration pour un sol de type 7

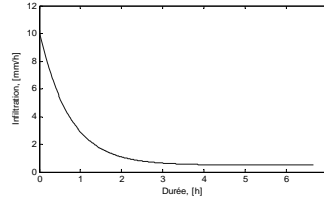


Figure 7. Capacité de infiltration pour un sol de type 17

La Figure 6 montre la capacité d'infiltration pour un type de terrain assez perméable et la Figure 7 pour un sol moins perméable. Dans le cas de la PMP, l'influence de l'infiltration est réduite, mais visible, comme nous allons montrer dans la section de résultats.

La géologie du sol a été interprétée à partie d'une carte géotechnique simplifiée à 30 types de terrain (Receanu R., 2009). Elle se base sur la carte géotechnique de la Suisse (échelle 1:200000) publié par la Commission géotechnique Suisse.

Dans ce qui suit, l'infiltration sera incluse dans un modèle d'écoulement souterrain. L'eau infiltrée se déplace sous le terrain jusqu'au moment où elle rencontre un terrain saturé et elle ressort à la surface par la résurgence. En fait, il y a une circulation d'eau souterraine parallèle à celle de la surface, qui influence le débit à l'exutoire. Le modèle peut tenir compte de la géométrie des couches souterraines lorsque cette donnée est disponible.

3.3 Sub-module de la modélisation d'écoulement souterrain

L'écoulement souterrain a été calculé avec la loi de Darcy (1856), en supposant que l'épaisseur du sol est uniforme pour tout le bassin versant et la pente identique avec le cas d'écoulement surface. Comme en surface, chaque cellule dans le sol reçoit un volume d'eau provenant des voisins en amont qui s'ajoute à l'eau déjà existante. En plus, à ce volume, on ajoute aussi l'infiltration locale, qui joue dans le sol le même rôle que les précipitations pour l'écoulement de surface. Finalement, une partie de ce volume total d'eau sera redistribué dans les cellules en aval en fonction des pentes et des différences entre les hauteurs d'eau de chaque cellule.

Dans la section des résultats, nous présentons l'influence de l'infiltration et de l'écoulement souterrain sur l'écoulement de surface, et en particulier le débit dans l'exutoire. Il faut naturellement connaître la géométrie des couches souterraines et la composition fine du sous sol. Comme ces données sont insuffisantes, il a été défini que la zone non saturée avait une topographie parallèle à celle de la surface.

Cette hypothèse est en fait valable pour l'écoulement qui se produit dans la zone de la surface du sol avec une profondeur atteignant 20 à 30 cm.

Pour la modélisation, le sol est simulé par une perméabilité, un volume souterrain alloué à la cellule de 25 x 25 m² et un taux de remplissage de ce volume. La loi de Darcy gère le transfert d'une cellule à l'autre.

4 MODELISATION DE FONTE DE LA NEIGE

Les précipitations sous forme de neige s'accumulent au sol pour des périodes variant de quelque heure à plusieurs mois. Elles se retrouvent sur une partie importante des continents. Le champ de neige constitue en fait une réserve d'eau qui sera relâchée à la fonte. Dans plusieurs endroits,

l'eau de fonte est la principale source d'eau de surface et contribue significativement à la recharge des aquifères ainsi qu'aux crues printanières.

La fonte de neige est le produit d'un transfert énergétique. Pour décrire la fonte d'un point de vue physique, il est nécessaire d'établir le bilan énergétique des différentes sources de chaleur auxquelles est soumise une couverture de neige. Ce bilan influence la transformation de la neige à partir du moment où elle s'accumule sur le sol jusqu'à la fonte. L'eau provenant de la fonte de la neige ruisselle au sol vers le réseau du bassin versant et elle contribue avec les précipitations liquides, à la production de débit.

Le concept de fonte de neige dans le cas de notre projet a été développé à partir d'un schéma réalisé par Ancitil et al. en 2005 (Figure 8).

Ce schéma est composé de tous les éléments du bilan énergétique. Les sources de chaleur pour la fonte de neige sont le rayonnement solaire, la chaleur du sol et de l'air et la pluie et l'eau qui ruisselle. En général, ces facteurs agissent lentement, sauf la pluie et l'eau ruisselée qui peuvent avoir une contribution majeure à la fonte, surtout dans un hydrogramme de PMP. Par conséquent, nous avons choisi de n'inclure que ces derniers facteurs dans notre modèle.

En pratique, il est très difficile de déterminer tous les éléments du bilan. Les éléments utilisés pour notre calcul de fonte ont été choisis en fonction de données disponibles et en complément avec des autres hypothèses qui seront présentées plus bas.

La figure suivante montrera les facteurs inclus dans notre modèle, avec en rond ceux existant déjà et en losange, ceux qui seront ajoutés ultérieurement. Les facteurs entourés d'un rectangle ne figurent pas dans notre modèle et il n'est pas prévu de les inclure dans le futur.

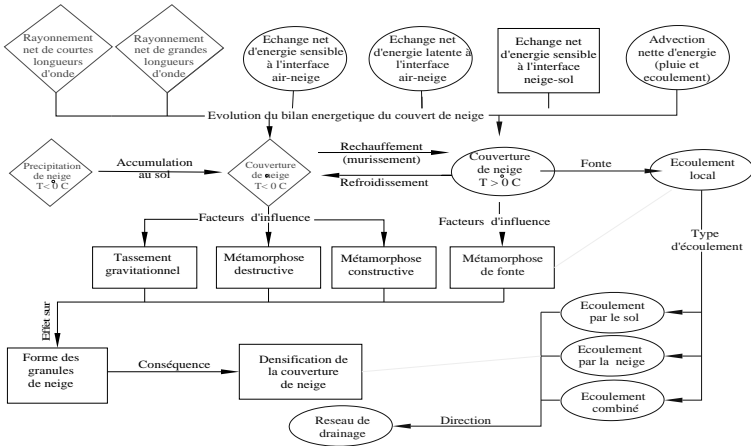


Figure 8. Facteurs inclus dans notre modèle

Des hypothèses ont été faites, surtout au niveau des paramètres comme l'épaisseur de la couche de neige, le volume des précipitations, la température de la pluie et la température de la neige.

La hauteur des précipitations est la quantité d'eau représentée par la PMP 1 h. L'épaisseur de la couche de neige a été fixée à 20 cm pour tout le bassin. La température de la neige (T_{neige}) est de 0°C, et celle de la pluie (T_{pluie}) de 5°C.

Une fois le bilan énergétique établi, la quantité d'eau de fonte ($Q_{eau\neige}$) est calculée avec l'équation suivante:

$$Q_{\text{fonte}} = \frac{E_{\text{caleur}}}{\rho \cdot C_{\text{latneige}} + (C_p * T_{\text{neige}})} \quad (4)$$

où:

Q_{fonte} est la quantité d'eau de fonte exprimée en m^3 ;

$C_{latneige}$ est la chaleur latente de la neige exprimée en kJ/kg;
 $E_{calleau}$ est l'énergie calorifique d'eau exprimée en kJ;
 ρ est la densité de l'eau exprimée en kg/m^3 ;
 T_{neige} est la température de la neige exprimée en $^{\circ}C$.

La quantité de chaleur donnée par un volume d'eau est:

$$E_{calleau} = \rho * V_{pluie} * C_p * (T_{pluie} - T_{neige}) \quad (5)$$

où:

C_p est la chaleur spécifique exprimée en $kJ/(kg*K)$;

T_{pluie} est la température de la pluie exprimée en $^{\circ}C$.

Ces deux équations décrivent le processus calorimétrique pour la fonte de neige.

Dans la section suivante, nous présenterons nos résultats en comparant avec une PMF obtenue dans le cas d'un écoulement de surface et le cas d'un écoulement souterrain.

5 RESULTATS ET DISCUSSION

Ce modèle a été appliqué à deux bassins-versants de la Suisse. Le premier, situé dans le canton de Berne, correspond au barrage d'Arnensee avec une surface de $7,1 km^2$. Son ruisseau principal, le Tschärzvisbach, a une longueur de 1804 m. Le deuxième bassin correspond au barrage du List, situé dans le canton d'Appenzell, avec une surface de $7,35 km^2$. Son ruisseau principal, le Gstaldbach, mesure 3874 m. Pour ces bassins versants, nous avons choisi comme exutoire le point où le débit est maximal à l'entrée du lac.

L'estimation de la PMP pour chaque bassin a été calculée à l'aide de la carte des précipitations extrêmes pour la Suisse (Hertig et Audouard, 2005), avec une période de retour supérieure à 10'000 ans. La hauteur moyenne estimée de la PMP pendant 1 heure est de 203 mm/h pour l'Arnensee (Figure 9) et de 188 mm/h pour le List (Figure 10).

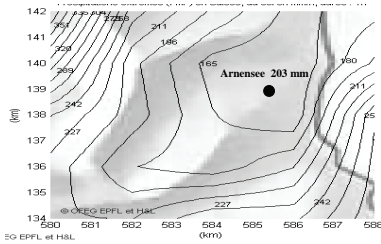


Figure 9. Précipitations extrêmes Arnensee, au sol en mm/h, durée 1h.

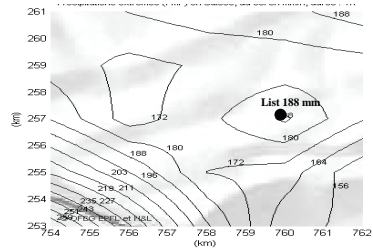


Figure 10. Précipitations extrêmes List, au sol en mm/h, durée 1h.

La sensibilité de la PMF à la répartition spatio-temporelle d'une PMP est illustrée dans la Figure 11 pour le bassin de l'Arnense et dans la Figure 12 pour celui de List.

Le modèle développé calcule tous les débits arrivant autour du lac, ce qui signifie qu'on peut connaître le volume d'eau total entrant dans le lac. Dans cet article, nous présentons uniquement l'hydrogramme de crue à l'entrée du lac où le débit est maximal.

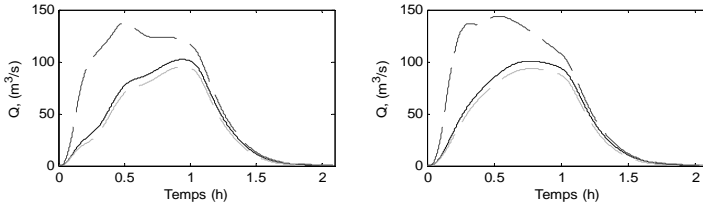


Figure 11 . Hydrogramme de crue par vent du Nord (à gauche) et par vent du Sud (à droite) pour le bassin de l'Arnensee. Trait continu: hydrogramme l'écoulement surface; tireté en bas: cas avec l'écoulement souterrain, tireté en haut: cas avec la fonte de neige

Comme on peut le voir, la direction du vent a une grande influence sur la forme des deux hydrogrammes, ainsi que sur le débit maximal.

Le calcul réalisé sur le bassin de List est différent de celui de l'Arnensee parce que dans la partie amont de lac se trouve la ville de Heiden. La topographie est assez plate, en comparaison avec le bassin de l'Arnensee, les vitesses sont plus faibles et nous avons observé une accumulation d'eau sur la partie de la ville en amont du lac. La figure suivante présente l'hydrogramme de crue en amont de lac du List où le débit est maximal.

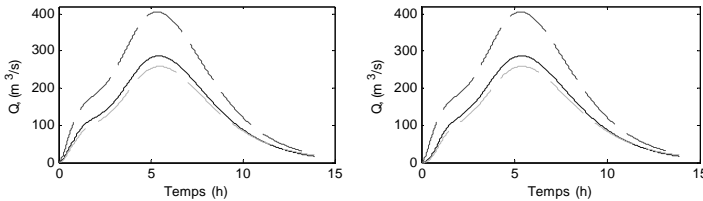


Figure 12 . Hydrogramme de crue par vent du Nord (à gauche) et par vent du Sud (à droite) pour le bassin List. Trait continu: hydrogramme l'écoulement surface; tireté en bas: cas avec l'écoulement souterrain, tireté en haut: cas avec la fonte de neige

L'analyse faite sur le bassin du List est similaire et confirme les conclusions obtenues pour l'Arnensee.

L'influence de l'écoulement souterrain est de réduire les valeurs extrêmes. Cette influence reste toutefois assez faible, en comparaison avec le volume de la PMP. La différence introduite par le calcul de l'écoulement souterrain avoisine 10% sur la valeur maximale et cette différence sera retrouvée vers la fin de la période, après quelque temps, car la vitesse d'écoulement souterrain est très petite. Finalement, ce calcul est justifié par le fait que sa prise en compte rend l'évolution du débit de l'eau plus réaliste.

Dans le cas de la fonte de la neige, on peut observer sur la Figure 11 une augmentation du débit dans la première partie et après trente minutes, il commence à diminuer, par rapport au débit donné par l'écoulement de surface. La fonte de la neige influence fortement le débit maximal, mais aussi le volume total de l'eau arrivant à l'exutoire. La direction de vent joue aussi un rôle très important sur la forme de l'hydrogramme. En ce qui concerne la Figure 12, le débit augmente parallèlement avec la courbe obtenue dans le cas de l'écoulement de surface. Le parcours d'eau est très lent à cause des faibles pentes et les vitesses obtenues sont donc aussi très petites sur le bassin de List. Dans ce cas, l'eau commence à déborder dans la ville de Heiden et inonde une grande partie de la ville.

6 CONCLUSIONS

Dans cet article, nous avons présenté une nouvelle méthode d'estimation du Probable Maximum Flood (PMF) en fonction des précipitations maximales probables (PMP), avec trois contributions principales. La première est une méthode de distribution spatio-temporelle de la PMP en nuages, basée sur l'équation d'advection-diffusion, et incluant une évolution temporelle en

fonction de la direction du vent, qui augmente la non-linéarité de la PMF. La deuxième est le modèle d'écoulement, qui inclut aussi l'écoulement souterrain, en plus de celui de surface. Avec cela, l'hydrogramme à l'exutoire a une forme plus proche de la réalité. La troisième partie consiste dans le développement d'un modèle de neige, qui a comme but de mettre en évidence l'influence de la fonte de neige sur l'écoulement.

Ces parties sont intégrées dans un seul modèle de calcul. Chaque facteur peut être activé ou désactivé individuellement en fonction du calcul désiré. Comme énoncé plus haut, le modèle est capable de déterminer la PMF à partir d'une PMP et de la topographie donnée par le MNT.

Le modèle développé permet de visualiser l'écoulement de l'eau sur la surface dans le sol, mais aussi la fonte de neige à chaque pas de temps. Cela donne un très grand avantage à notre modèle pour mettre en évidence les zones inondables dans le cas d'une crue.

Un autre avantage consiste en un calcul rapide et automatisé de plusieurs débits autour d'un lac et aussi dans la capacité de trouver l'exutoire automatiquement, sans intervention manuelle.

BIBLIOGRAPHIE

- Anctil F., Rousselle J. Lauzon N., 2005, *Hydrologie. Cheminements de l'eau*. Ecole Polytechnique Montreal
- Audouard A., Hertig J.-A. et Fallot J.-M., 2006. *Modélisation des précipitations extrêmes en Suisse*. Actes du 19ème colloque de l'Association Internationale de Climatologie, Epernay, 6-9.09.2006, 83-88.
- Beniston M., Goyette S., Stephenson D.B., Christensen O.B., Frei C., Schöll R., Halsnaes K., Holt T., Palutikof J., Jylhä K., Koffi B., Semmler T., Woth K., 2007 : Future extreme events in Europe climate : an exploration of regional climate model projection. *Climatic Change*, 81 (s.1), p. 71-95.
- Breña J.A., 2007. *On the sensitivity analysis of the PMF to the space-time distribution of a PMP: Analysis of the hydrological response of a catchment*. MAS Thesis. LCH-EPFL, Switzerland.
- Berndtsson R, Jinno K., Kawamura A., Larson M. and Niemczynowicz J., 1994. *Some Eulerian and Lagrangian statistical properties of rainfall at small space-time scales*. Journal of Hydrology, 153, 339-355.
- Brutsaert W., 1974. *More on an approximate solution for nonlinear diffusion*. *Water Resources Research*, 10, 1251-1252.
- Darcy M., 1856. *Les fontaines publiques de la ville de Dijon : exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau*. Editeur Victor Dalmont, Paris, 647 p.
- Hertig J.A. et Audouard A., 2005. *Cartes des précipitations extrêmes pour la Suisse (PMP 2005)*. Rapport final, EFLUM, EPFL, Lausanne, Switzerland, décembre 2005, 43 p. + annexes.
- Horton R.E., 1933 *The role of infiltration in the hydrologic cycle*. *Transaction. American Geophysical Union*, Vol.14, pp 446-460.
- IPCC, 2007: *Climate Change 2007. The physical science basis. Working Group I Contribution to the fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC)*. Cambridge University Press, Cambridge, UK, 996 p.
- Jinno K., Kawamura A., Berndtsson R., Larson M. and Niemczynowicz J., 1993. *Real-time rainfall prediction at small space-time scales using a two-dimensional stochastic advection-diffusion model*. *Water Resources Research*, 29 (5), 1489-1504.
- Receanu R., 2009, *Méthodologie pour l'adaptation de la PMP à la détermination d'une PMF*, MAS Projet, LCH-EPFL, Hertig & Lador SA, Suisse.
- Mermoud A. et Soutter M., 1991. *Physique du sol*. Presses polytechniques et universitaires romandes, 213-220.
- Nunes J.P., de Lima J.L.M.P., Singh V.P., de Lima M.I.P. and Vieira G.N., 2006. *Numerical modeling of surface runoff and erosion due to moving rainstorms at the drainage basin scale*. *Journal of Hydrology*, 330, 709-720.
- Smith J.A., Bradley A.A. and Baeck M.L., 1994. *The space-time structure of extreme rainfall patterns in the Southern Plains*. *Journal of Applied Meteorology*, 33, 1402-1417.
- WMO, 1986. *Manual for estimation of probable maximum precipitation*. WMO N° 332, World Meteorological Organization (WMO), Geneva, Switzerland, 269 p.
- Zhang Y., Smith J. A. and Baeck M.L., 2001. *The hydrology and hydrometeorology of extreme floods in the Great Plains of Eastern Nebraska*. *Advances in Water Resources*, 24, 1037-1049.

Nouveau concept de gestion des eaux de la région de Crans-Montana

Innovative Water Management Concept in the Region of Crans-Montana

Yves Rey

Bureau d'Ingénieurs CORDONIER & REY, Sierre, Suisse

ABSTRACT : The mountainous regions of the Alps benefit from large water resources. However, due to water management on the community-level, water supplies are unbalanced. A specific example is the region of Crans-Montana in Wallis, Switzerland. The effects of climate changes modify the water cycle, which leads to increased drought and threatens the water supply of inhabitants. The present work presents an analysis of the existing hydrological potential and draws solutions for a more comprehensive and integrated water management, using a numerical simulation of the catchment basins, based on meteorological data. The proposed project is cost-effective and ecologically sensitive, as it utilizes existing installations.

RESUME : Les régions de montagne des Alpes bénéficient généralement d'importantes ressources en eau. Toutefois, la gestion de l'eau à l'échelle communale peut conduire à un approvisionnement en eau inégal. La région de Crans-Montana est un exemple éloquent de ce phénomène, lequel se trouve désormais renforcé par les effets du changement climatique. La modification du cycle de l'eau qui en découle se manifeste par l'apparition de pénuries de plus en plus fréquentes. Ce travail présente une analyse du potentiel hydrologique existant et apporte des solutions concrètes pour une gestion globale et intégrée de la ressource en eau de toute une région. L'analyse de la ressource repose sur les résultats de simulations numériques des bassins versants obtenus à partir de données météorologiques. La solution proposée comporte un aménagement économique et respectueux de l'environnement par l'utilisation d'installations existantes.

1 INTRODUCTION

1.1 *Préambule*

La volonté de la commune d'Icogne (VS) d'utiliser un potentiel hydrologique existant à des fins de production hydroélectrique est à l'origine d'une étude de faisabilité qui a été effectuée préalablement à cette analyse par le bureau d'étude MHyLab.

De son côté, l'association des communes de Crans-Montana (ACCM) a mandaté le bureau CORDONIER & REY afin d'établir le potentiel hydrologique et hydroélectrique existant sur l'étendue de son territoire.

Ce travail fait le lien entre deux problématiques fondamentalement liées ; l'approvisionnement en eau et la production hydroélectrique. Il a pour objectif d'apporter des solutions d'améliorations concrètes à la gestion en eau de toute une région.

1.2 *Etendue du travail*

Le travail comprend l'étude des points suivants :

- les besoins en eau,
- le potentiel hydrologique des bassins versants,
- le bilan hydrologique,
- l'établissement d'un concept global de gestion des eaux.

1.3 Situation

La région de Crans-Montana se situe dans le canton du Valais au cœur des Alpes suisse, sur l'adret de la vallée du Rhône. Les communes d'Icogne, Lens, Chermignon, Montana, Randogne et Mollens se regroupent autour de la station touristique de Crans-Montana et forment une région socio-économique à part entière. Les populations de cette région sont établies sur le coteau et sur le haut plateau de Crans-Montana, confinés entre les rivières de la Liène, à l'ouest, et de la Raspille, à l'est.

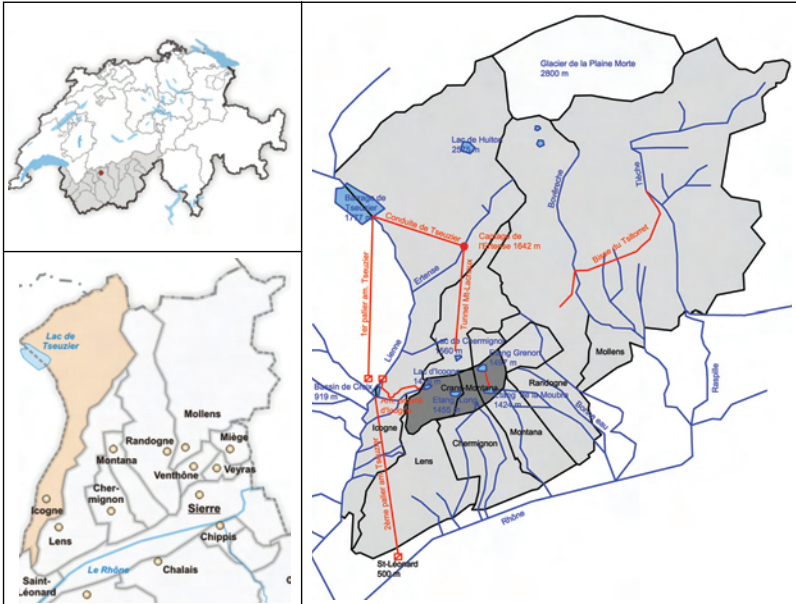


Figure 1. Situation des 6 communes de Crans-Montana et aménagements hydrauliques existants principaux

1.4 Historique succinct

Depuis le XIV^{ème} siècle, les populations de la région de Crans-Montana entreprennent la construction de canaux (bisses) pour s'alimenter en eau dans le vallon de l'Ertentse et le vallon de la Tièche. Progressivement, avec l'arrivée de techniques nouvelles, une partie du réseau est mis sous conduite. A partir de 1946, le bisse du Rô est remplacé par le percement du tunnel de Mont-Lachaux, lequel achemine les eaux du vallon de l'Ertentse vers Crans-Montana.

En 1957, la commune d'Icogne concède ses eaux de la vallée de la Liène à la société Liene SA qui exploite l'aménagement hydroélectrique de Tseuzier. Les communes d'Icogne, Lens, Chermignon et Montana conservent leurs droits d'eau provenant de l'Ertentse.

Dès 1970, certaines communes désireuses de sécuriser l'approvisionnement en eau ou de valoriser la ressource tentent de faire aboutir des projets d'aménagements hydroélectriques et de stockage dans les vallons de l'Ertentse et de la Tièche. Toutefois, aucun projet ne se réalisera.

2 BESOINS EN EAU

2.1 Eau potable

La région de Crans-Montana accueille une population moyenne d'environ 25'000 habitants. En haute saison touristique (vacances de février), jusqu'à 75'000 personnes y séjournent. La consommation d'eau potable varie donc fortement selon la saison. Les pics de consommation coïncident, en hiver, à la saison des basses eaux et, en été, à la période d'irrigation.

En tenant compte d'une augmentation de la population de 10 % d'ici 20 ans, la consommation brute d'eau potable devrait atteindre 4 mio m³ par an à l'horizon 2030.

2.2 Eau d'irrigation

Les cultures (vignes, champs, etc...) sont irriguées de mai à septembre selon la répartition suivante : mai 10 %, juin 20 %, juillet 30 %, août 30%, septembre 10 %. Annuellement, ce sont 5 mio de m³ d'eau qui sont destinés à l'irrigation (Reynard, 2000).

2.3 Enneigement artificiel

La société de remontées mécaniques de Crans-Montana-Aminona (CMA) exploite un domaine skiable étendu sur 150 km de pistes, dont le tiers sera équipé à moyen terme d'installations d'enneigement artificiel. Lorsque le développement des installations projetées sera achevé, ses besoins en eau devraient s'élever à 500'000 m³ par an.

2.4 Consommation totale

Selon le scénario d'évolution démographique admis, la consommation d'eau en 2030 devrait atteindre 9,5 mio m³ par an à l'horizon 2030 sur les communes de Crans-Montana.

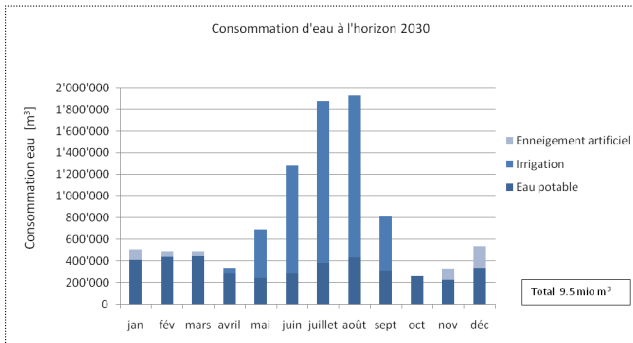


Figure 2. Evolution de la consommation mensuelle totale des 6 communes de Crans-Montana en 2030

Si l'on ajoute à ces besoins la consommation des communes inférieures s'alimentant plus bas dans le bassin versant de la Tièche (Miège, Venthône, Veyras, Salquenen, Varonne et Sierre), le total annuel atteint 16,5 mio m³ par an.

3 POTENTIEL HYDROLOGIQUE

3.1 Bassins versants

Les principaux bassins versants sont considérés à partir de leur altitude optimale du point de vue du transport de l'eau et du potentiel hydroélectrique, selon la figure 3.

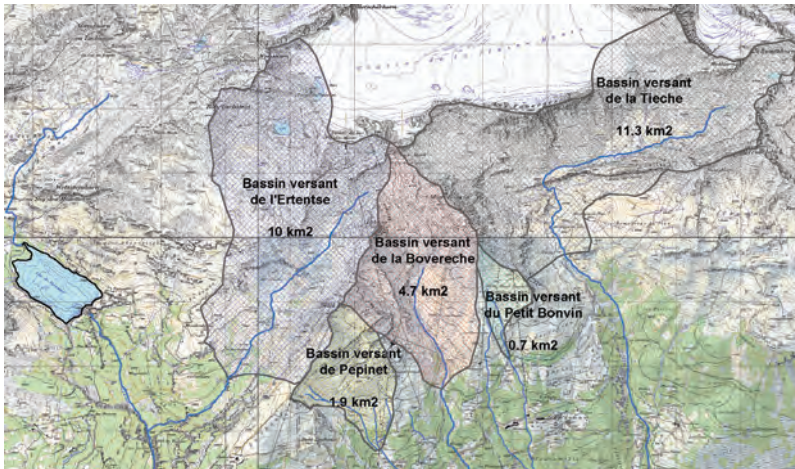


Figure 3. Délimitation des bassins versants

3.2 Modélisation

Le calcul des débits et des volumes annuels de chaque bassin versant a été effectué à partir d'une modélisation en sous-bassins versants à l'aide du logiciel *Routing System II*. Les données de base du modèle sont les données météorologiques horaires de température et de précipitation de 1981 à 2009. Des mesures antérieures de débit dans l'Ertentse ont permis le calage des principaux paramètres du modèle. Le pas de temps de la simulation choisi est de 1h. Ce choix permet une bonne appréhension du phénomène de fonte de la couche de neige qui régit une grande part de l'écoulement, tout en épargnant l'entrée laborieuse d'un nombre excessif de données. En totalité, ce sont tout de même près d'un million de données entrées dans le modèle.

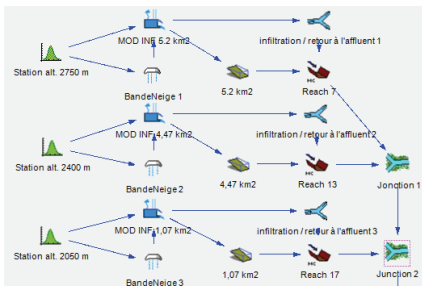


Figure 4. Modèle de calcul *RSII*

Le modèle génère des précipitations brutes. Il tient ensuite compte de l'évapotranspiration et de l'infiltration. Grossièrement, les précipitations brutes (100 %) se répartissent entre le ruissellement (60 %), l'évapotranspiration (20 %) et l'infiltration (20 %). Les nombreuses simulations effectuées permettent la détermination d'une valeur moyenne du potentiel hydrologique des bassins versants.

3.3 Résultats

3.3.1 Volumes de ruissellement

En moyenne annuelle, le volume ruisselé atteint ainsi 12,8 mio m³ (1275 mm) dans le bassin versant de l'Ertentse, 15,3 mio m³ (1425 mm) dans celui de la Tièche, 5,6 mio m³ (1200 mm) dans celui de la Bovèrèche, 0,4 mio m³ (860 mm) dans celui du petit Bonvin, 1,6 mio m³ (1185 mm) dans celui de Pepinet. Les surfaces restantes au-dessus de la cote 1700 m ont un potentiel total de 4,9 mio m³ (630 mm). Au total, les bassins versants étudiés possèdent un potentiel de plus de 40 mio m³.

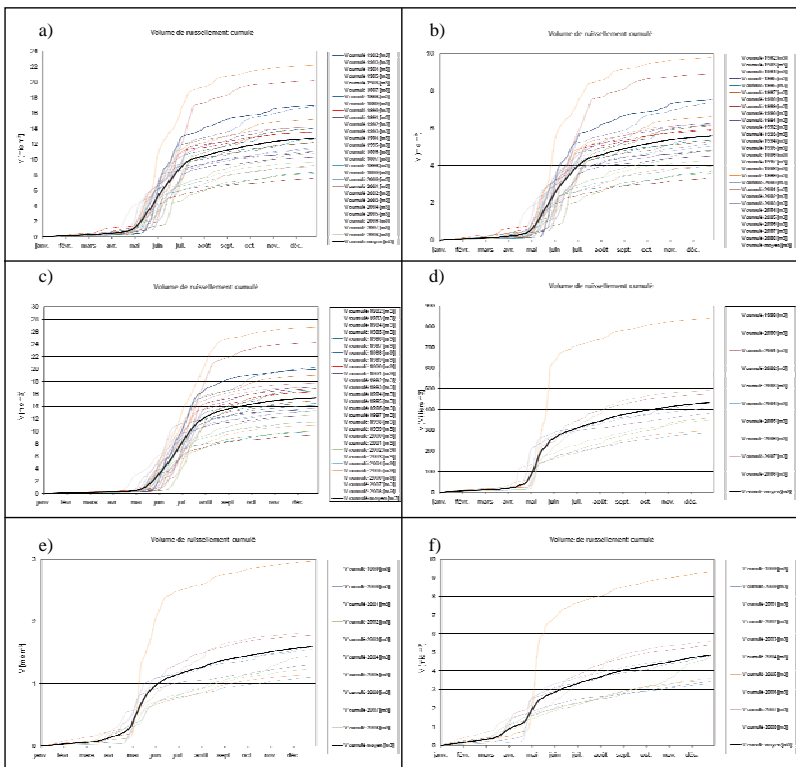


Figure 5. Résultats des simulations - Volume cumulé à l'exutoire du bassin versant ; a) Ertentse b) Tièche c) Bovèrèche d) Petit Bonvin e) Pepinet f) bassins inférieurs restants

Dans les bassins versants principaux, plus du 80 % du volume annuel ruisselé s'écoule lors des mois de mai, juin et juillet.

4 BILAN HYDROLOGIQUE

Le calcul du bilan hydrologique permet d'évaluer le potentiel résiduel, après déduction des besoins. Il rend possible la recherche de solutions d'amélioration à la gestion de l'eau dans la région étudiée.

4.1 Bilan des débits résiduels

La courbe des débits résiduels met en évidence les périodes de déficit et d'excédent de la ressource en eau. Les mois d'hiver possèdent un bilan négatif lors du calcul d'une année moyenne. La réalité confirme ce phénomène, puisque de nombreuses communes subissent des pénuries d'eau récurrentes en cette période. Actuellement, l'achat d'eau à la société Lienne SA et son acheminement par la conduite de Tseuzier vers la région de Crans-Montana garantit un approvisionnement continu. Le coût de ces mesures peut atteindre le million de francs par an.

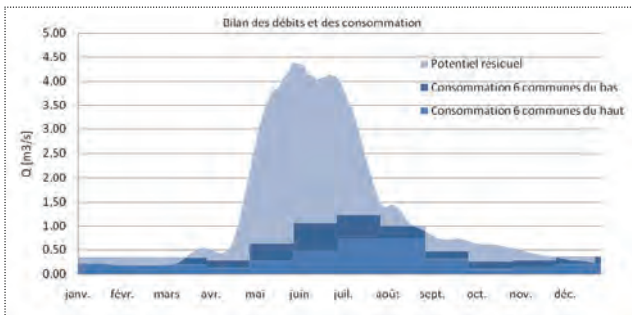


Figure 7. Bilan des débits ruisselés et de la consommation en eau totale

Au printemps et jusqu'à la fin juillet, le bilan est nettement positif. En moyenne, l'excédent des débits atteint jusqu'à $3 \text{ m}^3/\text{s}$ au mois de juin. Lors d'année exceptionnelle (p.ex. 1999), la simulation produit des pointes de débits jusqu'à $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette eau n'est pas valorisée par manque de possibilité de stockage. Elle gravite simplement par les torrents sans être utilisée.

A la fin de l'été, les débits de fonte de neige diminuent fortement, alors que les besoins en eau d'irrigation et en eau potable sont très importants. Le bilan devient alors négatif à cette période lors d'années sèches.

4.2 Bilan des volumes

Le potentiel résiduel théorique en terme de volume atteint plus de 30 mio de m^3 par an en moyenne. En réalité le potentiel exploitable est inférieur à cette valeur. D'une part, il faut réserver approximativement 5 mio de m^3 aux débits résiduels minimaux dans les rivières. D'autre part, le potentiel des bassins versants inférieurs (env. 5 mio de m^3) n'est probablement pas exploitable en raison de l'étendue de ces surfaces et la difficulté de captage de ces eaux. Il demeure cependant un potentiel résiduel exploitable de 20 mio de m^3 .

5 NOUVEAU CONCEPT DE GESTION DES EAUX

Cette étude a mis en évidence les déficiences actuelles du système d'approvisionnement en eau de la région de Crans-Montana. Bien que bénéficiaire de ressources importantes, la région de Crans-Montana est en proie à des pénuries d'eau ponctuelles. Sa dépendance envers l'eau de tiers constitue un problème coûteux.

5.1 Définition des objectifs

Ce constat conduit au premier objectif qui est la sécurisation de l'approvisionnement en eau. Il a été démontré qu'une augmentation de la capacité de stockage d'un million de m³ est nécessaire pour satisfaire cet objectif.

L'objectif second est la valorisation de la ressource en eau par la production d'hydroélectricité. Cet objectif répond à une volonté d'accroître la production d'énergie renouvelable. Cette démarche est encouragée par la confédération suisse, le canton du Valais ainsi que par l'Association des Communes de Crans-Montana. Elle est inscrite dans les plans directeurs des différents échelons organisationnels.

5.2 Aménagements

Après l'échec des projets de construction de barrage dans les vallons sauvages de la Tièche et de l'Ertentse, de nouvelles solutions doivent être envisagées.

Le barrage de Tseuzier, de par sa proximité et son altitude idéale, constitue une alternative de stockage intéressante par rapport à la construction d'une nouvelle retenue, coûteuse, et dont l'impact sur l'environnement rendrait l'obtention du permis de construire incertaine.

La capacité de stockage du barrage de Tseuzier est de 50 mio de m³. Les apports actuels y atteignent en moyenne 78 mio m³ par an. La construction d'une conduite d'adduction reliant le bassin versant de la Tièche au barrage de Tseuzier pourrait permettre le transport par gravité d'une partie des eaux excédentaires des différents bassins versants (figure 8). Cette conduite garantirait également l'approvisionnement des différentes communes en tout temps. Dans ce but, des prises d'eau situées à des endroits stratégiques doivent être prévues.

La capacité de la conduite d'adduction étant limitée, les débits excédentaires peuvent être exploités à des fins de production hydroélectrique par un deuxième aménagement. Le bisse existant du Tsitorette peut ainsi être prolongé sous forme de canal d'aménée jusqu'au lac de Chermignon. Un tel aménagement permettrait de récolter une grande partie des surplus des bassins versants inférieurs ainsi que les débits des bassins versants non captés par la conduite.

Depuis le lac de Chermignon, une conduite sous pression serait mise en place jusqu'au bassin de Croix, où les eaux seraient turbinées par la nouvelle usine de production hydroélectrique d'Icogne.

5.3 Choix des bassins versants captés par la conduite d'adduction

L'analyse hydrologique a montré que les trois bassins versants principaux (Tièche, Ertense et Bovèrèche) produisent le 80 % du ruissellement de l'ensemble de la superficie étudiée. Les prises d'eau doivent donc être implantées sur le cours des rivières de ces trois bassins versants, si l'on compte pouvoir transporter un volume important vers le barrage de Tseuzier.

5.4 Implantation des prises d'eau

Les prises d'eau doivent être implantées de manière stratégique, afin de maximiser le volume transporté ; elles doivent se situer ni trop haut, afin de garantir le captage des eaux d'une importante surface, ni trop bas, pour assurer une capacité de transport suffisante de la conduite d'adduction.

Au-delà de ces aspects, la topographie et les accès au site pour la construction jouent un rôle essentiel dans la détermination de l'implantation des prises d'eau.

Selon ces critères, la prise d'eau de la Tièche est prévue à l'altitude de 1950 m, celle de la Bovèrèche à 1920 m et celle de l'Ertentse à 1900 m.

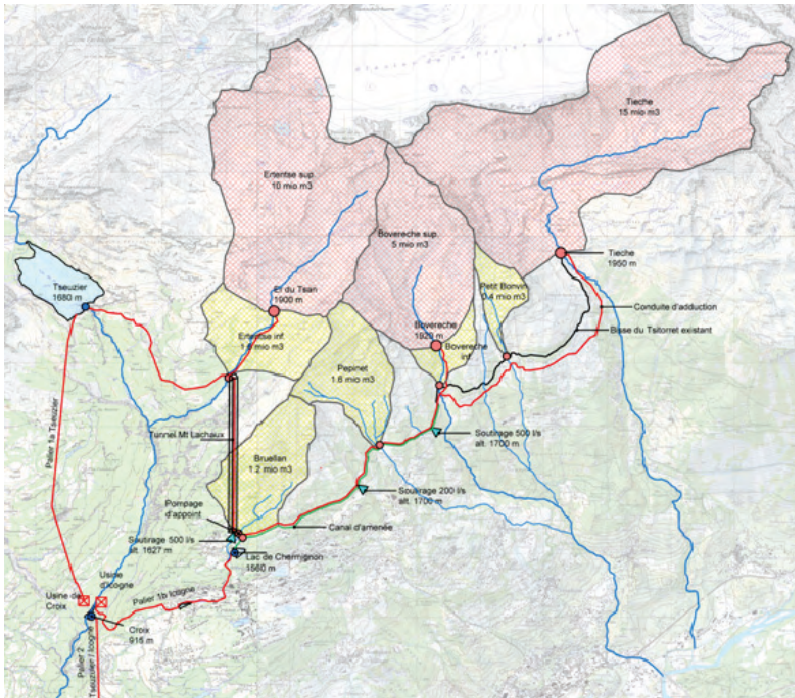


Figure 8. Situation des aménagements

5.5 Tracé de la conduite d'adduction

La conduite d'adduction doit assurer deux fonctions d'égale importance :

- le transport de l'eau depuis les bassins versants vers le barrage de Tseuzier,
- le transport de l'eau depuis le barrage de Tseuzier vers les points de soutirage pour l'approvisionnement des communes

De manière à pouvoir utiliser la gravité comme énergie de transport dans les deux sens d'écoulement, la conduite d'adduction doit posséder une configuration en arc, c'est-à-dire avoir un point bas aux lieux soutirages. Le soutirage pour les communes d'Icogne, Lens, Montana et Chermignon est déterminé par la présence du tunnel de Mont-Lachaux, par lequel la conduite d'adduction doit passer. Il se situe à une altitude de 1627 m. Le soutirage de la commune de Randogne est prévu à la station de potabilisation de Vermala (1700 m). Le soutirage de Courtavey (alt. 1700 m) doit servir d'approvisionnement à la commune de Mollens ainsi qu'aux communes inférieures.

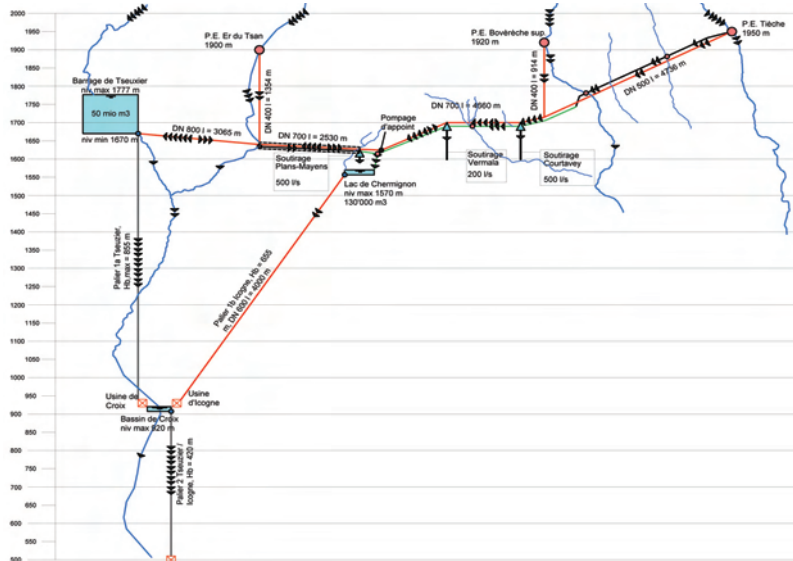


Figure 9. Schéma hydraulique des aménagements

5.6 Dimensionnement des aménagements

Le dimensionnement des aménagements du nouveau concept est rendu complexe par la dépendance de l'aménagement d'Icogne de celui de l'adduction vers Tseuzier. Une étude de variante a permis de déterminer la solution optimale.

Trois variantes de diamètres de conduite ont été étudiées. Les variantes 1, 2 et 3 possèdent respectivement une capacité maximale de 2,9 m³/s, 2,4 m³/s, et 1,4 m³/s, correspondant à des diamètres de 800 mm, 700 mm et 600 mm.

Le potentiel résiduel exploitable par l'aménagement d'Icogne a ensuite été calculé. Celui-ci est directement influencé par la capacité de la conduite d'adduction.

Trois variantes de débits équipés ont également été étudiées pour l'aménagement d'Icogne : 300 l/s, 400 l/s et 800 l/s. Au total, la comparaison des 9 combinaisons de variantes a permis de déterminer la solution la plus économique.

Variantes		1.1	2.1	3.1	1.2	2.2	3.2	1.3	2.3	3.3			
Diamètre max. de conduite d'adduction		DN 800	DN 700	DN 600	DN 800	DN 700	DN 600	DN 800	DN 700	DN 600			
Débit équipé Q _z Usine d'Icogne		Q = 0.30 m ³ /s			Q = 0.40 m ³ /s			Q = 0.80 m ³ /s					
Volumes	Turb. Tseuzier	V m ³	10'042'876	8'360'059	4'666'074	10'042'876	8'360'059	4'666'074	10'042'876	8'360'059	4'666'074		
	Turb. Icogne	V m ³	4'149'062	4'232'526	4'445'976	4'727'457	4'887'270	5'275'528	6'343'888	6'761'251	7'693'965		
	P _{ss}	V m ³	6'892'088	8'491'440	11'971'976	6'313'693	7'836'696	11'142'424	4'697'262	5'962'715	8'723'987		
	Total turb.	V m ³	14'191'938	12'592'585	9'112'050	14'770'333	13'247'330	9'941'601	16'386'764	15'121'310	12'360'038		
Production énergie	Pallier 1a	H ₆ [m]	855	E GWh	18.6	15.5	8.7	18.6	15.5	8.7	18.6	15.5	8.7
	Pallier 1b	H ₆ [m]	655	E GWh	5.9	6.0	6.3	6.7	6.9	7.5	9.0	9.6	10.9
	Pallier 2a	H ₆ [m]	420	E GWh	9.2	7.6	4.3	9.2	7.6	4.3	9.2	7.6	4.3
	Pallier 2b	H ₆ [m]	420	E GWh	3.8	3.9	4.1	4.3	4.5	4.8	5.8	6.2	7.0
	Total production hydroélect.	E GWh	37.5	33.0	23.3	38.8	34.5	25.2	42.6	38.9	30.9		
	Part volume d'eau valorisée	-	0.67	0.60	0.43	0.70	0.63	0.47	0.78	0.72	0.59		

Figure 10. Etude de variantes – volumes turbinés et production hydroélectrique

5.7 Choix de la meilleure variante

Du point de vue économique, la variante 1.3 s'avère être la plus rentable. Grâce à un investissement de 37 mio CHF, un bénéfice théorique de près de 1,9 mio CHF par an peut être retiré.

Variante		1.1	2.1	3.1	1.2	2.2	3.2	1.3	2.3	3.3
Production annuelle	GWh/an	37.5	33	23.3	38.8	34.5	25.2	42.6	38.9	30.9
Investissement	mio CHF	34.4	32.8	29.6	35.5	33.8	30.6	37.1	35.3	32.2
Dépenses	CHF/an	2'628'488	2'506'291	2'259'364	2'715'472	2'580'618	2'340'523	2'830'892	2'697'494	2'461'767
Recettes	CHF/an	4'099'935	3'658'007	2'696'862	4'264'554	3'844'443	2'932'934	4'715'847	4'348'179	3'545'381
Bénéfice	CHF/an	1'471'446	1'151'716	437'498	1'549'083	1'263'825	592'411	1'884'955	1'650'685	1'083'614

Figure 11. Comparaison économique des variantes – bénéfice annuel

Le concept présenté dans ce travail permet d'utiliser une grande partie du potentiel hydrologique actuellement non exploité. La part d'eau utilisée à des fins de production d'énergie atteindrait plus de 40 % du bilan global pour la variante 1.3 retenue.

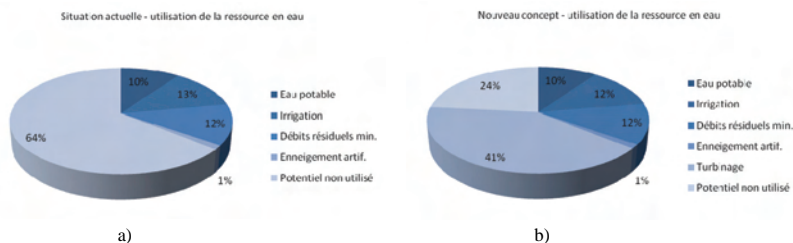


Figure 12. Répartition de la ressource en eau en fonction de l'utilisation ; a) actuelle, b) projetée

6 CONCLUSIONS

Le concept élaboré dans ce travail remplit les objectifs de sécurisation de l'approvisionnement en eau et de production hydroélectrique, tout en préservant les intérêts écologiques, touristiques et économiques de la région de Crans-Montana. Il intègre des projets existants de manière optimale, notamment le projet d'aménagement hydroélectrique d'Icogne.

Au-delà de ces aspects, il réalise le renouvellement et l'amélioration d'infrastructures vitales pour l'approvisionnement en eau de la région du Haut-Plateau (tunnel de Mont-Lachaux, conduite de Tseuzier, conduite de Mollens et Randogne). Il prend ainsi à sa charge des coûts de remise en état indispensables à brève échéance.

Le stockage d'un important volume d'eau dans le barrage de Tseuzier garantit aux collectivités la sécurité d'approvisionnement en eau durant toute l'année à un coût raisonnable.

La production annuelle de plus de 40 GWh d'énergie renouvelable correspond au concept de la politique fédérale et cantonale actuelle visant le développement de la production de courant vert. Réalisé, ce projet pourrait se targuer de participer à hauteur d'un pour mille de la production hydroélectrique suisse, tout en utilisant en grande partie des installations existantes. De ce fait, l'impact sur l'environnement et le paysage est très faible.

La réalisation d'un tel projet implique l'engagement indispensable des organes politiques. Il nécessite l'unité des communes, dont le but commun doit viser l'amélioration de la gestion de l'eau de la région de Crans-Montana.

REFERENCES

Reynard, E. 2000 Gestion patrimoniale et intégrée des ressources en eau dans les stations touristiques de montagne, Université de Lausanne, Institut de Géographie

Modellgestützte Abflussanalyse im Emme-Einzugsgebiet mit WaSiM-ETH

Model-based discharge analysis in the Emme-catchment with WaSiM-ETH

Sabina Steiner

Bundesamt für Umwelt BAFU, Bern, Schweiz

ABSTRACT: The River Emme is marked by its huge but relatively short-term floods. At present, the FOEN (Federal Office for the Environment) applies the hydrological computer model HBV as tool for the forecast of Emme's discharges. The event-analysis of the 2007th flood illustrates, that the estimated discharge values of the HBV forecast model do show errors in the modelisation of the observed discharge-peaks. Hence the FOEN is defining and elaborating the conditions for the intended application of the distributed hydrological computer model WaSiM-ETH. In this MAS-thesis, this model is submitted to a fine-calibration. The objective is the evaluation of the influences caused by the variation of different precipitation-inputs on the model output. After calibration and validation, the Emme model particularly impresses by its very good simulation of the flood events. But before the application for an operational forecast service can be launched, beneath others it is recommended to integrate a groundwater model as well as to evaluate and to analyse additional measuring networks.

RESUME : La rivière Emme se distingue par ses grandes crues, lesquels sont également d'un caractère éphémère. À présent, l'institution OFEV (Office fédéral de l'environnement) applique le logiciel hydrologique HBV pour les prévisions du débit de la rivière Emme. L'analyse d'événement de crue du 2007 a attestée, que les débits qui ont été calculés avec le modèle HBV sont encore en déficit concernant la reproduction des crues de pointe observées. Pour cette raison actuellement l'institution OFEV s'engage d'établir les conditions pour une application du modèle distributive hydrologique WaSiM-ETH. Avec cette thèse MAS ce modèle est soumis à une calibration précise. L'objectif est alors l'évaluation des influences provenant de la variation des différents inputs de précipitation sur l'output du modèle. Après la calibration et validation, le modèle Emme fournit en particulier pour les événements de crue des résultats très précis. Mais avant une application pour le service opérationnel de prévision est possible, entre autres il est recommandé d'intégrer un modèle de nappe phréatique et de même d'évaluer et d'analyser des réseaux d'observation supplémentaires.

ZUSAMMENFASSUNG: Die Emme zeichnet sich durch grosse, aber verhältnismässig kurz andauernde Hochwasser aus. Aktuell wird am BAFU (Bundesamt für Umwelt) das hydrologische Modell HBV für die Abflussvorhersage der Emme verwendet. Die Ereignisanalyse des Hochwassers von 2007 hat gezeigt, dass die mit dem HBV-Modell berechneten Emme-Abflüsse Schwächen in der Nachbildung der beobachteten Spitzenabflüsse haben. Deshalb schafft das BAFU derzeit die Voraussetzungen für die Nutzung des distributiven hydrologischen Modells WaSiM-ETH. Mit der Diplomarbeit wird das Modell einer Feinkalibrierung unterzogen und die Einflüsse von unterschiedlichen Niederschlagsinputs auf den Modelloutput untersucht. Das kalibrierte und validierte Emme-Modell liefert besonders im Hochwasserfall sehr gute Resultate. Für den Einsatz im operationellen Vorhersagedienst wird unter anderem empfohlen, den Einbezug eines Grundwassermodells und weiterer Messnetze zu prüfen.

1 EINLEITUNG

1.1 Ausgangslage

Im August 2007 kam es im Seeland sowie in den Kantonen Solothurn und Aargau nach ausserordentlich starken Regenfällen zu Überschwemmungen. Der Spitzenabfluss der Aare bei Murgenthal AG lag mit 1262 m³/s weit über dem im Regulierreglement geforderten Wert von 850 m³/s (BAFU 2009). Der Beitrag der Emme war dabei erheblich und stellte ein neues Maximum der je an der Station Wiler gemessenen Abflüsse dar.

Seit Juni 2007 ist am BAFU das Abflussvorhersagesystem FEWS (Flood Early Warning System) operationell in Betrieb. Aktuell wird für die Vorhersage des Emme-Abflusses das hydrologische Modell HBV (Bergström 1992) verwendet. Die Ereignisanalyse 2007 (BAFU 2009) hat gezeigt, dass die mit dem HBV-Modell berechneten Emme-Abflüsse Schwächen in der Nachbildung der beobachteten Spitzenabflüsse haben. Diese Schwächen sollen im Emme-Gebiet durch den Einsatz eines detaillierteren Modells ausgeglichen werden. Das BAFU schafft derzeit die Voraussetzungen für die Nutzung des distributiven hydrologischen Modells WaSiM-ETH (Abfluss- und Wasserhaushalts-Simulations-Modell ETH) in seinem operationellen Vorhersagesystem FEWS.

Die Arbeit beschäftigt sich mit einer Analyse von Abflüssen, die mit dem Modell WaSiM-ETH simuliert wurden. Neben Daten von Abfluss- und Meteo-Stationen wurde für flächendeckende Informationen auf Niederschlagsradardaten zurückgegriffen. Das Setup des Modells soll später weiterentwickelt und für das Vorhersagesystem FEWS des BAFU eingesetzt werden können.

1.2 Zielsetzung

Die Arbeit hat zum Ziel, die Abflussmodellierung im Einzugsgebiet der Emme mit Hilfe des flächendetailliert arbeitenden Abfluss- und Wasserhaushaltsmodells WaSiM-ETH zu verbessern. Dazu werden Simulationen im 500m x 500m-Raster und 1h-Zeitschritt über den Zeitraum von 1997 bis 2008 durchgeführt. Im Rahmen der Arbeit konnte auf ein bestehendes Modell-Setup für das Emme-Gebiet zurückgegriffen werden. Dieses stellte in seiner aktuellen Form allerdings nur eine Grobkalibrierung dar.

Die Arbeit hat zuerst die Feinkalibrierung des Modells unter Berücksichtigung von gemessenen Abflüssen (Form der Ganglinie, Volumen, Abflussspitzen) und Wasserbilanzen zum Ziel. Daneben wird ein Preprocessing von unterschiedlichen Niederschlagsinputs durchgeführt. Diese dienen dazu, die Sensitivität der berechneten Abflüsse auf verschiedene Niederschlagsinputs zu untersuchen. Die Sensitivitätsanalyse soll mit acht verschiedenen Varianten geschehen, die sich aus unterschiedlichen Kombinationen von Niederschlagsinputs und Radardaten zusammensetzen.

1.3 Das Einzugsgebiet der Emme

Den Berner Voralpen entspringend fliesst die Emme durch das höhere und tiefere Mittelland bis zum Fuss des Juras, wo sie in die Aare mündet. Die Emme entwässert das Emmental, das Urtenental und das Limpachtal, ein Einzugsgebiet von 963 km². Höchste Erhebung ist mit 2221 m ü.M. das Tannhorn im Quellgebiet der Emme. Der Talboden der Emme liegt im obersten Einzugsgebiet Schangnau auf 900 bis 1000 m ü.M. Die tiefsten Gebiete sind die grossen Ebenen von Emme, Urtenen und Limpach mit Höhen von 460 bis 520 m ü.M.

Während die Dichte der Fliessgewässer im oberen und mittleren Emmental etwa 2 bis 3 km/km² beträgt, liegt sie unterhalb von Burgdorf nur noch bei 1 km/km². Neben der Geologie sind auch die zahlreichen Meliorationen für diese Abnahme verantwortlich. Der Grundwasserleiter ist zum grössten Teil aus wärmezeitlichen Schottern aufgebaut. Dies ermöglicht praktisch im ganzen Gebiet einen bedeutenden Austausch von Wasser zwischen Emmebett und Grundwasserkörper, wobei der nördliche Teil durchlässiger ist als der südliche.

2 DATENAUFBEREITUNG FÜR DIE MODELLANWENDUNG

Bevor die Simulation gestartet werden kann, müssen die Eingabedaten aufbereitet werden. Der Arbeitsschritt des Preprocessing ist nötig, um die zur Modellierung benötigten Ausgangsdaten modellgerecht vorzubereiten. Für die vorliegende Arbeit können drei Datenarten unterschieden

werden: räumlich verteilte Flächendatensätze sowie meteorologische und hydrologische Zeitreihen

2.1 Flächendatensätze

Die für die Modellanwendungen notwendigen rasterbasierten Flächendatensätze wurden vom BAFU zur Verfügung gestellt. Sie basieren auf den folgenden Rasterdatensätzen:

- Dem digitalen Höhenmodell RIMINI (100 x 100 m) des Bundesamts für Landestopographie (swisstopo). Aus dem Höhenmodell können mit Hilfe einer topographischen Analyse die Exposition, das Gefälle und die Teileinzugsgebiete generiert werden.
- Der Arealstatistik des Bundesamts für Statistik. Die Landnutzungskarte wird gebraucht, um flächendifferenzierte Verteilungen von hydrologisch relevanten Landnutzungsklassen ableiten zu können. Diesen Klassen müssen später Parameterwerte zu Verdunstungswiderständen, zur Albedo (Mass für das Rückstrahlvermögen von diffus reflektierenden Flächen wie beispielsweise Schnee) etc. zugeordnet werden.
- Der Bodeneignungskarte. Von der Bodeneignungskarte werden die Kennwerte Wasserspeichervermögen, Wasserdurchlässigkeit, Skelettgehalt und Gründigkeit genutzt.

2.2 Hydrologische Zeitreihen

Die Abteilung Hydrologie des BAFU betreibt an der Emme drei hydrometrische Stationen. Dazu kommt die Station der Ilfis in Langnau. Das Einzugsgebiet der Emme wurde für die Modellierung in vier Teilgebiete aufgeteilt (Wiler, Emmenmatt, Eggiwil und Langnau, siehe Abbildung 1). Für die Analyse wurden die Zeitreihen (von 1997 bis 2008) der vier genannten Abflussmessstationen verwendet. Die Tabelle 1 gibt einen Überblick über die wichtigsten Kennzahlen der Stationen und deren Einzugsgebiete.



Abbildung 1. Die vier modellierten Teileinzugsgebiete

Tabelle 1. Kennzahlen der verwendeten Stationen Eggwil, Emmenmatt, Wiler und Langnau (nach BAFU 2009).

Station	Höhe [m ü.M.]	Einzugsgebiet [km ²]	Mittlere Höhe [m ü.M.]	Messperiode
Eggwil	745	124	1189	1974-heute
Emmenmatt	638	443	1070	1918-heute
Wiler	458	939	860	1971-heute
Langnau	685	188	1051	1990-heute

2.3 Meteorologische Daten

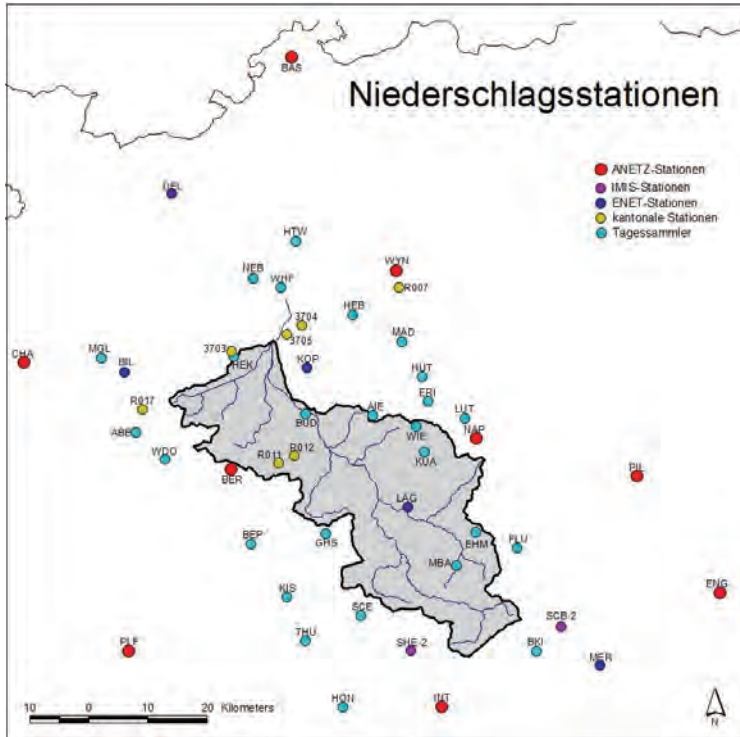


Abbildung 2. Lage der verwendeten Niederschlagsstationen

Meteorologische Daten werden von WaSiM-ETH als Zeitreihen im WaSiM-Tabellen- oder Regressformat benötigt. Es können auch gitterte Datensätze eingelesen werden. Das Modell braucht mindestens Niederschlags- und Temperaturdaten. Bei Verwendung von detaillierten Berechnungsansätzen wie beispielsweise für die Evapotranspiration oder die Schneeschmelze müssen allerdings weitere Parameter wie Wind, Dampfdruck, Sonnenscheindauer und Globalstrahlung bereitgestellt werden. Für alle sechs Parameter wurden die Daten für die Untersuchungsperiode von 1997 bis 2008 angefordert. Die für diese Arbeit verwendeten Daten wurden über die Climap-Datenbank der MeteoSchweiz in Form von Text-Dateien bezogen (ANETZ- und ENET-Stationen sowie Tagessammler). Zudem wurden Daten des WSL-Instituts für

Schnee- und Lawinenforschung SLF (IMIS-Stationen) und der Kantone Bern und Solothurn verwendet (siehe Abbildung 2).

3 KONFIGURATION, KALIBRIERUNG UND VALIDIERUNG DES MODELLS

Jede Modellanwendung besteht aus drei Schritten. Im ersten Schritt, dem Preprocessing, werden die Daten für den Modellauf vorbereitet. Zudem müssen verschiedene Modellparameter bestimmt werden. Der zweite Schritt, die hydrologische Simulation, wird mit einer Steuerdatei gestartet. Diese enthält alle wichtigen Informationen wie das Modell Setup, Namen der Input- und Outputdateien und die aktivierten Module. Nach der Simulation werden die Resultate ausgegeben, welche im dritten Schritt, dem Postprocessing, analysiert und visualisiert werden (siehe nächstes Kapitel).

3.1 Modellparameter

Die Modelleichung erfolgte anhand weniger Parameter. Die Konfiguration der einzelnen Teilmodelle, die zur Modellierung verwendet wurden, wird in der Tabelle 2 beschrieben. Für die Anpassung des Modells an das Emme-Einzugsgebiet wurden für jedes Teilgebiet zusätzliche Parameter wie beispielsweise die Rückgangparameter verändert.

Tabelle 2. Konfiguration des Emme-Modells.

	Teilmodell	Verwendeter Ansatz
1	Interpolation der Meteodaten -Niederschlag -Lufttemperatur -Windgeschwindigkeit -Globalstrahlung -Sonnenscheindauer -Dampfdruck	-IDW (Inverse Distance Weighting) (80%) und Regress (höheabhängige Regression) -IDW (25%) und Regress -IDW (60%) und Regress -IDW (75%) und Regress -IDW -IDW (25%) und Regress
2	Niederschlagskorrektur	Separate Korrektur für Regen und Schnee
3	Strahlungskorrektur	Korrektur nach Hangneigung und Exposition
4	Verdunstungsmodell	Penman-Monteith-Methode
5	Schneemodell	Temperatur-Wind-Index-Verfahren
6	Interzeptionsmodell	Speichermodell
7	Bodenmodell	Van-Genuchten-Parametrisierung nach Carsel und Parrish (1988)
8	Routing-Modell	Translation-Retention mit Berücksichtigung von Ableitungs- und Speicherregeln

3.2 Modellkalibrierung

Für die Modellanwendungen wurde vom BAFU ein bestehendes Modell-Setup für das Emme-Gebiet bereitgestellt. Dieses stellte jedoch nur eine Grobkalibrierung dar und wurde im Rahmen der Arbeit verfeinert. Eine Nacheichung erfuhr insbesondere die teilgebietsbezogenen Parameter des Modells der ungesättigten Bodenzone (Speicherkonstanten für Abflusskomponenten sowie Entwässerungsdichte). Für die Kalibrierung des Modells wurde das Jahr 2005 ausgewählt, weil in diesem Jahr ein Extremhochwasser stattgefunden hat. Die Abbildung 3 zeigt das Ergebnis der Abflussmodellierung für einen Teil des Kalibrierungszeitraums.

Um die Güte der Modellierung einschätzen zu können, werden im WaSiM-ETH verschiedene Gütekriterien berechnet. Dazu werden gemessene Abflussdaten gebraucht. Als Gütekriterium wird das Effizienzkriterium R^2 nach Nash und Sutcliffe (1970) verwendet. Es ist als das von Eins abgezogene Verhältnis der Summe der Quadrate der Residuen zur Streuung der Messdaten definiert (Schulla 1997). R^2 ist einheitenlos und hat einen Wertebereich von $-\infty$ bis $+1.0$. Während das lineare Effizienzkriterium die Nachbildungsgüte der Hochwasserspitzen betont, werden für den Niedrig- und Mittelwasserbereich vorzugsweise die Logarithmen der Abflüsse gebildet. Die Ergebnisse der Kalibrierung zeigen, dass das Modell in der Lage ist, die Abflussdynamik der Emme widerzuspiegeln (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2. Modellgüte für das Kalibrierungsjahr 2005 und das Validierungsjahr 2007

R ²	Wiler	Emmenmatt	Eggiwil	Langnau
LIN (2005)	0.84	0.88	0.83	0.85
LOG (2005)	0.66	0.76	0.96	0.63
LIN (2007)	0.69	0.77	0.78	0.75
LOG (2007)	0.70	0.75	0.72	0.74

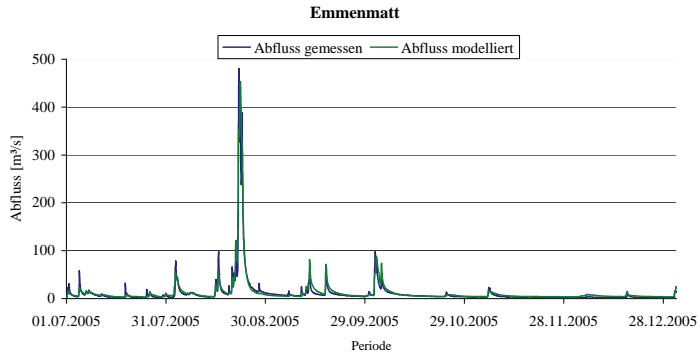


Abbildung 3. Ergebnisse der Modellierung (Stundenwerte) für den Kalibrierungszeitraum (2005) am Pegel Emmenmatt

3.3 Validierung und Langzeitsimulationen

Für die Validierung wurde das aus der Kalibrierung ermittelte Parameter-Setup unverändert übernommen, jedoch die Daten des Jahres 2007 benutzt. Zudem wurden die Langzeitsimulationen für die ganze Periode von 1997 bis 2008 genauer betrachtet. Die Ergebnisse der Validierung zeigen hinsichtlich der Modellgüte (vgl. Tabelle 2) und der visuellen Anpassung eine ähnliche Qualität wie diejenigen der Kalibrierung.

4 SENSITIVITÄTSANALYSE MIT ACHT VERSCHIEDENEN NIEDERSCHLAGS-VARIANTEN

Das primäre Ziel der vorliegenden Arbeit lag darin, den Einfluss von verschiedenen Niederschlagsinputs auf das Modell zu analysieren. Um die Sensitivität des Emme-Modells auf den Niederschlagsinput zu untersuchen, wurden Modellläufe mit verschiedenen Varianten von Niederschlagsinputs durchgeführt (vgl. Tabelle 3). Weil das Setup des Modells besonders für Hochwasser-Ereignisse gute Resultate liefern sollte, wurde dazu eine Ereignisanalyse der beiden extremen Hochwasser-Ereignisse von 2005 und 2007 vorgenommen. Es wurden die folgenden Zeitfenster von 10 Tagen genutzt, um die verschiedenen Varianten zu vergleichen:

- Hochwasser 2005: 18. August bis 27. August
- Hochwasser 2007: 06. August bis 15. August

Als Referenzvariante für die Vergleiche diente die Variante 1, also jene Variante, mit der die Kalibrierung und Validierung des Modells vorgenommen wurde. Die Tabelle 3 liefert einen Überblick über die Datengrundlage der verschiedenen Varianten.

Tabelle 3. Varianten der Niederschlagsinputs zur Sensitivitätsanalyse (SMN = SwissMetNet, ANETZ = automatisches Messnetz, NIME = Niederschlagsmessnetz, IMIS = Interkantonales Messnetz). Variante 1 wurde für die Kalibrierung und Validierung des Modells verwendet.

Variante	Niederschlagsinput
1	9 Stationen ANETZ (SMN) + 31 Stationen NIME + 7 kantonale Stationen
2	9 Stationen ANETZ (SMN)
3	9 Stationen ANETZ (SMN) + 7 kantonale Stationen
4	9 Stationen ANETZ (SMN) + 7 kantonale Stationen + 2 IMIS-Stationen
5	9 Stationen ANETZ (SMN) + 2 IMIS-Stationen
6	Radar 1x1 km
7	Gebietsniederschlag berechnet aus Variante 1 (keine räumliche Differenzierung)
8	3 Teilgebiete (aktuelle FEWS-Konfiguration) mit Variante 1

4.1 Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Für die Bewertung der simulierten Hochwasserabflüsse werden die gemessenen Abflüsse als Vergleichsgrundlage herangezogen. Die Tabellen 4 und 5 zeigen die mit den acht Varianten berechneten Abflusssummen der beiden Hochwasserereignisse. Für das Jahr 2005 fehlen die Radardaten, deshalb gibt es dort keine Angaben. Die Werte der verschiedenen Varianten liegen bei beiden Ereignissen recht weit auseinander. Farblich markiert sind die jeweils kleinsten (blau) und grössten (gelb) Abflusssummen der jeweiligen Einzugsgebiete. Abbildung 4 zeigt beispielhaft den beobachteten und den simulierten Abfluss verschiedener Varianten der Station Wiler (2005).

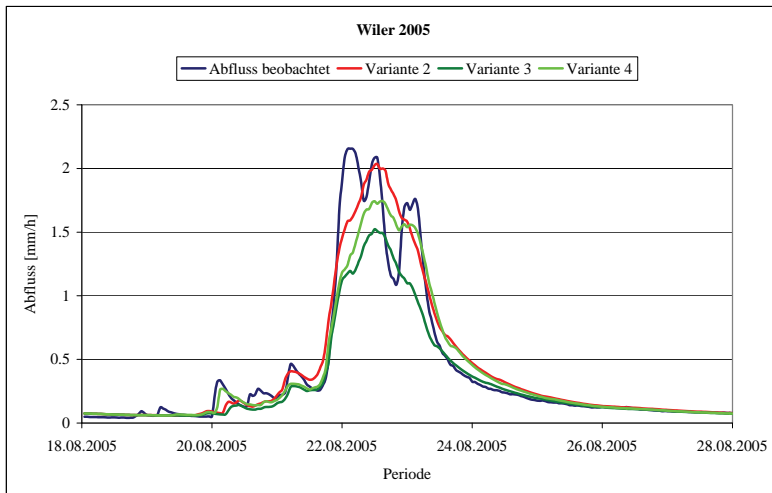


Abbildung 4. Varianten 2 (ANETZ), 3 (ANETZ + Kant.) und 4 (ANETZ + IMIS + Kant.) beim Pegel Wiler (2005)

Tabelle 4. Hochwasser 2005: 10-Tages-Abflusssummen (18.08.2005-27.08.2005) [mm]

	P. Wiler	P. Emmenmatt	P. Eggwil	P. Langnau
beobachtet	96.3	159.2	197.1	193.8
var_1	108.0	164.9	180.2	179.5
var_2	101.2	145.8	149.1	160.1
var_3	77.0	116.5	130.7	128.3
var_4	93.6	148.6	183.6	149.6
var_5	119.4	177.4	199.2	180.2
var_6	-	-	-	-
var_7	92.7	115.9	122.7	117.5
var_8	111.9	172.9	180.5	-

Tabelle 5. Hochwasser 2007: 10-Tages-Abflusssummen (06.08.2007-15.08.2007) [mm]

	P. Wiler	P. Emmenmatt	P. Eggwil	P. Langnau
beobachtet	69.2	83.7	99.6	91.9
var_1	96.8	106.1	106.1	113.1
var_2	102.0	112.0	112.5	118.6
var_3	98.7	111.1	113.9	117.1
var_4	100.2	114.3	119.1	120.0
var_5	104.7	116.5	119.0	123.1
var_6	74.7	88.8	111.7	87.8
var_7	96.1	106.7	107.9	112.7
var_8	96.6	105.8	105.9	-

5 SYNTHESE UND AUSBLICK

5.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Im Folgenden werden die Resultate der einzelnen Varianten zusammengefasst und bewertet.

Variante 1 (ANETZ- + NIME- + kantonale Stationen)

Mit dieser Variante wurde das Modell kalibriert. Sie stellt eine breite Abdeckung des Gebiets sicher. Die hohe Anzahl der Stationen wirkt sich positiv auf die Niederschlagsinterpolation aus. Die modellierten 10-Tages-Abflusssummen der beiden Hochwasser-Ereignisse sind den gemessenen Abflusssummen relativ ähnlich. Es wird für alle Teilgebiete eine hohe Güte von 0.86 bis 0.9 (2005) bzw. 0.76 bis 0.92 (2007) erreicht. Davon ausgenommen ist das Teilgebiet Wiler beim Ereignis 2007, hier wurde der Abfluss (wie bei allen anderen Varianten) vom Modell stark überschätzt.

Variante 2 (ANETZ)

Bei dieser Variante wurde der Niederschlagsinput auf die 9 ANETZ-Stationen beschränkt. Im Vergleich zur Variante 1 werden die Abflusssummen bei dieser Variante in allen Teilgebieten unterschätzt (2005) bzw. überschätzt (2007). Dies widerspiegelt sich in der Modellgüte, welche Werte von 0.84 bis 0.92 (2005) bzw. 0.71 bis 0.91 (2007) erreicht.

Variante 3 (ANETZ + kantonale Stationen)

Bei der Variante drei wurden zusätzlich zu den ANETZ-Stationen die Stationen der Kantone Bern und Solothurn beigezogen. Die Stationen liegen im Teilgebiet Wiler bzw. in dessen unmittelbarer Nähe. Die Analyse bestätigt, dass diese Variante die Modellergebnisse im Teilgebiet Wiler positiv beeinflusst, während die restlichen Teilgebiete eher schlechter abschneiden. So sinken die Werte der Modellgüte auf 0.73 bis 0.84 (2005) bzw. 0.72 bis 0.88 (2007). Offenbar führt der Einbezug der kantonalen Stationen zu einer starken Unterschätzung der Abflusssummen. Wenn der Schwerpunkt der Niederschläge in den südlichen Teilgebieten liegt, eignet sich diese Variante folglich nur beschränkt für die Modellierung.

Variante 4 (ANETZ- + IMIS- + kantonale Stationen)

Bei der Variante vier wurden zusätzlich zu den ANETZ- und den kantonalen Stationen die IMIS-Stationen verwendet. Sie liegen in der Nähe des Teilgebiets Eggwil. Offenbar wirken die IMIS-Stationen als Gegenpol zu den kantonalen Stationen. Mit dieser Variante sind die Ergebnisse für sämtliche Teilgebiete gut und die Modellgüte liegt zwischen 0.81 und 0.96 (2005) und 0.67 bis 0.71 (2007). Erwartungsgemäss erreicht das Teilgebiet Eggwil mit dieser Variante die besten Ergebnisse.

Variante 5 (ANETZ- + IMIS-Stationen)

Bei der fünften Variante wurden die kantonalen Stationen weggelassen. Es ergibt sich ein ähnliches Bild wie mit der Variante 4, die mit dieser Variante berechneten 10-Tages-Niederschlagssummen sind jedoch für beide Ereignisse sehr hoch. Hier fehlt nun die niederschlagsdämpfende Wirkung der kantonalen Stationen und die Abflusssumme wird überschätzt. Diese Variante liefert für alle Teilgebiete eher zu hohe Abflusssummen, die Visualisierung der Ganglinie zeigt dennoch gute Übereinstimmungen der modellierten mit den gemessenen Werten.

Variante 6 (Radar)

Anstelle der Stationsdaten wurden bei dieser Variante stündliche Radardaten verwendet. Weil die Radardaten nur für die Jahre 2007 und 2008 vorlagen, kam diese Variante nur beim Ereignis von 2007 zu tragen. Die modellierten 10-Tages-Niederschlagssummen sind im Vergleich zu den anderen Varianten sehr klein. Dies widerspiegelt sich in ebenfalls geringen Abflusssummen. Die Visualisierung der Ganglinien zeigt, dass das Modell die Abflussspitzen bei allen Stationen unterschätzt. Zudem werden an allen Stationen Vorereignisse angezeigt, die in der Realität nicht stattgefunden haben. Die Radardaten eignen sich in diesem Fall nicht als Modellinput.

Variante 7 (Gebietsniederschlag)

Bei der Variante 7 wurde ein Gebietsniederschlag als Modellinput verwendet. Die Modellierung mit dieser Variante liefert ebenfalls eher geringe Niederschlagssummen. Die Abflusssummen werden besonders in den südlichen Teilgebieten massiv unterschätzt. Die Güte der Modellierung sinkt denn auch mit der Entfernung zur Mündung (2005: 0.9 bei Wiler bis 0.6 bei Langnau). Beim Ereignis von 2007 sehen die Werte aufgrund der homogeneren Niederschlagsverteilung etwas besser aus.

Variante 8 (3 Teilgebiete)

Mit dieser Variante wurden für die Modellierung lediglich die drei Teilgebiete Eggwil, Emmenmatt und Wiler verwendet. Die reduzierte Gebietseinteilung wirkt sich bezüglich Abflusssummen und Güte der Modellierung nur sehr beschränkt auf die Ergebnisse aus. Die Güte der Modellierung ist für alle drei Teilgebiete relativ hoch (2005: 0.89, 2007: 0.76 bis 0.92).

5.2 Schlussfolgerungen

Für eine Bewertung der verschiedenen Varianten aus Hochwassersicht sind in diesem Fall vor allem die Höhen der Abflussspitzen als auch die Abflussvolumina entscheidend. Unter den acht Varianten von Niederschlagsinputs gibt es mehrere Favoriten. Zum einen unterscheiden sich die Resultate der beiden Hochwasser-Ereignisse von 2005 und 2007. Zum anderen reagieren die verschiedenen Teilgebiete unterschiedlich auf die Varianten von Niederschlagsinputs. An dieser Stelle muss betont werden, dass die Diskussion der zwei extremen Hochwasser-Ereignisse keine vollständige Beurteilung erlaubt. Für die Weiterentwicklung des Emme-Modells für die operationelle Vorhersage am BAFU wird deshalb empfohlen, weitere Ereignisse wie beispielsweise diejenigen von 1998 und 2006 zu untersuchen. Fasst man die Ergebnisse der acht Varianten zusammen, können die folgenden Aspekte hervorgehoben werden:

Stationsdichte: Die Anzahl der Stationen spielt eine entscheidende Rolle. Eine breite Abdeckung des Untersuchungsgebiets mit Messstationen verhilft zu einer verfeinerten Interpolation der Niederschläge. Gerade bei Gewittern ergeben sich grosse lokale Unterschiede, die nur mit einer hohen Stationsdichte erfasst werden können. Das Emme-Einzugsgebiet weist zudem eine hohe räumliche Variabilität der geologischen und hydrologischen Verhältnisse auf, die das Modell nur erfassen kann, wenn neben einer optimalen Parametrisierung gute Inputdaten zur Verfügung stehen. Sowohl die Variante 1 (ANETZ- + NIME- + kantonale Stationen) als auch die

Variante 4 (ANETZ- + IMIS- + kantonale Stationen) wirken sich mit ihrer breiten Stationsabdeckung positiv auf die Modellierung aus.

Einbezug von unterschiedlichen Messnetzen: Der Einbezug der kantonalen- und der IMIS-Stationen erweist sich ebenfalls als positiv. Aufgrund der Verteilung der Stationen im Norden (kantonale Stationen) bzw. im Süden (IMIS-Stationen) des Einzugsgebiets ergeben sich vor allem lokale Effekte. Während die kantonalen Stationen eine Verbesserung der Modellierung im Teilgebiet Wiler bewirken, haben die IMIS-Stationen einen Einfluss auf das Teilgebiet Eggwil. Es erweist sich als optimal, wenn die beiden Messnetze zusätzlich zu den ANETZ-Stationen einbezogen werden (Variante 4)

Einbezug von Radardaten: Die Variante 6 mit den Radardaten hat sich beim Hochwasser 2007 als ungeeignet erwiesen. Die Spitzen und Volumina der Abflüsse werden unterschätzt und die simulierten Ganglinien weisen relativ grosse Unterschiede zu den gemessenen auf. Allerdings müssten für eine abschliessende Beurteilung zusätzliche Ereignisse untersucht werden. In einem Papier der MeteoSchweiz (2008) wird festgehalten, dass sich der Einbezug von Radardaten vor allem bei kleinräumigen Untersuchungen von 1-30 km und bei Niederschlagsituationen mit starken räumlichen Gradienten als lohnend erweist. Beides war im Falle der Modellierung des Hochwassers 2007 nicht gegeben.

Unterteilung des Einzugsgebiets: Mit Hilfe der Variante 8 wurde der Einfluss der Einzugsgebietseinteilung untersucht. Im Unterschied zur Variante 1 wurde das Teilgebiet Langnau weggelassen. Die reduzierte Gebietseinteilung wirkt sich bezüglich Abflusssummen und Güte der Modellierung nur sehr beschränkt auf die Ergebnisse aus. Ob dies auch mit den Niederschlagsinputs der anderen Varianten der Fall ist, bleibt an dieser Stelle offen

Neben dem Einbezug von unterschiedlichen Inputdatensätzen kann das Modell zusätzlich verbessert werden, indem eine Anpassung bei verschiedenen Variablen der Teilmodelle vorgenommen wird. Teilmodelle wie die Niederschlagskorrektur, das Bodenmodell und die Landnutzung können den Modelloutput damit entscheidend beeinflussen. Sie müssen noch einmal eingehend geprüft werden, bevor das Emme-Modell für den operationellen Vorhersagedienst eingesetzt werden kann.

Abschliessend bleibt zu sagen, dass das aktuelle Emme-Modell besonders im Hochwasserfall bereits sehr gute Resultate liefert. Für die hohen Ansprüche der operationellen Vorhersage ist es jedoch nötig, die folgenden Gedanken aufzunehmen, zu prüfen und zu verfeinern:

1. Einbezug unterschiedlicher und qualitativ guter Messnetze
2. Betrachtung weiterer Hochwasser-Ereignisse
3. Einbezug eines Grundwassermodells
4. Anpassung verschiedener Variablen der Teilmodelle.

6 LITERATUR

- BAFU (Hrsg.) 2006: Hydrologisches Jahrbuch der Schweiz 2004. Umwelt-Wissen Nr. 0613. Bundesamt für Umwelt, Bern.
- BAFU (Hrsg.) 2009: Ereignisanalyse 2007 (zum Zeitpunkt der Abgabe dieser Arbeit noch nicht veröffentlicht). Bundesamt für Umwelt, Bern.
- Bergström, Sten 1992: The HBV-model – its structure and applications. SMHI Hydrology Report No. 4, Swedish Meteorological and Hydrological Institute, Norrköping, Sweden.
- Carsel, R.F. und Parrish, R.S (1988) Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics. Water Resour. Res. 24. S. 755-769.
- Ger mann, Urs, Clementi, Lorenzo und Hering, Alessandro 2008: August-2007-flood-event follow-on activities. MeteoSwiss Radar Input Paper. MeteoSwiss, Locarno-Monti.
- Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V. 1970: River flow forecasting through conceptual models. Part I – a discussion of principles. Journal of Hydrology, 10 (3).
- Schulla, Jörg und Jasper, Karsten 2007: Model Description WaSim-ETH. Technical Report. http://www.wasim.ch/products/wasim_description.htm, downloaded: 28.10.2009.

Etude hydrologique et hydraulique de l'orage extrême du 26 juillet 2008 sur un bassin versant urbanisé

Reconstitution hydrologique et hydraulique de l'événement, analyse du déroulement de l'événement et étude de variantes d'optimisation des structures hydraulique

Hydrologic and hydraulic analysis of the flood event of 26th July 2008 on an urban basin

Joël Varidel

Joël Varidel, AquaVision Engineering; www.aquavision-eng.ch, Ecublens, Suisse

RESUME - La région ouest lausannoise est sujette à un fort développement dont les conséquences se traduisent par la diminution des zones perméables et par la modification du régime hydrologique du bassin versant constitué de deux cours d'eau principaux, la Sorge et la Mèbre. Dès le milieu des années 90, un projet de protection contre les crues a vu le jour, aboutissant en 2004 à la création de 4 bassins de rétention, 2 sur chacun des cours d'eau. Le 26 juillet 2008 un orage d'une rare violence s'est abattu principalement sur le bassin de la Mèbre, engendrant de nombreuses inondations et des dégâts de plusieurs millions de francs suisses. Une étude a été effectuée afin de comprendre le rôle et l'efficacité des bassins. L'étude hydrologique a révélé que la période de retour sur le bassin rural en amont était nettement supérieure à 200 ans tandis qu'elle était d'environ 200 ans sur la partie urbaine. L'étude hydraulique, basée sur les hydrogrammes créés par l'étude hydrologique, a permis de relever que les retenues ont joués un rôle important dans la limitation des inondations et des dégâts et donc, ont pleinement remplis leurs buts. La comparaison de la carte d'inondations calculée avec la carte d'interventions des pompiers a permis de valider les résultats. L'étude de variantes d'optimisation propose un agrandissement de la section de contrôle R8 avec l'implantation d'une herse en amont de la section contrôle ainsi que le regroupement des tuyaux à l'intérieur du voûtage de Renens.

Mots-clés : crue, bassins de rétention, analyse hydrologique et hydraulique, optimisation des structures hydraulique, modélisation numérique

ABSTRACT - The West region of Lausanne city (Switzerland) is subject to strong development whose consequences are reflected in the reduction of permeable zones and by the modification of the hydrological regime of the watershed consists of two main rivers, the Sorge river and the Mèbre river. From the middle of the 90s, a protection's project against flooding began, culminating in 2004 with the creation of 4 retention basins, 2 on each river. On 26th July 2008, a storm of exceptional violence hit mainly the basin of the Mèbre, generating many flooding zones and damages of several million Swiss francs. A study was conducted to understand the role and efficiency of the basins. The hydrological study revealed that the return period on the rural basin upstream was significantly higher than 200 years while it was about 200 years on the urban basins. The hydraulic study, based on the hydrographs generated by the hydrological study has identified that the retention basins have played an important role in limiting flooding zones and damages and, therefore, full filled their goals. Comparison of the calculated flood map with the map of firefighter's interventions has allowed validating the results. The alternative study proposes an extension of the control section R8 with an implementation of a harrow at the upstream side of the control section and the clustering of the different pipes inside the Renens's culvert.

Key words : flood event, retention basins, hydrologic and hydraulic analysis, optimization of hydraulic functioning, numerical modeling

1 INTRODUCTION

La protection contre les crues est un sujet prenant de plus en plus d'importance aujourd'hui. La raison de cette importance croissante résulte de l'addition de plusieurs facteurs dont les principaux sont l'urbanisation (diminution des zones perméable), les changements climatiques, les objectifs écologiques et de protection de la qualité des eaux, l'augmentation du potentiel de dommage. La région ouest lausannoise est concernée par cette problématique d'urbanisation. En effet, depuis de nombreuses années, la construction de nouvelles infrastructures et la densification des voies de communications n'ont cessés de croître. En considérant de plus près cette région, les autorités cantonales ont procédé à une étude détaillée de cette région dans le but de mettre en avant les éventuelles défaillances du système.

C'est donc au milieu des années 90 que le canton de Vaud a mis sur place une étude globale des bassins versants « Mèbre-Sorge ». Au terme de plusieurs études réalisées entre 1996 et 2004, le projet final « Mèbre-Sorge » a vu le jour. Celui-ci se résume en l'implantation de 4 bassins de rétention, 2 sur la Sorge et 2 sur la Mèbre, d'une capacité totale respective de 46'000 m³ et 48'000 m³. Ces bassins permettent de contrôler le débit y transitant pour limiter les risques d'inondations en cas de crues dans les zones urbaines.

Lors des intempéries du 26 juillet 2008 dans la région ouest de Lausanne sur le bassin de la Mèbre, où un orage violent s'est abattu principalement dans les secteurs de Romanel s./Lausanne, Crissier Bussigny et Renens, de nombreux sites ont été inondés. Malgré la présence des bassins de rétention, une partie de Renens a été inondée provoquant des dégâts pour plusieurs millions de francs. Cet événement est le premier qui ait permis aux bassins de fonctionner. C'est ainsi que le SESA a demandé qu'une étude soit réalisée permettant de reconstituer l'événement et de comprendre le comportement des bassins ainsi que leurs rôles dans la rétention de la crue.

2 CARACTERISITIQUES DES BASSINS VERSANTS

La Mèbre et la Sorge sont les deux cours principaux qui drainent les bassins versants portant chacun le même nom que le cours d'eau. Ces deux bassins versants présentent de grandes similitudes de par leurs tailles, leurs formes et leurs occupations du territoire.

Les deux bassins versants ont une taille respective d'environ 19 km². Ainsi, globalement, le bassin versant Mèbre-Sorge couvre une surface de 38 km² jusqu'à la confluence auxquels il faut encore ajouter 2 km² depuis la confluence jusqu'à l'embouchure dans le lac Léman.

Le bassin versant Mèbre-Sorge, est caractérisé par une zone rurale importante dans la partie supérieure du bassin et une zone très fortement urbanisée dans la partie aval. Cette zone représente environ 25 % de la surface totale du bassin versant, soit environ 10 km² (Fig. 1). Le bassin Mèbre-Sorge touche 21 communes et abrite environ 50'000 habitants.

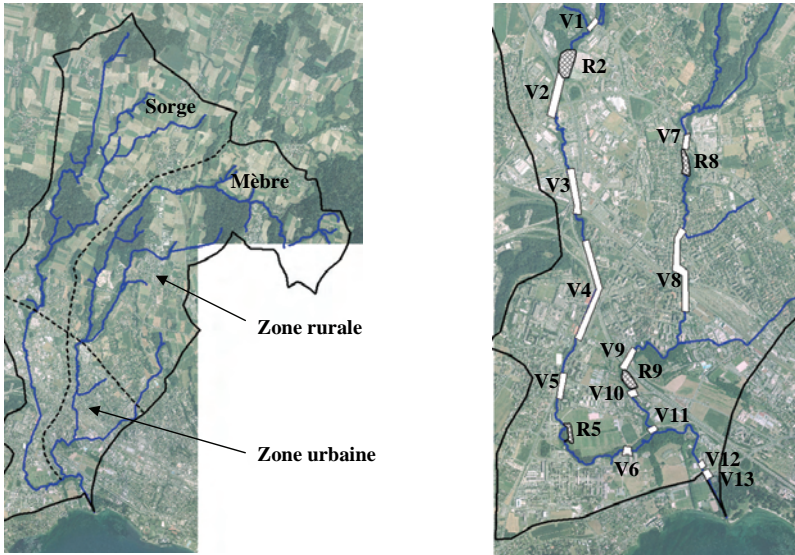


Figure 1. Bassins versants de la Mèbre et de la Sorgue (à gauche) et situation des voûtages et des bassins réalisés (à droite) dans la partie urbanisée du bassin versant

3 RECONSTITUTION HYDROLOGIQUE

Pour la simulation hydrologique, le logiciel « Routing System » développé par le LCH (EPFL) a été utilisé. Une brève description du fonctionnement du modèle est présentée ci-après :

Pour les bassins versants urbanisés, donc imperméables, la pluie brute (i_{brut}) est considérée comme la pluie nette (i_{net}). Ceci signifie que toute la pluie qui tombe sur une surface imperméable est directement ruisselée.

Pour les bassins versants perméables, la pluie brute (i_{brut}) est répartie en pluie infiltrée selon le taux de remplissage ($h_{(t)}$) du réservoir sol et le solde en pluie nette (i_{net}) qui est directement ruisselée.

Le réservoir sol est alimenté par la pluie infiltrée et se vide en fonction de l'évapotranspiration réelle (ETR) et par un débit de base (Q_{base}). L'ETR dépend de l'évapotranspiration potentielle et du taux de remplissage, tandis que le débit de base ne dépend que du stock d'eau.

La délimitation des sous-bassins versant est présentée dans la figure 2. et les caractéristiques des sous-bassins versants sont présentées dans le tableau 1.

3.1 Interprétation des images radars

Les images radar de l'événement du 26 juillet 2008 ont été acquises par MétéoSuisse. Les images radars fournissent des informations d'intensités de précipitation en mm/h par classe avec un pas de temps de 10 minutes entre 18h20 et 23h30. Les images radar fournissent une valeur par pixel, ceux-ci correspondant à une surface de 2 km².

Les valeurs numériques de chacun des pixels et pour chaque pas de temps ont été extraites pour être importées dans MapInfo dans le but de créer les hydrogrammes de pluie.

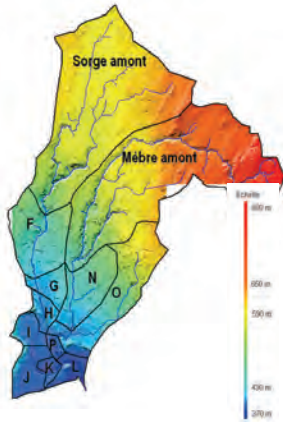


Figure 2. Délimitation des sous-bassins versants

Nom	Surface [ha]	Pente [%]	Longueur [m]	Rugosité [Ks]	
				perméable	imperméable
Mèbre amont	0.0	8.7%	1'900	20	-
Mèbre amont 2	1'454.0	8.7%	8'500	-	50
N	1'454.0	6.1%	0	20	41.2
O	0.0	7.9%	0	20	41.2
P	0.0	5.0%	1'800	20	41.2
Sorge amont	0.0	5.6%	0	4.5	-
Sorge amont 2	1'251.0	5.6%	0	-	50
F	0.0	7.7%	0	10.3	41.2
G	0.0	5.2%	0	10.3	41.2
H	0.0	4.1%	0	10.3	41.2
I	0.0	5.8%	0	10.3	41.2
J	0.0	0.0%	790	10.3	41.2
K	0.0	2.6%	0	10.3	41.2
L	0.0	5.8%	0	10.3	41.2

Tableau 1. Caractéristiques des sous-bassins versants

Les valeurs moyennes pour chaque sous-bassin versants sont déterminées en faisant la moyenne du log de la valeur minimum de la classe et du log de la valeur maximale de la classe (l'échelle d'intensité de MétéoSuisse est une échelle logarithmique). Pour visualiser l'événement à l'échelle du bassin versant, les valeurs moyennes des pluies sont interpolées avec la méthode « Natural Neighbour ». Cette méthode est basée sur la méthode des polygones de Thiessen.

La méthode « Natural Neighbour » calcule ensuite, pour chaque point d'interpolation, la surface d'intersection avec un polygone de Thiessen par rapport à la surface totale du polygone. La valeur du point d'interpolation correspond à la somme des valeurs des différentes zones des polygones de Thiessen. Ainsi, une grille pour chaque pas de temps a pu être créée.

Pour déterminer la pluie sur chaque sous-bassin versant, un script a été développé. Ce script permet de calculer la moyenne pondérée des pluies pour chaque sous-bassin versant en fonction du recouvrement des pixels radars et la surface des sous-bassins versants.

Le script produit un hyéthogramme minimum, moyen et maximum pour chaque sous-bassin versants correspondant aux valeurs minimums, moyennes et maximales des images radars.

3.2 Hypothèses de calcul

Pour effectuer la simulation hydrologique, plusieurs hypothèses ont été appliquées:

- L'intensité de la pluie étant élevée, la vitesse d'infiltration ne permet pas d'absorber toute la pluie, il convient de prendre en compte le ruissellement direct. Ainsi, les sous-bassins Mèbre amont et Sorge amont ont été simulés en ajoutant une surface similaire mais 100% imperméable.
- L'addition du ruissellement direct pour les bassins ruraux a été calculée selon la formule d'Horton suivante :

$$f(t) = f_c + (f_o - f_c) e^{-kt} \quad (1)$$

avec f_c = infiltration minimum (30 mm/h), f_o = infiltration maximum (62 mm/h), $k = 24 \text{ j}^{-1}$.

- Les bassins urbains sont considérés comme étant 75% perméables
- Le réservoir sol (GR3) réagit de la même manière pour tous les sous-bassins versants. Le coefficient K de récession de tarissement est constant (0.001 h^{-1}) tout comme la hauteur du réservoir sol (125 mm)
- La modélisation a été effectuée sur le mois de juillet entier. Ceci permet ainsi d'initialiser précisément le taux de remplissage du réservoir sol, ce paramètre étant déterminant dans les résultats.
- Les pluies injectées proviennent des résultats du pluviographe de Crissier pour le mois de juillet.
- L'hydrogramme injecté est identique pour tous les sous-bassins versant, mais, pour la période de l'événement (entre 18h20 et 23h00), les hydrogrammes proviennent des résultats des images radar déterminés pour chacun des sous-bassins versants.
- L'ETP est calculée à l'aide d'une méthode simplifiée (Oudin et al. ; 2005) utilisant les températures mesurées à la station de Pully. La formule utilisée est la suivante :

$$ETP = \frac{R_e}{\lambda \rho} \left(\frac{T_a + K_2}{K_1} \right) \quad (2)$$

avec $T_a + K_2 > 0$, sinon $ETP = 0$, ETP = évapotranspiration potentielle [m/jour], R_e = rayonnement extra-terrestre [$\text{mj}/\text{m}^2/\text{jour}$], λ = chaleur latente spécifique ($2.45 \text{ mj}/7\text{kg}$), ρ = densité de l'eau, T_a = température moyenne journalière et K_1 et K_2 = coefficients respectivement de 65 et 0.

3.3 Comparaison des débits de projets et des débits simulés

Les débits de pointes pour chacun des sous-bassins versants ont pu être calculés par la simulation. Afin de déterminer le temps de retour correspondant pour chaque sous-bassin, les résultats des débits simulés ont été comparés avec les débits de projets déterminés par l'HYDRAM. L'estimation des temps de retour est réalisée sans les effets des bassins de rétention.

L'estimation des temps de retour est analysée à quatre endroits clés pour le projet, à savoir, à l'exutoire du sous-bassin Mèbre amont, en aval de la Mèbre au niveau de la station de mesure, en aval de la Sorge en amont de la confluence et à l'embouchure de la Chamberonne dans le lac Léman. La figure 3 présente la situation des endroits de comparaison ainsi que les valeurs estimées des temps de retour de l'HYDRAM basées sur les débits de pointes simulés.

4 RECONSTITUTION HYDRAULIQUE

Pour effectuer la simulation hydraulique, le logiciel HEC-RAS a été utilisé. Le modèle de base créé par le LCH a été repris. Toutefois, ce modèle n'était pas complet (les bassins de rétention n'étaient pas insérés) et présentait également quelques erreurs et incertitudes. Le modèle a donc dû être adapté et corrigé. Quatre scénarios ont été simulés, (1) ouvertures telles qu'elles ont été construites, (2) ouvertures variables dans le temps pour simuler l'effet de blocage, (3) ouvertures plus grandes (1.5 m) et (4) sans bassins de rétention.

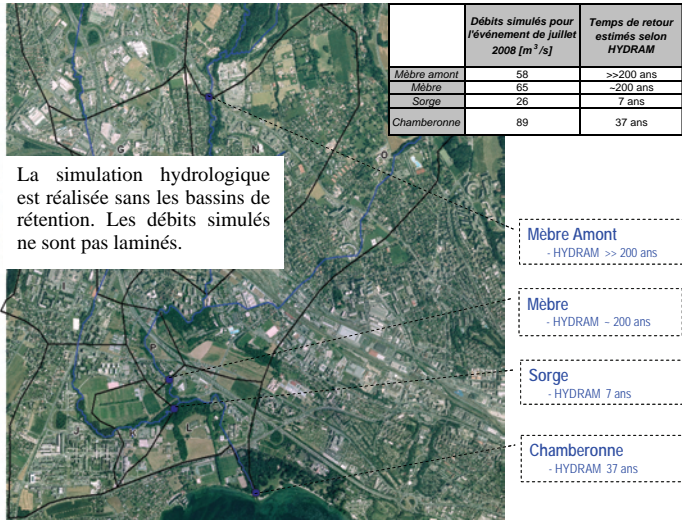


Figure 3. Points d'estimation des temps de retour et valeurs des temps de retour de l'HYDRAM

4.1 Hypothèses de calculs

Plusieurs hypothèses de calculs ont été émises pour la simulation :

- Le sous-bassin Mèbre amont a subi d'importantes inondations à de nombreux endroits, principalement dans la région de Romanel s./Lausanne, Cugy et Morrens. Le volume total d'inondation est difficile à estimer. Toutefois, les pompiers ont pu fournir quelques indications qui ont permis d'estimer le volume total d'inondation (~ 37'000 m³). Celui-ci a été simulé en implantant un bassin fictif tout en amont du modèle, permettant de reproduire le laminage de la crue sur le bassin versant Mèbre amont.
- Suite à une visite sur le terrain, il a été constaté que l'intérieur du voûtage de Renens était tapissé de nombreux tuyaux, conduites, câbles électrique, etc.. Ces objets augmentent considérablement la rugosité des parois et du plafond. La simulation de ces embâcles a été réalisée en obstruant le gabarit sur les 30 derniers mètres en aval ainsi que sur les 10 premiers mètres en amont et les coefficients de rugosités ont été augmentés. L'intérieur du voûtage n'a pas pu être visité, il est alors laissé selon les dimensions mesurées. L'obstruction réelle du voûtage est présentée sur la figure 4.



Figure 4. Câbles et tuyaux fixés sur le voûtage de Renens

4.2 Résultats de la simulation

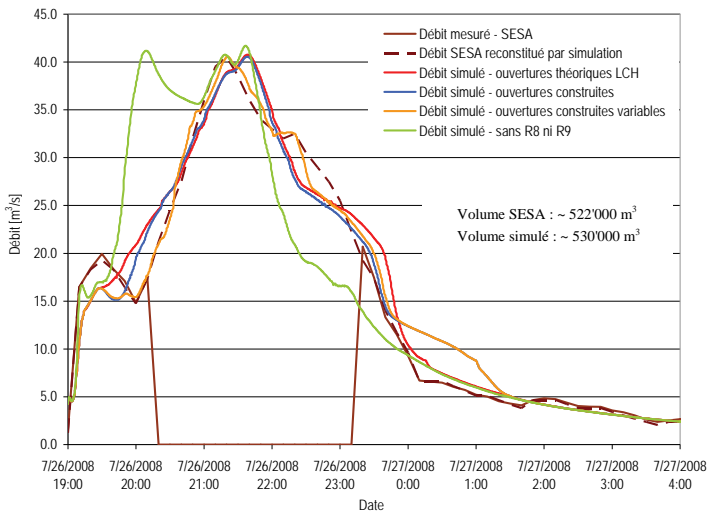
La retenue R8, de part son faible volume de rétention (13'000 m³) s'est très rapidement remplie puis à déversé, ce qui induit un débit de pointe quasiment identique pour les différents scénarios. Toutefois, une ouverture plus grande laisse transiter un volume plus important avant de déverser et permet au voûtage de Renens de se mettre en charge plus tard. Ceci a des conséquences sur les inondations en amont du voûtage de Renens situé en aval du bassin de rétention et permet de réduire nettement les inondations (cf. § suivant).

Le voûtage de Renens, se met en charge premièrement par l'aval, par effet de rupture de pente et par la rugosité importante générée par les tuyaux. Ainsi, l'aval du voûtage joue le rôle de section de contrôle gérant le débit en aval et le surplus d'eau étant stocké à l'intérieur du voûtage ainsi que dans le cours d'eau en amont.

La retenue R9 a mieux fonctionné de par son volume plus important (30'000 m³). Toutefois, le niveau d'eau a également dépassé le niveau du déversoir de sécurité et le débit de pointe est très proche entre les différents scénarios pour les mêmes raisons qu'expliquées pour la retenue R8.

En aval de la retenue, des inondations se sont produites notamment au niveau de la station de mesure du SESA et dans le secteur de la Chamberonne. Toutefois, ces inondations ne sont pas dues au mauvais fonctionnement des retenues, mais par le caractère extrême de la crue d'une part, et, d'autre part, par les capacités du cours d'eau et des voûtages en aval parfois faible à certains endroits.

Le graphique 1 présente les débits simulés à la station de mesure « Mèbre aval ». Les valeurs de débits mesurés par le SESA sont nulles au moment où le niveau d'eau sort du canal. Toutefois, la station de mesure a pu mesurer les hauteurs d'eau. Ainsi, la courbe des débits du SESA a pu être simulée sur la base de la courbe de tarage du modèle numérique calée elle-même sur la courbe de tarage du SESA. La simulation faisant varier les ouvertures des sections de contrôle simulant les effets d'obstruction par des corps flottants permet de reproduire, de manière très semblable, la courbe des débits mesurés par le SESA. Ainsi, l'hypothèse de l'obstruction des sections de contrôle par des débris flottants semble être plausible. La suite des explications se consacrera uniquement sur ce scénario.



Graphique 1. Courbes des débits à la station de mesure du SESA "Mèbre aval"

En analysant en détail les résultats, il a été possible de reconstituer la succession chronologique des principales étapes de l'événement. Celles-ci sont présentées dans le tableau 2.

<i>Étapes principales de l'événement</i>	<i>Date</i>	<i>Heure</i>
Début de la pluie	7/26/2008	18:40
Déversement R8	7/26/2008	19:56
1 ^{er} pic de pluie	7/26/2008	20:00
Mise en charge de l'aval du voûtage de Renens	7/26/2008	20:14
Mise en charge de l'amont du voûtage de Renens	7/26/2008	20:18
Début de débordement de l'immeuble en amont du voûtage de Renens	7/26/2008	20:20
Déversement R9	7/26/2008	20:30
Fin de mise en charge de l'amont du voûtage de Renens	7/26/2008	21:05
2 ^{ème} pic de pluie	7/26/2008	21:10
Fin de débordement de l'immeuble en amont du voûtage de Renens	7/26/2008	21:30
Fin de mise en charge de l'aval du voûtage de Renens	7/26/2008	21:39
Fin du déversement R9	7/26/2008	22:35
Fin de la pluie	7/26/2008	23:00
Fin du déversement R8	7/26/2008	23:30
Fin de l'événement	7/27/2008	5:00

Tableau 2. Récapitulatif chronologique des étapes principales de l'événement du mois de juillet 2008

4.3 Interprétation des résultats

Des cartes indicatives d'inondation ont été réalisées, permettant de bien comprendre l'événement. Il est important de préciser que les couleurs représentent la hauteur d'eau et ne correspondent pas aux couleurs appliquées en Suisse pour les cartes de danger.

Deux types d'inondations sont présents, (1) les inondations par refoulement et (2) les débordement direct de la Mèbre. Les inondations par refoulement sont présentées dans la figure 5. Les lieux d'inondations calculés correspondent aux sites d'interventions des pompiers.

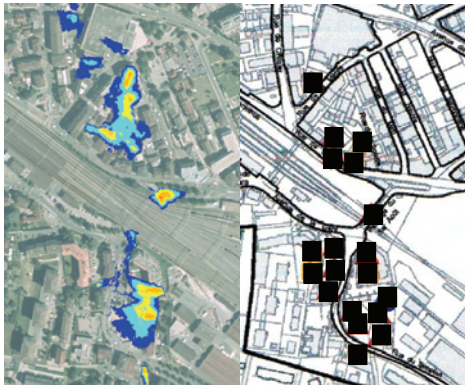


Figure 5. Comparaison des inondations par refoulements calculés (à gauche) et réels (à droite)

La figure 6 présente la situation générale d'inondation par débordement direct pour le cas avec les ouvertures variables dans le temps et le cas sans retenue. Ceci permet de bien comprendre les rôles qu'ont joués les bassins de rétention. Ainsi, la retenue R8 a joué un rôle important en permettant d'éviter que la Mèbre déborde au-dessus de la route en amont du voûtage de Renens. Par contre, sur la carte, les effets de la retenue R9 ne sont pas visibles et son utilité semble compromise. Toutefois, elle a joué un rôle de rétention en stockant 30'000 m³ qui n'ont pas inondé l'aval. Sans retenue, les inondations se déroulent sur une période plus longue et le niveau d'eau est plus important. La retenue R9 a donc permis de limiter les inondations et les dégâts tant financiers que matériels.

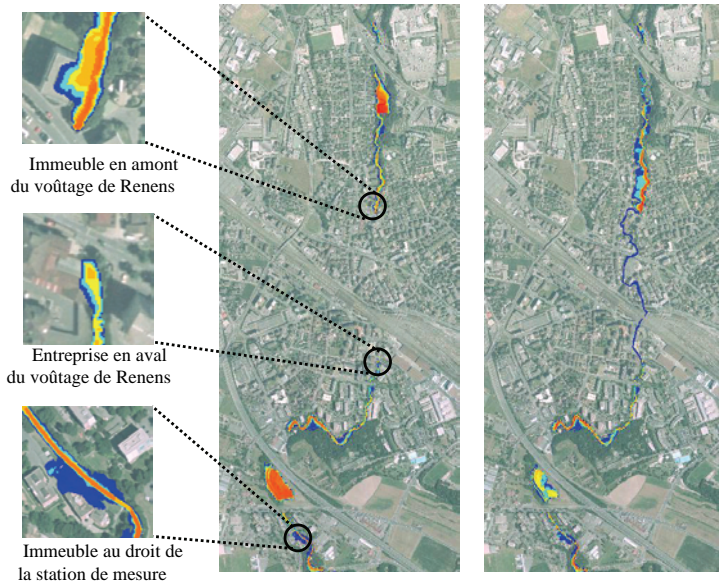


Figure 6. Carte indicative des inondations avec les retenues (à gauche) et sans les retenues (à droite)

5 ETUDE D'OPTIMISATION DES STRUCTURES HYDRAULIQUES

L'étude d'optimisation s'est penchée sur 12 variantes, combinant 4 types principaux d'aménagement, (1) l'agrandissement de l'ouverture de la section de contrôle de la retenue R8, (2) le rehaussement du déversoir de sécurité, (3) la suppression des tuyaux à l'intérieur du voûtage de Renens ou le confinement des tuyaux dans un seul endroit du voûtage et (4) l'implantation d'une herse en amont de la section de contrôle R8.

L'analyse des résultats a permis de révéler que les variantes proposant le rehaussement du déversoir de sécurité engendraient d'autres problèmes et que la suppression des tuyaux à l'intérieur du voûtage n'était pas faisable, d'une part pour des raisons de faisabilité et d'autre part pour des raisons de coûts. Ainsi, deux variantes d'aménagement sont proposées en fonction de la faisabilité où non du regroupement des tuyaux à l'intérieur du voûtage. Ces variantes consistent à l'agrandissement de la section de contrôle de la retenue R8 (2 x 1,5 m), l'implantation d'une herse en amont de la section de contrôle (permet d'éviter les obstructions de la section de contrôle et du voûtage), le rehaussement de 20 cm d'un muret situé en rive droite en amont du voûtage de Renens (permet d'éviter l'inondation de l'immeuble) et, suivant la variante, le regroupement où non des tuyaux à l'intérieur du voûtage de Renens. Le regroupement des tuyaux est à privilégier pour des raisons tant sécuritaire (protection des tuyaux) qu'hydraulique (amélioration de l'écoulement).

6 CONCLUSION

Suite aux intempéries du 26 juillet 2008, les bassins de rétention créés en 2004 ont fonctionné pour la première fois. Le caractère extrême de l'événement a rempli les bassins et les déversoirs de sécurité ont fonctionné. Des inondations se sont produites à de nombreux endroits engendrant des dégâts pour plusieurs millions de francs suisses. Cette étude a permis de reconstituer l'événement, de comprendre le fonctionnement des bassins et leur efficacité. L'étude s'est dé-

roulée en plusieurs phases, reconstitution hydrologique, reconstitution hydraulique, création de cartes indicatives de dangers et étude de variantes d'optimisation des structures hydrauliques.

L'étude hydrologique, basée sur les données de pluies de MétéoSuisse a permis de créer les hydrogrammes de débits pour les différents sous-bassins. En comparant les débits de pointes avec les temps de retour calculés par l'HYDRAM, le temps de retour de l'événement a pu être estimé nettement supérieur à 200 ans pour la partie rurale en amont et environ 200 ans pour le secteur urbain.

La modélisation hydraulique a permis de reconstituer l'événement et de comprendre le rôle des structures hydrauliques. Les bassins de rétention ont joué un rôle important dans la limitation des inondations, bien que de nombreux endroits aient été inondés. Ainsi, la retenue R8 a permis d'éviter que le niveau en amont du voûtage de Renens s'élève au-dessus de la route et engendre un débordement au travers de la ville de Renens tandis que la retenue R9 a permis de retenir environ 30'000 m³ qui ont limités la durée d'inondation ainsi que le niveau d'eau.

Sur la base des hauteurs d'eau calculées, des cartes indicatives d'inondation ont pu être élaborées. La comparaison des cartes d'inondation avec les sites d'interventions des pompiers a pu valider les résultats. La comparaison de l'événement avec le même événement mais sans les bassins a permis d'appuyer les rôles qu'ont joués les retenues R8 et R9.

Sur la base des conclusions de l'événement, l'étude de variante a permis de proposer 2 variantes d'aménagements. Les variantes comprennent l'augmentation de l'ouverture de la section de contrôle de la retenue R8 (2 x 1.5 m), l'implantation d'une herse en amont de la section de contrôle, le rehaussement de 20 cm d'un muret situé en rive droite en amont du voûtage de Renens (permettant d'éviter l'inondation de l'immeuble) et, suivant la faisabilité réelle, le regroupement où non, des tuyaux à l'intérieur du voûtage de Renens.

7 REFERENCES

- BOILLAT J.-L., ANDRE S. & HOHL Ph. (2004). Protection contre les crues d'un bassin versant urbanisé – Approche conceptuelle, méthodes d'optimisation et réalisation. *Internationales Symposium Interprevent 2004 – Riva / Trient*, pp. 23-34
- BOSS Ingénieurs Civils SA. (1997). Simulation hydrologique des zones de rétention sur la Mèbre-Sorge. 4 p., BOSS, Renens, Suisse
- HYDRAM (1996). Etude hydrologique du bassin versant de la Mèbre-Sorge. *Rapport technique*, 23 p., HYDRAM-EPFL, Lausanne, Suisse
- LCH (1999). Etude hydrologique et hydraulique des aménagements de protection contre les crues – Calcul hydraulique de lignes d'eau et détermination des débits de débordement dans l'état actuel. *Rapport intermédiaire n°6*, 5 p., LCH-EPFL, Lausanne, Suisse
- LCH (1999). Etude hydrologique et hydraulique des aménagements de protection contre les crues – Optimisation numérique des seuils de fonctionnement du système complet. *Rapport intermédiaire n°5*, 29 p., LCH-EPFL, Lausanne, Suisse
- LCH (2000). Etude hydrologique et hydraulique des aménagements de protection contre les crues – Optimisation numérique des seuils de fonctionnement du système complet. *Rapport complémentaire*, 20 p., LCH-EPFL, Lausanne, Suisse
- STUCKY Ingénieurs-conseils SA. (1999). Veveysse de Fégire – Zone du pont de Fégire ; mémoire technique de synthèse. *Rapport N° 4'331.02/4201*, 23 p., STUCKY, Lausanne, Suisse
- STUCKY Ingénieurs-conseils SA. (2000). Veveysse de Fégire – Site des Toveires; mémoire technique de synthèse. *Rapport N° 4'331.05/4501*, 16 p., STUCKY, Lausanne, Suisse

Räumliche Prioritätensetzung für den Ausbau der Wasserkraft

Gegenüberstellung der Schutz- und Nutzungsinteressen bei neuen Kleinwasserkraftwerken

Nouvelles petites centrales hydrauliques en Suisse: Priorisation dans l'espace, tenant compte des intérêts divergents entre l'utilisation et la protection des cours d'eau

Heiko Wehse

BG Ingenieure und Berater AG, Bern, Schweiz

ABSTRACT: Due to the promotion of small hydropower plants in Switzerland, a lot of new projects have been planned. This leads to conflicts of interests, especially between ecology and power production. Where should new power plants be built, and which rivers should be protected from any further impact? In this paper a methodology is developed in order to find answers to those questions. It confronts the oppositional interests for the use and protection of rivers in a transparent way. By doing so, it is hoped to rationalize conflicts. The methodology should help the authorities to evaluate new projects. It was tested in collaboration with the cantonal authority of Bern to classify all the rivers of the canton. For each river section, the divergent interests were identified. On the basis of these interests, this paper suggests a classification of priorities for protection and use, not only for river sections but also for river catchments.

RESUME: L'extension de l'utilisation de la force hydroélectrique, soutenue notamment par la rétribution à prix coûtant, a conduit à une multitude de nouveaux projets. On observe des conflits d'intérêt entre les producteurs d'électricité et les milieux de défense de la nature et les pêcheurs. Comment y faire face? Comment les services cantonaux doivent-ils se positionner? Sur quelle base peuvent-ils décider quels cours d'eau sont à protéger et lesquels sont à exploiter? Pour répondre à ces questions, une méthode a été développée pour classer tous les cours d'eau d'une région en fonction de leur aptitude d'utilisation, en tenant compte des intérêts de la protection et de l'utilisation. Elle devrait conduire à des débats moins émotionnels, en représentant d'une manière transparente et reproductible les intérêts divergents. Ainsi, elle permettra d'aider les services cantonaux à évaluer les demandes de projets. En collaboration avec l'office des eaux et des déchets du canton de Berne, tous les cours d'eau du canton ont été évalués et pour chaque tronçon les intérêts divergents ont été mis en évidence. Sur cette base, le présent article propose une classification des bassins versants selon leurs priorités d'utilisation ou de protection.

ZUSAMMENFASSUNG: Der laufende, mit der kostendeckenden Einspeisevergütung geförderte Ausbau der Wasserkraft führt dazu, dass viele neue Projekte ausgearbeitet werden. Eine Folge sind Interessenskonflikte zwischen den Stromproduzenten und Umweltschützern oder Fischern. Wie kann damit umgegangen werden? Wie sollen sich die Kantonsbehörden positionieren? Auf welcher Grundlage können sie entscheiden, welche Gewässer geschützt und welche genutzt werden sollen? Um diese Frage zu beantworten, wurde eine Methode zur flächendeckenden Bewertung der Nutzungseignung von Gewässern, unter Berücksichtigung der Schutz- und Nutzungsinteressen entwickelt. Sie soll helfen, Konflikte um die Wasserkraftnutzung durch eine transparente Darstellung der verschiedenen Interessen zu versachlichen, und die Kantone in der Abwägung der Nutzungs- und Schutzanliegen unterstützen. Mit Hilfe der Methodik wurden in Zusammenarbeit mit dem Amt für Wasser und Abfall AWA des Kantons Bern alle Gewässer des Kantons beurteilt und die divergierenden Schutz- und Nutzungsinteressen einander gegenübergestellt. Auf dieser Grundlage wird in diesem Artikel eine Einteilung des Kantons in Gebiete mit prioritärer Nutzung sowie mit prioritärem Schutz vorgeschlagen.

1 EINLEITUNG

1.1 *Ziele der Methodik*

Die Methodik soll helfen, Konflikte um die Wasserkraftnutzung durch einen fachlich breit abgestützten Lösungsansatz zu versachlichen und die Kantone in der Wahrnehmung der ihnen obliegenden Abwägung der Nutzungsanliegen und der Schutzanfordernisse zu unterstützen.

Der vorliegende Artikel beschreibt die entwickelte Methodik zur Bewertung und Klassierung der Nutzungseignung von Fliessgewässerstrecken und die Ergebnisse ihrer Testanwendung im Kanton Bern. Er richtet sich insbesondere an Vertreter kantonaler Ämter und an andere interessierte Kreise. Er soll ihnen als Grundlage für eine Entscheidungshilfe bei der Interessensabwägung für den Ausbau der Wasserkraft dienen, zum Beispiel im Rahmen der Erarbeitung einer Wassernutzungsstrategie.

1.2 *Zielkonflikte an den Gewässern*

An die Gewässer werden unterschiedliche Anforderungen gestellt, die zum Teil widersprüchlich sind. Im konkreten Fall des Ausbaus der Wasserkraftnutzung stehen sich Schutz- und Nutzungsinteressen gegenüber.

Neben ihren Vorteilen (z.B. kein CO₂-Ausstoss, erneuerbare Energie), hat die Wasserkraftnutzung auch negative Folgen für die Umwelt, z.B. durch Veränderung des Abflussregimes (Restwasser, Schwall-Sunk), Beeinträchtigung des Geschiebetriebes, Zerschneiden von Lebensräumen von Fischen (Aufstiegshindernisse), Auswirkungen auf das Landschaftsbild. Es wurde mehrfach die Befürchtung geäußert, dass durch den beschlossenen Ausbau der Wasserkraft und die Förderung von Klein- und Kleinstwasserkraftwerken Anlagen mit schlechtem Kosten-Nutzen-Verhältnis gefördert werden. Beispiel: Für eine gleiche Leistung ist vermutlich ein grösseres Wasserkraftwerk umweltverträglicher (und billiger) als mehrere kleine. Insbesondere wird befürchtet, dass:

- für wenig zusätzliche Stromproduktion überproportional grosse Umweltkosten anfallen,
- durch die Nutzung der wenigen noch verbleibenden nutzbaren Gewässerstrecken selten gewordene, wertvolle Lebensräume und Landschaften beeinträchtigt werden.

Die Frage ist, wie der oben beschriebene Zielkonflikt aus ganzheitlicher Sicht entschärft werden kann. Eine koordinierte Wasserkraftnutzung soll sowohl für die Umwelt als auch für die Energiewirtschaft einen Nutzen bringen (win-win-Situation).

Ganz wichtig ist, dass das gewählte Vorgehen von den verschiedenen Akteuren akzeptiert wird. Dies bedingt Transparenz und Nachvollziehbarkeit, sowie einen politischen Dialog. In den heutigen öffentlichen Diskussionen fehlt oft die Transparenz.

Die in diesem Bericht vorgeschlagene Methodik soll helfen, mit dem Zielkonflikt umzugehen, indem die Diskussion durch nachvollziehbare Beurteilungsmethoden versachlicht wird, und indem die Zielkonflikte lokalisiert und soweit möglich quantifiziert werden.

1.3 *Handlungsbedarf*

Im Rahmen dieses Projektes befragte Kantonsvertreter gaben an, mit einer grossen Anzahl von Gesuchen für neue Wasserkraftanlagen konfrontiert zu sein. Manchen fehlen die nötigen Ressourcen und Methoden, um eine kohärente und ausgewogene Projektbeurteilung vorzunehmen. Sie äusserten Bedarf nach:

- einem interkantonal koordinierten und breit abgestütztem Vorgehen, insbesondere in Bezug auf den Umgang mit den Gewässerschutzinteressen
- einem innerhalb der einzelnen Kantone koordinierten Ausbau der Wasserkraft, von konsolidierten Kantonsmeinungen,
- kurzfristig verfügbaren Orientierungshilfen zum Umgang mit neuen Projekt-Gesuchen,
- nachvollziehbaren Grundlagen und Bewertungen für die Interessensabwägung zwischen Schutz und Nutzung (z.B. Beurteilungskriterien, Ausschlusskriterien).

Von Seiten der Kraftwerksbetreiber und Umweltschutzorganisationen wurde folgender Nutzen von ausgewogenen Interessensabwägungen und räumlicher Prioritätenetzungen erwartet:

- früher Dialog zwischen den Interessensvertretern der Schutz- und Nutzungsseite,
- ggf. Wahl idealerer Standorte für projektierte Kraftwerke
- Bündelung der Kräfte, keine Zeit verlieren mit Kämpfen und Blockaden,
- Win-Win-Situation anstreben.

2 AUSGANGSLAGE

2.1 Wasserkraftnutzung in der Schweiz

In der Schweiz erzeugen über 1000 Wasserkraftwerke rund 36 000 GWh/a, was rund 57 % des Strombedarfs von 64 000 GWh/a entspricht.

Quantitatives Ziel des Bundes ist eine Steigerung der mittleren Produktionserwartung durch Um- und Neubauten um mindestens 2'000 GWh, wodurch der Anteil der Wasserkraft von 57 auf 60% gesteigert würde.

Das verbleibende Potenzial zum Ausbau der Wasserkraft ist relativ gering, da der grösste Teil der nutzbaren Gewässer bereits genutzt wird, und da die bestehenden Anlagen die Abflussmengen in der Regel weitestgehend nutzen. Das BAFU schätzt, dass heute bereits 90% der geeigneten Bäche und Flüsse genutzt werden.

Das BFE (2006) beziffert das nutzbare Potenzial in der Schweiz wie folgt:

- Neubauten von Kleinwasserkraftwerken: + 3% (1 100 GWh/a),
- Neubauten von Grosswasserkraftwerken ("realistisch") + 3-5% (1 100 – 1 800 GWh/a)
- Ausrüstung, Erneuerung, Umbau bestehender Anlagen: + 6% (2 100 GWh/a)

2.2 Kostendeckende Einspeisevergütung KEV

Ein wichtiges Element, um das Ziel des Ausbaus der Wasserkraftnutzung zu erreichen, ist die kostendeckende Einspeisevergütung (KEV) für Wasserkraftanlagen mit weniger als 10 MW Leistung. Die KEV und andere Rahmenbedingungen haben dazu geführt, dass gesamtschweizerisch über 600 neue oder erneuerte kleine Wasserkraftprojekte in Planung sind und eine entsprechende Vergütung beantragt haben. Die Abbildung 1 zeigt die Anzahl Anlagen und Bruttoleistung nach Leistungsklassen der Anlagen, die sich für die KEV angemeldet haben.

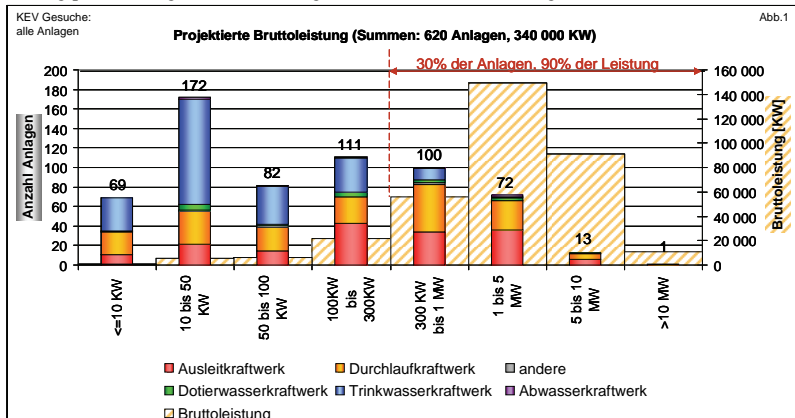


Abbildung 1: Projektierte Bruttoleistung und Anzahl der Anlagen, für die KEV beantragt wurde

Trotz der grossen Zahl an neuen Anlagen beträgt die Leistung aller Anlagen zusammen 340 MW, was weniger als 2% der Leistung der bereits bestehenden Wasserkraftwerke ausmacht.

Fast drei Viertel dieser Anlagen (70%) sind kleiner als 300kW, ihre gemeinsame Erhöhung der Bruttoleistung beträgt weniger als 0.2%. Ihr Nutzen, hier verstanden als Beitrag zur gesamtschweizerischen Stromversorgung, ist also äusserst gering.

Es wird empfohlen, diese vielen sehr kleinen Anlagen als nicht prioritär einzustufen. Sobald Interessenskonflikte mit der Gewässerökologie, der Fischerei oder anderen bestehen, sollte auf eine Realisierung verzichtet werden. Dies gilt nicht für die grösseren Anlagen. Für diese wird empfohlen, eine Interessensabwägung durchzuführen, zum Beispiel unter Verwendung der in diesem Artikel präsentierten Methodik.

In einem ersten schweizweiten Grobscreening der KEV-Gesuche konnten die Interessenskonflikte mangels flächendeckender Datengrundlagen nicht detailliert genug abgeklärt werden. Trotzdem wurden bei rund 11% der Anlagen potentielle Interessenkonflikte identifiziert, da sie in Natur- oder Landschaftsschutzgebieten, in Grundwasserschutzzonen oder an bisher unberührten Gewässern liegen.

2.3 *Laufende Aktivitäten betreffend Zielkonflikte zwischen Schutz und Nutzung*

Es wurde eine Umfrage bei Vertretern von 11 Kantonen durchgeführt, sowie beim Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband, bei Pro Natura und beim WWF. Gefragt wurde nach laufenden Aktivitäten zum Umgang mit den Zielkonflikten zwischen Wasserkraftnutzung und Gewässerschutz. Die wichtigsten Erkenntnisse sind:

- Das Thema wird momentan in mehreren Kantonen (z.B. BE, UR, FR, ...), beim Bund (BAFU, BFE), bei der Wasser-Agenda 21 und im Netzwerk Wasser im Berggebiet sowie bei den Naturschutzverbänden Pro Natura und WWF bearbeitet und intensiv diskutiert. Es laufen auch diesbezügliche Forschungsarbeiten (z.B. Doktorarbeit am Geographischen Institut der Uni Bern).
- Es findet wenig Austausch zwischen den Kantonen statt, mit Ausnahme einiger Kontakte auf persönlicher Ebene. Jeder Kanton entwickelt seine eigenen Methoden und Kriterien.
- Es ist möglich, dass die Kantone mit grossem Handlungsbedarf bereits jetzt ihre eigenen Methoden so weit entwickelt haben, dass die Ergebnisse des vorliegenden Berichts zu spät kommen, um noch einfließen zu können. Es ist zu erwarten, dass in den verschiedenen Kantonen sehr verschiedene Lösungen und Regelungen gefunden werden.
- Das Thema wird als "politisch brisant" bezeichnet. Es wird auch in den Medien behandelt und in der Öffentlichkeit zum Teil heftig diskutiert.
- Es ist schwierig, einen offenen Dialog zu dieser Thematik zu führen, da kaum jemand bereit ist, Transparenz herzustellen:
- Die Details der KEV-Gesuche werden vom BFE und von Swissgrid vertraulich behandelt. Die für die Erteilung der Konzessionen zuständigen Kantonsbehörden werden kaum informiert.
- Kantone zögern, Informationen zu laufenden Projekten in diesem Bereich offen zu legen. Wegen der politischen Brisanz werden teilweise erst dann Zahlen und Methoden veröffentlicht, wenn alles fertig und kantonsintern genehmigt ist. Dies erschwert den Austausch zwischen den verschiedenen parallel vorwärts kommenden Kantonen, und war auch für das vorliegende Projekt ein gewisses Hindernis.
- Wasserkraftbetreiber haben vermutlich kein grosses Interesse, ihre Pläne auf den Tisch zu legen, da sie in grosser Konkurrenz zu einander stehen, und wohl auch aus Angst vor für sie ungünstigen öffentlichen Debatten.

3 METHODIK ZUR KLASSIERUNG VON FLIESSGEWÄSSERSTRECKEN

3.1 *Abgrenzung zwischen flächendeckender Klassierung aller Gewässerstrecken und der detaillierten Beurteilung konkreter Projekte*

Der vorliegende Artikel schlägt eine Methodik zur Bewertung und Klassierung der Nutzungseignung von Fliessgewässerstrecken vor, unter Berücksichtigung der Schutz- und Nutzungsinteressen.

Die Methodik ist ein Hilfsmittel um zu entscheiden, welche Gewässer prioritär genutzt, und welche vor weiteren Nutzungen geschützt werden sollen. Sie schlägt ein strukturiertes Vorge-

hen vor, das bei jeder Anwendung neu mit Inhalten gefüllt werden muss. Betrachtungsgegenstand sind alle einzelnen Fließgewässerstrecken einer Region oder eines Kantons. Deshalb kommen für die Beurteilungen nur Daten und Informationen in Frage, die bereits flächendeckend vorliegen, oder die innert nützlicher Frist flächendeckend erhoben werden können.

Die Methodik ist kein Werkzeug, um konkrete ausformulierte Wasserkraftprojekte abschliessend zu beurteilen. Hierfür ist die "Flughöhe" zu hoch und die Beurteilungskriterien zu wenig umfassend. Die im Rahmen eines konkreten Projektes erarbeiteten detaillierteren Grundlagen werden in einer zweiten Phase beurteilt, unter Berücksichtigung der flächendeckenden Klassierung.

3.2 Gliederung der Methodik in Arbeitsschritte

3.2.1 Überblick

Die vorgeschlagene Methodik gliedert sich in sieben Arbeitsschritte. Sie sind in der Abbildung 2 dargestellt und in den folgenden Kapiteln detaillierter erläutert.

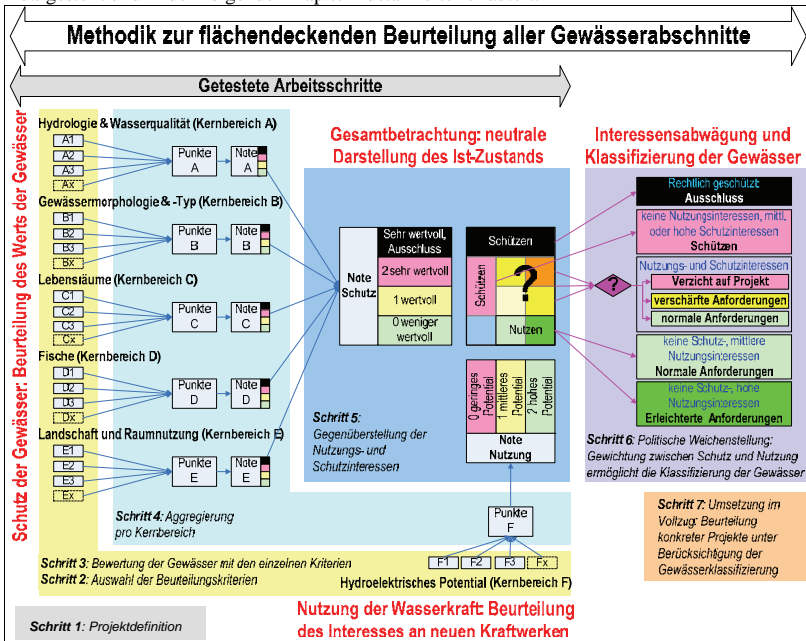


Abbildung 2: Arbeitsschritte der Methodik zur Beurteilung und Klassierung der Nutzungseignung von Fließgewässerstrecken, unter Berücksichtigung der Schutz- und Nutzungsinteressen

3.3 Schritt 1: Projektdefinition

Im ersten Arbeitsschritt wird das Projekt definiert. Insbesondere wird festgelegt, welche Ziele erreicht werden sollen.

Des Weiteren muss der Betrachtungsgegenstand klar festgelegt werden: sollen flächendeckend alle Gewässer beurteilt und klassifiziert werden? Oder sind Regeln/Werkzeuge zur Beurteilung einzelner Projektgesuche ausreichend?

Ausserdem muss festgelegt werden, wer in welcher Form in die Projekterarbeitung und Vernehmlassung einbezogen wird, also welche Partizipationsmöglichkeiten vorgesehen werden.

3.4 Schritt 2 Auswahl und Definition der Beurteilungskriterien

In verschiedenen Workshops wurde eine Gesamtliste von 45 möglichen Einzelkriterien zur Abschätzung der Schutz- und Nutzungsinteressen auf Gewässerabschnitten erstellt. Zu ihrer Strukturierung wurden die folgenden Kernbereiche definiert: A) Hydrologie & Wasserqualität; B) Gewässermorphologie & Gewässertyp; C) Lebensräume; D) Fische; E) Landschaft & Raumnutzung; F) Hydroelektrisches Potenzial

Für die Testanwendung der Methodik wurden 17 Kriterien ausgewählt. Die Auswahl ist ein Kompromiss zwischen Relevanz und flächendeckend vorliegenden Datensätzen.

Für die ausgewählten Abwägungskriterien werden Beurteilungsskalen definiert. Es wird stark empfohlen, sich hierbei auf wenige (am Besten drei) Beurteilungsklassen zu beschränken, z.B. "hoch – mittel – gering" oder "sehr wertvoll – wertvoll – weniger wertvoll". Die Erfahrung zeigt, dass kompliziertere und umfangreichere Beurteilungsskalen vor allem bei steigender Anzahl Kriterien kaum mehr überblickbar sind.

Für die Wahl der Beurteilungskriterien wird empfohlen, zwischen Ausschluss-, Abwägungs- und Projektkriterien zu unterscheiden. Ausschlusskriterien schliessen eine Nutzung a priori aus, Abwägungskriterien dienen der Interessensabwägung, und Projektkriterien kommen erst bei der Beurteilung konkreter Einzelprojekte zur Anwendung.

3.5 Schritt 3: Bewertung der Fließgewässer mit Einzelkriterien

Die Fließgewässerstrecken werden mit den in Schritt 2 ausgewählten Kriterien beurteilt. Je nach Art des Kriteriums, der bereits vorliegenden Daten und der Grösse des zu beurteilenden Gebietes erfolgt dies durch Auswertung und Analyse von Berichten und Karten, rechnerisch, durch GIS-Analysen, durch Expertenmeinung, durch Feldbegehungen, usw. Die Ergebnisse der Bewertungen werden im GIS erfasst und auf einheitlichen Karten dargestellt.

3.6 Schritt 4: Aggregation der Einzelkriterien pro Kernbereich

Die in Schritt 2 ausgewählten Kriterien sind in Kernbereiche strukturiert. Die Einzelkriterien werden pro Kernbereich aggregiert. Hierfür werden sie gewichtet und summiert.

Eine objektive, allgemeingültige Gewichtung der Einzelkriterien dürfte kaum je möglich sein. Die Gewichtung erfolgt deshalb pragmatisch nach Expertenmeinung, am Besten unter Einbezug der verschiedenen Interessensvertreter.

3.7 Schritt 5: Gegenüberstellung der Nutzungs- und Schutzinteressen

In diesem Arbeitsschritt werden die im Schritt 4 definierten "Noten" pro Kernbereich gemeinsam betrachtet, einander gegenübergestellt und/oder aggregiert.

3.7.1 Definition einer Nutzungsnote

Die Nutzungsnote quantifiziert wie hoch das Nutzungsinteresse auf den einzelnen Gewässerabschnitten ist. Durch WaterGisWeb AG wurden potentielle Standorte von Kleinwasserkraftwerken berechnet. Hierfür wurde für eine gewählte Leistung berechnet, wie lang bei gegebenem Relief und Abfluss die Ausleitstrecke sein müsste. Je kürzer diese ist, desto eher lohnt sich der Bau eines Kleinwasserkraftwerks.

Alternativ kann auch das etwas theoretischere durch Multiplikation von Abfluss und Höhenunterschied berechnete Linienpotenzial verwendet werden.

Die Beurteilung der Nutzungseignung der Gewässer aus Sicht der Stromproduktion könnte durch weitere Kriterien ergänzt werden, wie z.B. Möglichkeit zur Produktion von Spitzenenergie und zur Speicherung, Entfernung zu bestehenden Anlagen und Einspeisepunkten, Erschließung. Im Rahmen der Testanwendung der Methodik wurde darauf verzichtet, da die Aussagekraft der erarbeiteten Grundlagen als genügend hoch für die flächendeckende Beurteilung eingeschätzt wird.

3.7.2 Definition einer Schutznote

Die pro Kernbereich aggregierten Gewässerbeurteilungen werden zu einer "Schutznote" zusammengefasst, indem die pro Abschnitt jeweils höchste Bewertungen beibehalten werden. Es wäre auch eine Gewichtung zwischen den Kernbereichen denkbar.

3.7.3 Gegenüberstellung von Schutz und Nutzung als Grundlage zu Interessensabwägung

In diesem Arbeitsschritt werden pro Gewässerabschnitt die Priorität für seine Nutzung (Nutzungsnote) der Priorität für seinen Schutz (Schutznote) gegenübergestellt. Die Abbildung 2 zeigt die sich ergebende Matrixdarstellung. Sie wurde auch als Farblgende der erstellten Karten verwendet.

Diese Gesamtbetrachtung bildet die Grundlage für die Interessensabwägung, also letztlich für den Entscheid, ob die Nutzung der Gewässerabschnitte erleichtert, erlaubt, erschwert oder verboten wird. Um die Interessensabwägung vornehmen zu können, ist jedoch eine politische Weichenstellung nötig die festlegt, wie die Schutz- und Nutzungsinteressen gegeneinander gewichtet werden.

Um nicht nur einzelne Gewässerabschnitte zu vergleichen sondern auch Einzugsgebiete wurden Statistiken pro Einzugsgebiet erstellt. Ein Beispiel ist in Abbildung 3 gezeigt

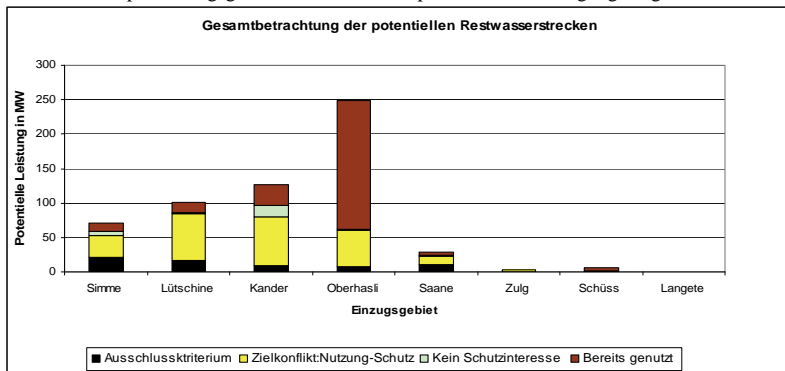


Abbildung 3: Leistungsbezogene Auswertung der Gewässerstrecken mit mittlerem oder hohem hydroelektrischen Potenzial für acht Einzugsgebiet

3.8 Schritt 6: Interessensabwägung und Klassierung der Gewässer, politische Weichenstellung

Die im Schritt 5 vorgenommene Gesamtbetrachtung aller Bereiche erlaubt, die Interessenskonflikte zwischen Schutz und Nutzung zu lokalisieren. Aus ihr geht aber nicht hervor, wie mit diesen Interessenskonflikten umzugehen ist. Hierfür ist eine politische oder gesellschaftliche Weichenstellung nötig. Das heisst: es braucht Entscheide, wie die Schutz- und die Nutzungsinteressen gewichtet werden sollen.

Dies kann mit der gleichen Gewichtung flächendeckend für alle Gewässerabschnitte erfolgen. Es ist aber auch möglich, die Gewichtung unterschiedlich für verschiedene Gewässereinzugsgebiete vorzunehmen. Dadurch könnte in einem Einzugsgebiet der Schutz sehr hoch gewichtet werden, in einem anderen die Nutzung. Dies ist die Idee der räumlichen Prioritätensetzung. Hierbei wechselt der Fokus vom einzelnen Gewässerabschnitt auf die Ebene der Einzugsgebiete. Ein Vorschlag wird in Abbildung 4 gezeigt

3.9 Schritt 7: Umsetzung im Vollzug, handeln nach den Prioritäten

Während es in den vorangehenden Arbeitsschritten darum ging, flächendeckend Gewässerabschnitte zu beurteilen, geht es im Vollzug darum, konkrete Projektgesuche zu beurteilen. Die Flughöhe ist also tiefer, die Beurteilung detaillierter und beruht auf mehr Kriterien.

4 ERGEBNISSE

4.1 *Gewässerbewertung aus Sicht der Stromproduktion*

Die hydroelektrischen Potenziale hängen ab von Gefälle und Wasserführung. Aus diesem Grund bestehen im Berner Oberland hohe Potenziale, vor allem auf den Hauptgewässern, aber auch auf zahlreichen seitlichen Zuflüssen. Im übrigen Kantonsgebiet sind die Gefälle viel geringer, deshalb beschränken sich hier die potentiell nutzbaren Potenziale fast ausschliesslich auf die Gewässer mit grossem Abfluss (Aare und Emme).

4.2 *Gewässerbewertung aus gewässerökologischer Sicht*

Die Karte mit der Aggregierung der Kernbereiche Hydrologie & Wasserqualität A und Gewässermorphologie & -Typ B) zeigt hohe gewässerökologische Werte für eher kleine, abgelegene Gewässer (z.B. Hochalpen) und für einzelne Einzugsgebiete. Dies lässt sich wie folgt erklären: Auf den kleinen, abgelegenen Gewässern war der Nutzungsdruck in der Vergangenheit weniger hoch als auf den Talflüssen und in den Agglomerationen. Deshalb sind sie eher nicht oder nur wenig beeinflusst. Solche Gewässer sind selten geworden, und bereits diese Seltenheit macht sie wertvoll. Man findet sie vor allem in den Hochalpen, sehr vereinzelt im Mittelland (z.B. Zulg, Lombach und Schwarzwasser-Sense) und im Jura.

4.3 *Gewässerbewertung aus fischereilicher Sicht*

Beim Betrachten der Karten betreffend Fische fällt auf, dass vor allem die grösseren Talflüsse als wertvoll oder sehr wertvoll eingestuft wurden. Dies lässt sich damit begründen, dass es in den grösseren Gewässern einfach mehr Fische gibt als in den kleineren, sowohl in Bezug auf die Anzahl Arten als auch für die Menge von Fischen pro Art.

4.4 *Gegenüberstellung der Schutz- und Nutzungsinteressen*

Durch die Gegenüberstellung der Schutz- und Nutzungsinteressen werden die grössten Interessenskonflikte und die unumstrittenen Gewässerabschnitte lokalisiert.

Die meisten Zielkonflikte bestehen dort, wo die Nutzungsinteressen hoch sind (also vor allem in den Alpen und Voralpen) und wo gleichzeitig hohe Schutzinteressen vorliegen.

Es zeigt sich, dass von den noch nicht genutzten und nicht ausgeschlossenen Potenzialen ein grosser Teil (meist deutlich mehr als die Hälfte) von Zielkonflikten betroffen ist.

Es zeigt sich aber auch, dass der Anteil noch zur Verfügung stehender Nutzungspotenziale zwischen den Einzugsgebieten stark variiert. Sowohl die Höhe als auch die Verteilung der Potenziale auf die Klassen ist in den einzelnen Einzugsgebieten sehr unterschiedlich. Damit ist eine gute Diskussionsgrundlage für eine räumliche Prioritätensetzung in Funktion dieser Unterschiede gegeben.

Die Farbe der Einzugsgebiete in der Karte der Abbildung 4 zeigt Vorschläge für eine räumliche Prioritätensetzung. Sie sind gedacht als – vermutlich provozierender – Ausgangspunkt für Diskussionen in der Politik und Öffentlichkeit betreffend dem zukünftigen Ausbau der Wasserkraftnutzung.

Als Grundlage für diese Klassierung der Einzugsgebiete wurden die summierten, klassierten Potenziale (dargestellt als Kreise) herangezogen:

- erleichterte Anforderungen, wo ein grosser Teil der Gewässer bereits genutzt wird (Synergien) oder wo grössere Potenziale ohne Interessenskonflikte bestehen,
- normale Anforderungen, wo wenig Interessenskonflikte und kleine Potenziale bestehen,
- verschärfte Anforderungen, wo Interessenskonflikte bestehen und die Potenziale klein sind,
- stark verschärfte Anforderungen, wenn Potenziale bestehen, die Einzugsgebiete bisher aber nur wenig genutzt sind, und wenn Interessenskonflikte bestehen.

Für die auf der Karte roten Gebiete wird vorgeschlagen, anstelle von strikten grossflächigen Verboten die Anforderungen zu verschärfen. Damit Projekte bewilligt würden, müssten die Projektanten nachweisen, dass ihre Projekte ein herausragendes Kosten-Nutzen-Verhältnis haben, mit stark minimierten und kompensierten Umweltauswirkungen, oder sogar mit einer Verbesserung des Ist-Zustands.

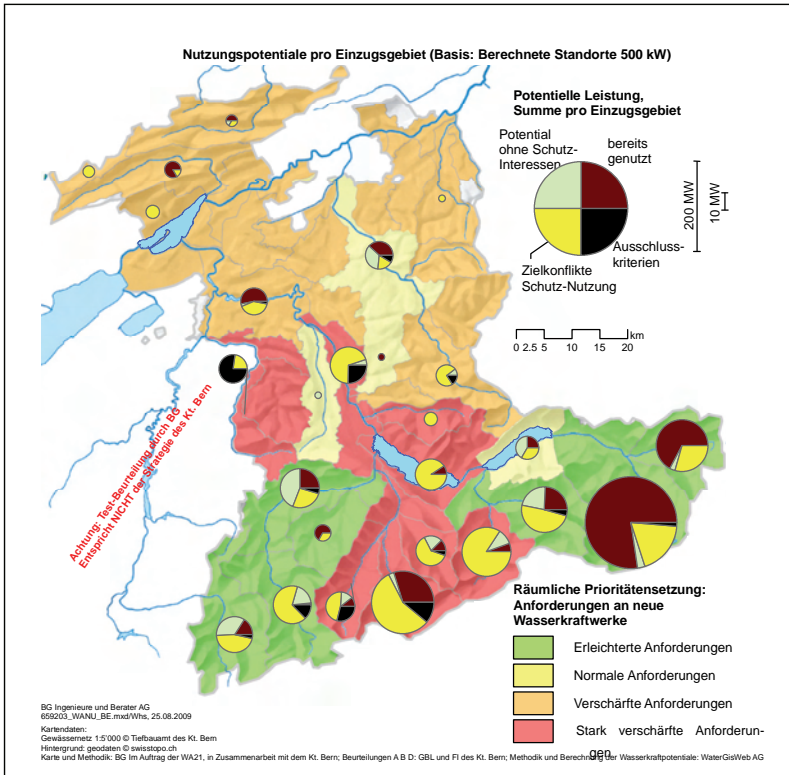


Abbildung 4: klassifizierte hydroelektrische Potenziale und räumliche Prioritätensetzung für den Ausbau der Wasserkraft bzw. für den Schutz der Gewässer. Achtung: es handelt sich um einen Diskussionsvorschlag des Autors dieses Artikels, nicht um Ideen oder Strategien der Kantonsverwaltung.

4.5 Schlussfolgerungen

Nach der Testanwendung der entwickelten Methodik im Kanton Bern werden die folgenden Feststellungen gemacht: Die Methode ist anwendbar und liefert interessante Ergebnisse, z.B.:

- Zusammenstellung wichtiger Grundlage-Informationen zur Beurteilung von Gewässerstrecken und Kraftwerksprojekten
- Lokalisierung der Gewässerstrecken mit bzw. ohne Interessenskonflikten
- Grundlage zur Bewertung ganzer Einzugsgebiete und zur räumlichen Prioritätensetzung
- Transparente und nachvollziehbare Grundlage zur öffentlichen Diskussion der Wasserkraft.

Die Methodik kann zu einer Versachlichung der Diskussion führen, da sie klar dokumentiert, transparent und nachvollziehbar ist. Die Ergebnisse dienen als Grundlagen für öffentliche Debatten und zwischen den Interessensvertretern sowie für politische Entscheidungsfindungen.

Die Methodik stellt ein strukturierendes Gerüst für Entscheidungsfindungsprozesse zur Verfügung. Die für die Testanwendung vorgeschlagene Kriterienauswahl und die Gewichtungen können auf andere Regionen übertragen werden, es können aber auch andere Varianten gewählt werden. Sie sollten deshalb in jedem Kontext gemeinsam neu festgelegt werden, um Konsens herzustellen.

Da die Inhalte (Kriterien, Gewichtungen, ...) innerhalb des strukturierenden Gerüsts der Methodik angepasst werden können, ist die Methodik flexibel genug für die sehr unterschiedlichen Rahmenbedingungen in den einzelnen Kantonen.

Durch den modularen Aufbau können auch weitere, in der Testanwendung nicht berücksichtigte Bereiche oder Kriterien eingebaut werden, wie zum Beispiel Tourismus, "weiche" Faktoren, wie z.B. emotionaler Wert der Gewässer, oder Bedeutung der Gewässer für die Bevölkerung (z.B. zur Naherholung), oder auch die Möglichkeit zur Produktion von Spitzenenergie.

Die Methodik umfasst verschiedene Arbeitsschritte, die auf pragmatisch-gutachterlichen Einschätzungen durch Experten beruhen, z.B. Auswahl und Gewichtung der Kriterien. Aus diesem Grund ist eine breite Partizipation entscheidend für den Erfolg. Nur wenn die notwendigen Teilschritte breit abgestützt werden, können sie später von den Interessensvertretern auch akzeptiert werden.

Auch die besten Grundlagen nehmen einem die Entscheidungen nicht ab: Die Methodik führt nicht automatisch zu Anweisungen, wie zu handeln ist. Hierfür braucht es eine politische Weichenstellung und Entscheide.

Die Methodik ist ein "Legostein" unter vielen. Sie kann beispielsweise keine Aussagen zu grossen Wasserkraftwerken oder zur Pumpspeicherung machen. Auch zu Kleinwasserkraftwerken auf Trinkwassernetzen kann sie keine Aussagen machen

Die Methodik wird als wertvoll eingeschätzt, um die unterschiedlichen Interessen transparent und nachvollziehbar zu quantifizieren und zu lokalisieren. Sie kann die kantonalen Bewilligungsbehörde unterstützen um ihre Strategien und Ziele klar zu formulieren und zu kommunizieren. Durch die transparente Darstellung der verschiedenen Interessen an unseren Gewässern kann Verständnis und Vertrauen entstehen. Es wird gehofft, dass so eine konstruktive Auseinandersetzung mit dem Ausbau der Wasserkraft gefördert wird, anstelle von gegenseitigen Blockaden.

5 BIBLIOGRAPHIE

- Amt für Wasser und Abfall Kanton Bern AWA, 2009, *Wasserkraft-Potentialstudie Kt. Bern*, 1:100 000
- Bundesamt für Energie BFE, 2009 Internetseite, Zugriff am 14.08.2009
<http://www.bfe.admin.ch/themen/00490/00491/index.html?lang=de#>
- Bundesamt für Energie BFE, 2006, *Inputpapier Strategie Wasserkraftnutzung Schweiz*, 21.09.2006
- Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft BUWAL Hrsg., 1998, *Ökomorphologie Stufe F (flächen-deckend)*, in Mitteilungen zum Gewässerschutz Nr. 27
- Maurer R., Häuptli-Schwaller E. Koepfel H.-D. 1999, *Checkliste zur Beurteilung von Landschaftsveränderungen - Arbeitshilfe zur Bewertung der Landschaft und Veränderungsvorhaben*, Grundlagen und Berichte Naturschutz Nr. 18, Baudepartement des Kantons Aargau
- NOK und Umweltverbände, 2009, *Ökofilter für die Wasserkraft - Ein Methodenhandbuch zur ökologischen Beurteilung von möglichen Standorten für zukünftige Wasserkraftanlagen*
- Meyer C., 2008, *Welche Wasserkraft will die Schweiz - Argumente für die nachhaltige Wassernutzung*, Beiträge zum Naturschutz in der Schweiz Nr. 29/2008, Pro Natura
- Netzwerk Wasser im Berggebiet (NWB), 2009 Internetseite, Zugriff am 12.08.09
<http://www.netzwerkwasser.ch/aktivitaeten/projekte/>,
- Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband SWV, 2009 Internetseite, Zugriff am 14.08.2009
<http://www.swv.ch/de/statistik.cfm>
- Vollenweider Stefan, 1999, *Ökologische Bewertung und Zertifizierung von kleinen Wasserkraftanlagen*, Ökostrom Publikationen Band 2, Eawag, ISBN 3-905484-01-3
- Vuille Th, 1997, *Ertragsvermögen der Patentgewässer im Kanton Bern*, Fischereiinspektorat des Kt Bern
- WaterGisWeb AG, 2009, *Potenzialstudie Wasserkraft für den Kanton Bern*, Projektbericht , 26.02.2009
- Wehse H., Chaix O., Haltmeier T., 2006, *Beurteilung und Entwicklung einer nachhaltigen Wasserkraftstrategie - Auswirkungen einer weitestgehenden Wasserkraftnutzung*, BG Ingenieure und Berater AG, im Auftrag des BAFU
- Zaug C., 1997, *Vernetzung bei Kleinwasserkraftwerken. Untersuchungen über das Gewässerkontinuum für Fischen und Kleinlebewesen*, Projektleitung DIANE Kleinwasserkraftwerke (Hrsg.)
- Zeh M., von Känel A., *Masterplan Gewässerökologie*, 2009, Gewässer- und Bodenschutzlabor GBL des Amts für Wasser und Abfall des Kantons Bern

- N° 32 2007 J. García Hernández, F. Jordan, J. Dubois, J.-L. Boillat
Routing System II - Modélisation d'écoulements dans des systèmes hydrauliques
- N° 33 2007 Symposium - Flussbauliche Massnahmen im Dienste des Hochwasserschutzes, der Umwelt, Gesellschaft und Wirtschaft / Mesures d'aménagement des cours d'eau pour la protection contre les crues, l'environnement, la société et l'économie
- N° 34 2007 B. Rosier
Interaction of side weir overflow with bed-load transport and bed morphology in a channel
- N° 35 2007 A. Amini
Contractile floating barriers for confinement and recuperation of oil slicks
- N° 36 2008 T. Meile
Influence of macro-roughness of walls on steady and unsteady flow in a channel
- N° 37 2008 S. A. Kantoush
Experimental study on the influence of the geometry of shallow reservoirs on flow patterns and sedimentation by suspended sediments
- N° 38 2008 F. Jordan, J. García Hernández, J. Dubois, J.-L. Boillat
Minerve - Modélisation des intempéries de nature extrême du Rhône valaisan et de leurs effets
- N° 39 2009 A. Duarte
An experimental study on main flow, secondary flow and turbulence in open-channel bends with emphasis on their interaction with the outer-bank geometry
- N° 40 2009 11. JUWI
Treffen junger Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler an Wasserbauinstituten
- N° 41 2010 Master of Advanced Studies (MAS) in Water Resources Management and Engineering, édition 2005-2007 - Collection des articles des travaux de diplôme
- N° 42 2010 M. Studer
Analyse von Fliessgeschwindigkeiten und Wassertiefen auf verschiedenen Typen von Blockrampen
- N° 43 2010 Master of Advanced Studies (MAS) in Hydraulic Engineering, édition 2007-2009 - Collection des articles des travaux de diplôme



ISSN 1661-1179

Prof. Dr A. Schleiss
Laboratoire de constructions hydrauliques - LCH
EPFL, Bât. GC, Station 18, CH-1015 Lausanne
<http://lch.epfl.ch>
e-mail: secretariat.lch@epfl.ch