Schweizerisches Talsperrenkomitee = Comité Suisse des Barrages = Comitatio Svizzero delle dighe = Swiss commitee on dams

Objekttyp: **Group**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **92 (2000)**

Heft 11-12

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

Fachtagung «Kleine und mittlere Stauanlagen» Journée d'études «Petits et moyens barrages» Poschiavo, 15., 16. Juni/juin 2000

Introduction au thème des journées

■ *Henri Pougatsch*

Résumé

Lors des journées de Montreux en 1998, qui marquaient les 50 ans du CNSGB, les perspectives d'avenir dans le domaine des ouvrages d'accumulation avaient été évoqués. Il avait notamment été question de la construction, de l'entretien et des travaux de réhabilitation des petits et moyens barrages pour des usages différents. Ce sont ces sujets que le groupe de travail a décidé d'aborder à l'occasion des journées d'études 2000 de Poschiavo.

Par ouvrages de petites et grandes hauteurs, il est plus particulièrement fait référence aux barrages de moins de 30 m de hauteur. Ces ouvrages méritent une attention particulière, en raison de leurs dimensions modestes et des crédits d'études et de construction que l'on souhaite aussi modestes que possible. Il faut relever que parfois tout n'est pas mis en œuvre pour assurer une excellente qualité du projet et de sa réalisation, ensuite de son exploitation et de son entretien.

En ce qui concerne les nouvelles constructions, l'hypothèse avait été faite que les ouvrages de protection contre les événements naturels (qu'il s'agisse de crue, d'avalanches) occuperaient une place de choix, depuis lors de nombreux bassins ont également été réalisés dans le cadre de réalisation d'aménagements pour la fabrication artificielle de neige.

Certains ouvrages d'accumulation ont été construits il y a plusieurs décennies. Ils souffrent aujourd'hui de dommages qui peuvent être assainis et permettre ainsi la poursuite d'une exploitation sûre durant plusieurs années encore. Dans de nombreux cas, les propriétaires, conscients de leurs responsabilités, ont sagement pris la décision d'assainir leur ouvrage de façon à ce qu'ils répondent aux exigences modernes et actuelles de sécurité.

Il existe bien entendu plusieurs raisons pour lesquelles le confortement et la réhabilitation d'ouvrages deviennent nécessaires. Conforter d'anciens ouvrages, car il n'est pas rare que leurs conditions de sécurité ne répondent pas aux critères actuels et, de surcroît, que leur stabilité soit insuffisante et les hypothèses admises pour les charges sollicitant l'ouvrage doivent être revues. Réhabiliter un ouvrage d'accumulation, car les matériaux constituant le corps du barrage a subi des dommages internes importants, dus par exemple à des phénomènes de gonflement qui peuvent avoir une incidence non négligeable sur les caractéristiques des bétons.

Il est aussi fréquent que les organes de décharge n'ont plus les capacités suffisantes pour assurer le passage des crues de projet et de sécurité, voire pour permettre la vidange de la retenue en cas de stricte nécessité. Leur renouvellement ou transformation devient aussi une mesure nécessaire.

Adresse de l'auteur
Henri Pougatsch, Office fédéral des eaux et de la géologie, case postale, CH-2501 Bienne.

Aspects constructifs relatifs aux bassins d'accumulation pour l'enneigement artificiel et aux digues contre avalanches

■ *Henri Pougatsch et Rudolf W. Müller*

1. Bassins d'accumulation pour l'enneigement artificiel

1.1 Introduction

Le manque chronique de neige de ces dernières années a incité les stations de sports d'hiver de s'équiper de coûteuses installations de production de neige artificielle pour être en mesure de mieux garantir l'enneigement des pistes. Pour les exploitants de remontées mécaniques, il s'agit d'investissements pour le futur. On a donc constaté ces derniers temps une prolifération de tels projets. Les bassins d'accumulation, qui sont intégrés à ces aménagements pour disposer d'une réserve d'eau suffisante, sont généralement implantés hors rivière ou sur un replat ou à flanc de coteau ou encore une cuvette artificielle est réalisée par excavation. Le volume emmagasiné varie entre 30 000 et 60 000 m^3, mais peut aussi être nettement inférieure. Dans quelques cas particuliers, la conception et la réalisation de ces ouvrages d'accumulation ont été plus ou moins heureuses.

Compte tenu des conditions topographiques, géologiques et géotechniques des sites, ainsi que de la disponibilité en matériaux de construction, le recours à un barrage en remblai est fréquent, voire la règle. Le

choix peut se porter soit sur une digue homogène, soit sur une digue avec un dispositif d'étanchéité interne (noyau) ou externe (revêtement posé sur le talus amont). Dans ce derniers cas, il existe de nombreux types de revêtement.

L'objectif de cet article est de passer en revue des principes de base et des aspects constructifs, ainsi que de formuler quelques recommandations, en mettant l'accent sur les projets intégrant des barrages en remblai.

1.2 La sécurité

Il est indispensable de tout mettre en œuvre pour garantir la sécurité d'un ouvrage d'accumulation et, conséquemment, celle du public, et cela indépendamment de leur utilisation, comme par exemple la production de neige artificielle, la production d'énergie, l'irrigation, la protection contre les crues, etc.

Dans cette optique, les critères suivants entrent entre autres impérativement en ligne de compte:

- un dimensionnement adéquat, qui prend en considération tous les cas de charges et combinaison de charges reconnus;
- une construction suivant les règles de l'art; il ne s'agit pas simplement de mettre en place des matériaux sans avoir une idée précise de leurs caractéristiques;
- un projet englobant des organes de décharge de capacité suffisante;
- l'exécution, lors de l'exploitation, d'une surveillance et d'un entretien stricts.

1.3 Le projet de barrage en remblai

1.3.1 Identification des matériaux

Comme pour tout projet de barrage en remblai, les matériaux susceptibles d'entrer dans le profil du futur ouvrage doivent aussi être dans un premier temps identifiés et qualifiés. Des essais géotechniques préliminaires classiques en laboratoire et in situ ne font pas partie du superflu. Il en est de même de la réalisation d'essais de mise en place.

1.3.2 Dimensionnement

Le profil, ainsi que la répartition et les caractéristiques des matériaux connus, la vérification de la stabilité est un passage incontournable. Fin de construction, bassin vide et bassin plein, vidange rapide (selon le type d'étanchéité), séisme, sont les principaux cas usuels qui entrent dans l'analyse.

Il appartient toutefois à l'ingénieur projeteur de définir les combinaisons adéquates de charges. Si une partie du bassin est réalisée par excavation, des vérifications de même nature seront aussi entreprises pour les talus naturels (figure 1). Les calculs de stabilité peuvent être faits en utilisant, par exemple, les méthodes classiques de Bishop ou de Janbu. En règle générale, les coefficients de sécurité donnés dans le tableau 1 doivent être atteints.

En ce qui concerne les cas de charges, les commentaires suivants peuvent être évoqués. Dans le cas des ouvrages dont le talus amont est recouvert d'un système d'étanchéité, l'effet stabilisant de la charge hydrostatique n'est plus disponible à bassin vide. Ce cas d'exploitation peut conduire à une réduction de la stabilité, en particulier celle des talus naturels en présence d'un réseau d'écoulement ou la présence d'une nappe phréatique. Un abaissement rapide n'entre en considération que dans le cas de la présence d'un réseau d'écoulement dans le talus amont de la digue ou dans le talus naturel. Si les dimensions du bassin sont faibles, la vérification de la stabilité au séisme peut, en règle générale, être effectuée par des analyses simplifiées telle que la méthode des forces de remplacement.

Lors de l'emploi d'une étanchéité synthétique mince (géomembrane), il s'agit de tenir compte de fuites ou de percolations imprévues. La digue ne doit pas être endommagée par une érosion interne. A cette fin, il est possible de prévoir une zone de protection semi-perméable résistante à l'érosion et à l'aval une zone perméable qui permet de conduire sans problème les éventuelles venues d'eau.

1.3.3 Construction

En ce qui concerne la phase d'exécution (outre les essais de mise en place des matériaux déjà cités), des essais de contrôle géotechniques seront aussi conduits en cours de construction. Il s'agit entre autres de déterminer

- l'épaisseur des couches à mettre en place;
- les fuseaux granulométriques admissibles des matériaux;
- la dimension la plus grande des grains;
- les conditions de compactage (teneur en eau, densités, éventuellement coefficient M_E).

1.4 Les organes de décharges

1.4.1 Vidange de fond

Comme dans tout ouvrage d'accumulation, il faut être en mesure de (1) contrôler la 1ère mise en eau (2) vider rapidement la retenue en cas de danger et (3) maintenir une retenue abaissée en cas de besoin. Une vidange de fond, qui est avant tout un organe de sécurité, est une partie intégrante d'un ouvrage d'accumulation. En raison du volume relativement restreint des bassins, il est fort possible, en cas d'urgence, de procéder à une vidange totale dans un laps de temps d'un jour pour un bassin d'un volume inférieur à 50 000 m³ et de deux à trois jours pour un bassin d'un volume supérieur à 50 000 m³.

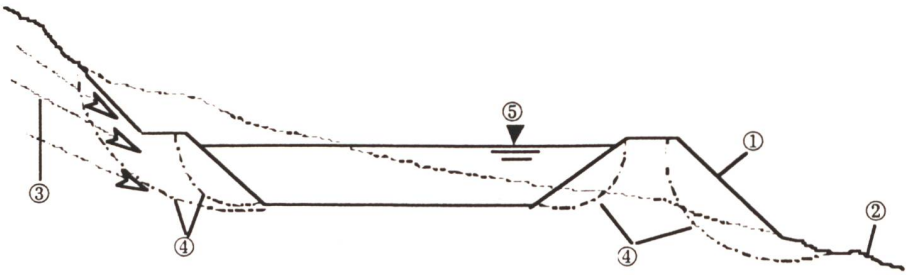


Figure 1. Bassin d'accumulation à flanc de coteau. ① Digue, ② Terrain naturel, ③ Réseau d'écoulement, ④ Surfaces de glissement, ⑤ Plan d'eau.

Case de charge			Coefficients de sécurité
Fin de construction	Bassin vide		1,3
	Bassin vide	Avec séisme	1,1
Exploitation	Bassin plein		1,5
	Vidange rapide		1,3
	Bassin plein	Avec séisme	1,1
	Bassin vide	Avec séisme	1,1

Tableau 1. Cas de charge et coefficients de sécurité usuels.

Aspects constructifs et d'exploitation		But/Caractéristiques
Pente du talus amont		dépend – des caractéristiques des matériaux – du système d'étanchéité adopté
Composantes du dispositif d'étanchéité	Type d'étanchéité	– influence la tenue dans le temps (durabilité)
	Couche support	– égalise les aspérités du remblai – assure la transition entre le corps de la digue et l'élément d'étanchéité
	Drainage	– récolte les pertes et les fuites en cas de dommage à l'élément d'étanchéité – protège le corps de la digue en cas de fuites – diminue l'effet des sous-pressions de la nappe
	Couche de protection	prévient les effets de – marnage – glace – vagues – pluie – vent – vandalisme
Mise en place		– nécessite le contrôle de la qualité des matériaux – demande une pose soignée – demande une haute qualité du traitement des joints de l'élément d'étanchéité et des raccords avec un élément de l'ouvrage (généralement en béton)
Entretien		– demande une inspection régulière de l'état – nécessite des travaux de réfection, si nécessaires

Tableau 2. Résumé de quelques aspects constructifs pour l'emploi de revêtement étanche.

Les vidanges de fond seront munies d'organes de fermeture simples (vannes). En règle générale, il est recommandé de placer deux vannes en série. Une combinaison de la vidange de fond avec la prise d'eau de l'aménagement est possible; toutefois, la vidange de fond doit pouvoir fonctionner de façon autonome.

1.4.2 Evacuateur de crue

Malgré que les bassins versants de ces aménagements soient de surface relativement faible et parfois une grande partie de leur alimentation se fasse par pompage, il n'en reste pas moins nécessaire d'équiper ces ouvrages d'accumulation d'un évacuateur de crue. La capacité d'écoulement de cet organe doit être suffisante pour éviter toute submersion de la digue lors du passage d'une crue de sécurité. En règle générale, la crue de sécurité correspond à 1,5 Q1000.

1.5 Les revêtements étanches des talus amont

1.5.1 Généralités

Il est évident que la conception, le choix, les détails constructifs du système d'étanchéité méritent une attention toute particulière. Il est aussi important de soigner sa réalisation. Le système d'étanchéité peut être interne (noyau) ou externe (revêtement). Lorsqu'une solution externe est envisagée, les questions qui relèvent de l'entretien devraient entrer en ligne de compte au même titre que les coûts de construction.

Des interventions, parfois annuelles, pour des travaux de réparation peuvent perturber l'exploitation normale et se révéler souvent très onéreuses.

Différents types de revêtement sont disponibles, parmi lesquels nous pouvons citer les exemples suivants:

- masque en béton bitumineux;
- dalles en béton;
- géomembranes;
- membranes bitumineuses;
- sols stabilisés.

Nous nous bornerons à passer en revue les cas concernant le masque en béton bitumineux, les géomembranes et les sols stabilisés. En ce qui concerne les autres deux méthodes (dalles en béton, membranes bitumineuses), elles n'ont pour l'heure que peu ou pas été utilisées en Suisse.

Quant au tableau 2, il résume divers aspects constructifs qui sont applicables aux différents types d'étanchéité pour les parements amont.

1.5.2 Masque en béton bitumineux (figure 2)

Ce type de revêtement est fort répandu en Suisse, notamment (mais pas uniquement) pour les bassins de compensation des aménagements hydroélectriques. Remarquons que cette solution a été retenue pour une digue d'une hauteur de plus de 40 m. Comme l'expérience le montre, ce système peut aussi être utilisé à haute altitude. Ce type de revêtement présente aussi l'avantage d'être une solution bien connue et éprouvée, dont la longévité, par ailleurs, peut être qualifiée de bonne. Le revêtement est mis en place sur une couche de support qui assure la transition avec le remblai. Il est aussi d'usage de prévoir une couche de fermeture pour protéger la surface du revêtement contre le vieillissement. Un avantage non négligeable de cette solution réside dans le fait que la surface peut être totalement dégagée pour être inspectée. Le cas échéant, il est aisé de procéder à des travaux d'entretien locaux. Sur la base des

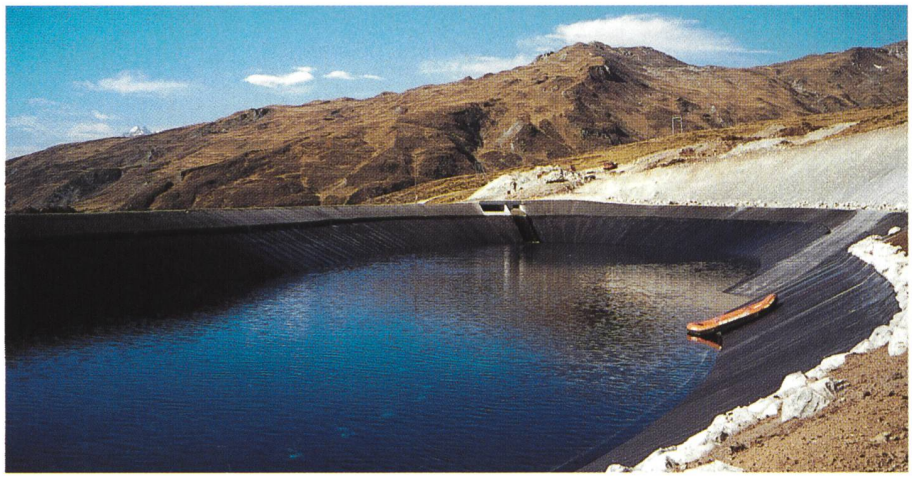


Figure 2. Masque en béton bitumineux. Bassin d'accumulation d'Alp Dado GR pendant la phase du premier remplissage. Au centre de l'image, la prise d'eau et l'évacuateur de crue sont visibles. A droite, on distingue une partie du pourtour engazonné du bassin, lequel forme la partie supérieure du talus au dessus du plan d'eau (photo: R. Müller).

Figure 3. Bassin d'accumulation de l'aménagement pour la production de neige artificielle du Lauberhorn BE. Revêtement du talus amont avec une géomembrane (photo: A. Kobelt).

Figure 4. Mouvement vers la partie inférieure du talus d'une géomembrane, avec formation d'ondulations, suite à des effets extérieurs comme le vent, les vagues, la neige ou la glace (photo: R. Müller).

observations faites, des dégâts typiques ont été relevés, comme par exemple des griffures ou des impacts provoqués par des chocs (chute de pierres, de blocs de glace), la présence de fines fissures, de faïençage, de cloques. Enfin, les altérations se situent souvent dans la zone de marnage.

1.5.3 Géomembranes (figure 3)

Les géomembranes, généralement utilisées pour les ouvrages de faible à moyenne hauteur (de moins de 20 m), sont des films épais synthétiques soit de polychlorure (PVC) soit de polyéthylène (PE). Elles peuvent être associées à des géotextiles (non-tissé), ce qui leur confèrent une meilleure résistance aux chocs. Ces géotextiles servent aussi de drainage. Les géomembranes fabriquées sur place par imprégnation d'un matériel synthétique ou l'application d'une peinture sur la membrane sont rarement utilisées. Le vieillissement des géomembranes dépend de la qualité de l'eau, du rayonnement du soleil et des UV, de la chaleur et du gel. Selon les indications de la littérature, l'expérience acquise avec l'emploi de ce type de revêtement est en moyenne de l'ordre de 25 ans. Signalons toutefois que la première application date d'une quarantaine d'années.

En ce qui concerne leur mise en place, la géomembrane se pose sur une couche de support, laquelle a été placée sur une couche de forme. Les géomembranes sont souvent protégées par des enrochements ou des dalles en béton contre les effets des chocs, des vagues, du soulèvement au vent, du vandalisme. L'inconvénient de la couche de protection est qu'elle ne permet pas une inspection de l'état de la géomembrane. En général, la mise en place d'un système de drainage est recommandé. Si l'on renonce à cette couche de protection, il faut recourir à des moyens d'ancrage, par exemple par la pose d'un filet. Les effets du vent et des vagues conduisent par ailleurs à des mouvements répétés de fatigue, qui peuvent conduire à des ondulations de la membrane (figure 4). Dans certains cas, il faut même maintenir une certaine hauteur d'eau afin de lutter contre les effets du vent.

1.5.4 Revêtement en sol stabilisé (figure 5)

L'emploi de ce type de revêtement est fréquent dans le cadre des travaux routiers, des surfaces d'entreposage et de parking, ainsi que des décharges. Il est maintenant aussi

utilisé dans le domaine des travaux hydrauliques et notamment pour l'étanchéité des ouvrages d'accumulation. Il s'agit ici de l'emploi d'un mélange intime d'un sol cohérent avec du ciment, ou un autre additif, tel que de la bentonite, de l'argile, un minéral argileux, des agents organiques, afin d'améliorer les caractéristiques de ces sols, dont entre autres le coefficient de perméabilité, ainsi que la compactibilité. Dans ce système aussi, la couche de support, la zone de drainage et la couche de protection jouent un rôle important. Des dégâts sont inévitables, tels que fissuration de surface, formation de rigole. Sans protection, il est vraisemblablement difficile de pouvoir conserver des surfaces intactes.

Figure 5. Revêtement du talus amont avec un sol stabilisé pour l'aménagement de production de neige artificielle de Othmarhang à Saas Fee VS (photo: A. Kobelt).

Figure 6. Ouvrage de protection contre les avalanches de Val Varuna GR. La digue supérieure d'une longueur de 220 m et d'une hauteur de 50 m (au milieu de l'image) comprend une ouverture centrale et un évacuateur de crue profond sur rive droite. La digue inférieure (en haut, à droite) et construite en deux parties légèrement superposées pour permettre le détournement du ruisseau à ciel ouvert (photo: Hegland + Partner AG, Chur).

1.6 Surveillance et entretien

Comme il l'a par ailleurs été mentionné, les bassins pour l'enneigement artificiel doivent être surveillés et entretenus. Cela implique de prendre en compte les points suivants:

Les fluctuations du niveau du plan d'eau sont relevées en tout cas sur place au moyen d'une échelle limnimétrique ou d'un manomètre placé à la prise d'eau ou sur la vidange de fond. Dans la mesure du possible, cette indication de niveau est télétransmise au centre de contrôle de l'aménagement.

Dans la mesure du possible, le dispositif de drainage doit être divisé en secteurs et muni de point de mesures des débits. Les débits, ainsi que la turbidité des eaux de drainage, seront régulièrement relevés (par exemple toutes les deux semaines, une fois par mois).

Une série de points de nivellement sera posée sur le couronnement et des mesures de tassements seront effectuées au moins une fois par année.

Les contrôles visuels, un élément essentiel de la surveillance, seront effectués une fois par semaine ou toutes les deux semaines.

L'exploitant établira un règlement de surveillance dans lequel figurent l'organisation de la surveillance, la description des contrôles à effectuer, la nature des rapports à établir et les consignes en cas d'événement extraordinaire. Enfin, le dossier de l'ouvrage d'accumulation contient tous les plans et documents essentiels et doit être constamment tenu à jour.

1.7 Végétation sur les talus aval

Il est nécessaire que les talus et le couronnement des digues restent libres de végétation (arbres, arbustes et buissons denses) afin de faciliter et ne pas compromettre l'observation visuelle de l'état et du comportement. Il importe que les déformations du corps de la digue, les zones d'humidité et les venues d'eau puissent être mises en évidence et identifiées. Il faut également éviter d'attirer certains animaux par la présence de végétation; ces derniers, en creusant des trous et des couloirs, peuvent créer des canaux d'écoulement préférentiels dangereux. Le risque existe que la propagation des racines conduise à l'obturation des systèmes de drainage, à l'attaque des dispositifs d'étanchéité ou à la création de chemins de percolation. Enfin, des dégâts importants peuvent être occasionnés aux talus en cas de déracinement d'arbres par le vent.

Les talus peuvent toutefois être recouverts de terre végétale et d'herbe. Dans le cas d'un surdimensionnement du profil de la digue, des arbustes peuvent, à la rigueur, être plantés au pied aval de la digue. En ce qui concerne l'entretien, l'herbe doit être fauchée au moins une fois par année et il faut éviter de faire pâturer des bêtes sur les talus.

1.8 Carte de submersion

A titre de document en cas d'urgence, une carte avec la zone de submersion en cas de rupture de l'ouvrage de retenue doit être établie.

2. Ouvrages de protection contre les avalanches

Ces derniers temps, différents ouvrages de protection contre les avalanches ont été construits sur des cours d'eau. Comme ces ouvrages peuvent se remplir d'eau ou de sédiments ou de boue apportés par des laves torrentielles, ils répondent aux conditions pour être soumis à l'ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation. En général, ces ouvrages sont implantés dans des couloirs d'avalanches, où les pentes sont fortes, ou en bordure d'un vallon, d'un replat. Les conditions géologiques aux sites sont rarement favorables. Il en est de même de la topographie, car le terrain présente souvent une forte déclivité. Compte tenu de ces sujétions, la solution du barrage en remblai est retenue, d'autant plus que les matériaux peuvent généralement être disponibles à proximité. Dans ces zones fortement inclinées et d'accès difficile, le projeteur recherche en priorité à limiter l'emprise de l'ouvrage et le volume à mettre en place, dans le but, bien évident, d'aboutir à une solution économique. Il ressort fréquemment que des pentes très raides adoptées pour les talus des remblais. Toutefois pour répondre aux critères habituels de stabilité, il est dès lors nécessaire d'adoucir les pentes des talus ou de recourir à un confortement en pied de talus. Lors de la construction, il est aussi nécessaire de procéder à un compactage efficace des matériaux; le simple passage de camions transportant le matériel est de loin insuffisant. En ce qui concerne la sollicitation dynamique de l'ouvrage, une avalanche avec un temps de retour de 300 ans est généralement adoptée. Il s'agit donc de s'assurer que l'ouvrage est capable de résister à cet impact. D'autres aspects du projet concernent l'évacuation des eaux qui peuvent s'accumuler, ainsi que le passage de crues dans des conditions normales. Pour résoudre ces problèmes, il existe bien entendu différentes solutions. Tout d'abord, l'évacuation des eaux peut être réalisée par une galerie située sous l'ouvrage. Une autre solution consiste de prévoir une brèche à un endroit approprié de la digue. Souvent, cette ouverture est munie d'une grille grossière ce qui augmente le risque d'obstruction par du bois et des matériaux charriés. A côté des mesures nécessaires pour l'évacuation de ces matériaux, il s'agit de prévoir un déversoir libre de telle façon qu'en cas d'obstruction et de crue il n'y a aucun risque de submersion de la digue. Pour éliminer toute accumulation d'eau, il est possible de scinder l'ouvrage en deux parties légèrement superposées, à l'exemple de la digue inférieure de Val Varuna (figure 6). Un chenal à ciel ouvert en forme de S et aux dimensions suffisantes permet aux eaux de contourner l'ouvrage.

Adresse des auteurs
Henri Pougatsch et *Rudolf W. Müller,* Office fédéral des eaux et de la géologie, Section barrages, Rue du Débarcadère 20, CH-2501 Biel/Bienne.

Texte revu et augmenté d'une conférence présentée dans le cadre des journées d'étude 2000 de Poschiavo organisées par le Groupe de travail «Observation des barrages» du Comité suisse des barrages.

Das Speicherbecken Heidbüel der Beschneiungsanlage Stätzerhorn

Stefan Kanne

Zusammenfassung

Die Stätzerhorn Ski- und Sessellift AG hat 1997/98 für die Erweiterung der Beschneiungsanlage am Stätzerhorn das Speicherbecken Heidbüel erstellt. Darin wird während der Schneeschmelze das zur Beschneiung vorgesehene Wasser auf einer Höhe von ca. 1920 m ü.M. im Beschneiungsgebiet gesammelt und für die Beschneiung im Winter vorgehalten. Die Projektierung und Bauleitung erfolgte durch die Straub AG, Chur.

Das Speicherbecken mit rund 34000 m^3 Volumen liegt in einer natürlichen Geländefalte, welche durch zwei Dämme von 5 m bzw. 9 m Höhe abgeschlossen wird. Die Projektierung des Beckens und die Ermittlung des Beckenvolumens erfolgte mit Hilfe eines digitalen Geländemodells.

Die bei der Erkundung des Untergrunds im Beckenbereich vorgefundene mächtige Siltschicht ermöglichte, dem Wunsch nach einer umweltfreundlichen Lösung entsprechend, ein Konzept mit mineralischer Abdichtung. Das Material wurde von einer darauf spezialisierten Firma aufbereitet und sollte in zwei Lagen à 25 cm auf eine ca. 20 cm starke Drainageschicht aufgebracht werden. Auf Grund von Verzögerungen beim Baufortschritt konnte das Becken im Winter 1997/98 zunächst mit nur einer Dichtungslage in Betrieb genommen werden.

Die Erstellung der zweiten Dichtungslage war im Sommer 1998 vorgesehen. Mit zunehmender Austrocknung der ersten Dichtungslage bildeten sich jedoch schachbrettartig verteilte, horizontale und falllinienparallele, durchgehende Risse mit einer Breite von einigen Millimetern und einem Abstand von rund 3 m. Da Setzungen des Untergrunds ausgeschlossen werden konnten, musste die Rissursache in der Schicht selbst gesucht werden.

Die Kalkzugabe zur Senkung des Wassergehalts während der Materialaufbereitung begünstigte vermutlich die Rissbildung. Der Unternehmer ersetzte für eine Probeschicht den Kalk durch Ton. Wie von der Bauleitung erwartet, verschlechterte diese Massnahme das Schwindverhalten des Materials. Ohne jede Belastung traten innerhalb einer Woche in der Probeschicht noch grössere Risse auf.

Da eine Lösung dieses Problems nicht in Sicht war und ein betriebsfähiges, gefülltes Becken bis zu Beginn des Winters garantiert werden musste, wurde auf eine Foliendichtung umgestiegen. Diese konnte auf der vorhandenen Siltschicht verlegt werden. Als Windsogsicherung bei entleertem Becken dienen ein auf der Böschung gespanntes Netz und im oberen Böschungsbereich eine Überdeckung durch eine Steinlage.

Das Sicherheitskonzept beinhaltet Deformationsmessungen auf den Dämmen, die Kontrolle der Sickerwassermengen und einen Überlauf, um Starkregenabflüsse sowie den Beckenzufluss bei Fehlbedienung abzuführen.

Adresse des Verfassers
Stefan Kanne, Ingenieurbüro Straub AG, Wiesentalstrasse 83, CH-7000 Chur.

Das Beschneiungsbecken Alp Dado in der Weissen Arena

Hans Rieder

1. Einleitung

Noch vor 20 bis 25 Jahren waren Schneeanlagen in der Gebirgsregion des Bündnerlandes kaum vorstellbar. Doch seither hat sich einiges verändert: Zum einen gab es verschiedene schneearme Winter mit entsprechenden Umsatzeinbussen und zum andern sind die Ansprüche der Gäste grösser geworden. Die rund 80% der Wintergäste, die für Skiferien nach Graubünden kommen, wollen eben skifahren und nicht wandern; sie erwarten jederzeit ein minimales Angebot an gut präparierten und gefahrlosen Pisten. Zudem hat es sich gezeigt, dass der Erfolg einer Saison sehr stark abhängt von Schnee- und Pistenverhältnissen bei Saisonbeginn. Die Qualität solcher Verhältnisse kann auch in einem bewährten Wintersportgebiet wie der Alpenarena (Flims – Laax – Falera) nur mit Hilfe von mechanischer Beschneiung garantiert werden. Ab Anfang November werden deshalb bei Temperaturen von –4 °C und tiefer die Schneigeräte in Betrieb genommen. Möglichst kühles Wasser wird mit der kalten Luft verwirbelt, und es entstehen so die erwünschten Schneekristalle.

2. Zweck und Grösse des Speicherbeckens

Ein zentrales Problem bei Bau und Betrieb einer Schneeanlage ist die Wasserversorgung. Die Grundbeschneiung wird im November/Dezember ausgeführt, also in einem Zeitpunkt, wo Bäche und Quellen im Gebirge minimale Wassermengen aufweisen. Da man das Hochpumpen von Wasser aus den Talflüssen vermeiden wollte, wurde die Idee der Wasserspeicherung aufgegriffen. Im Frühling wird das reichlich fliessende Wasser von der Schneeschmelze ins Becken geleitet und dort gespeichert bis zum Zeitpunkt der Verwendung. Während der Wandersaison ist der See somit gefüllt und wirkt als zusätzliche touristische Attraktion.

Die Grösse des Beckens hängt ab von der zu beschneienden Fläche. In unserem Fall handelt es sich um ca. 27 ha oder ca. 4% der gesamten Pistenfläche. Bei einer mittleren Schneihöhe von 50 cm und einer Schneedichte von 430 kg/m^3 entspricht dies einer Wassermenge von 58 000 m^3. Für die Aufnahme dieser Menge ist das Becken dimensioniert worden.

Bild 1. Das gefüllte Beschneiungsbecken auf der Alp Dado.

3. Lage und Ausgestaltung des Speicherbeckens

Nach eingehender Prüfung verschiedener Standorte ist jener auf der Alp Dado ausgewählt worden. Es handelt sich um eine leichte Geländemulde im lawinensicheren Südhang unterhalb des Crap Sogn Gion, in einer Höhe von 2060 m ü.M. (Bild 1). Das Oberflächenwasser vom Crap Sogn Gion her kann eingeleitet werden; das Becken wird zusätzlich mit Quellwasser gespiesen, das bei geschlossenen Restaurationsbetrieben nicht genutzt wird. Dank der Höhenlage des Beckens können die Schneigeräte für einen grossen Teil der Flächen mit Wasser unter geodätischem Druck betrieben werden, was sich positiv auf die Energiebilanz auswirkt. Der Abfluss ist gewährleistet durch den unmittelbar westlich des Sees vorbeiführenden Bach.

Die Form des Erdbeckens wird bestimmt durch dessen Inhalt und die Topografie. Es handelt sich um ein hangparalleles, längliches Oval mit einer Länge von knapp 200 m und einer Breite von ca. 70 m. Die Wassertiefe variiert zwischen 9 und 11 m; das Freibord beträgt 1 m. Der See ist so in den Hang gelegt worden, dass ein Massenausgleich zwischen Aushub und Dammschüttung erreicht wird. Die Anschnittböschung hat eine Neigung von 2 : 3, alle wasserseitigen Böschungen sowie die luftseitige Dammböschung haben eine Neigung von 1: 2. Die befahrbare Dammkrone respektive Berme hat eine Breite von 4,5 m. Eine 3,5 m breite Rampe führt von der Berme auf den Seegrund.

Der Grundablass, welcher zur Entleerung des Beckens und zur Wasserentnahme für Beschneiungszwecke dient, liegt am tiefsten Punkt des Seebodens. Die Leitung führt über die am Böschungsfuss liegende Pumpstation zum Bachlauf. Im Normalfall wird das Wasser in der Station dem Netz der Schneeanlage zugeleitet. In einer kritischen Situation kann der See innerhalb von 24 Stunden geleert werden; die mittlere Auslaufwassermenge beträgt dabei ca. 0,7 m^3/s.

Die Hochwasserentlastung befindet sich auf der Westseite des Beckens, an jener Stelle, wo die Berme auf der Höhe des gewachsenen Terrains liegt. Dies wirkt sich günstig aus auf die Fundierung der Betonkonstruktion. Das Bauwerk ist so dimensioniert, dass der Zufluss eines 1000-jährlichen Hochwassers abgeleitet werden kann; die mögliche Abflussmenge beträgt gut 3 m^3/s.

Bild 2. Erdarbeiten für das Becken.

Bild 3. Belagseinbau.

4. Baugrundverhältnisse

Die Beurteilung des Baugrundes wurde durch die Firma Sieber, Cassina, Handke und Partner ausgeführt.

Das Terrain weist einen stabilen Felssockel auf. In der oberen Schicht findet man harte und stark zerklüftete Gneise mit grosser Durchlässigkeit. Darunter liegen weiche und witterungsempfindliche Schiefer, die nur sehr schwach durchlässig sind. Sie wirken als Stauhorizont für Hangwasser.

Der Felssockel ist mit Moränenmaterial unterschiedlicher Mächtigkeit überdeckt. Es handelt sich um dichtgelagerte, stark siltige und tonige Kiese mit Steinen und zum Teil grossen Blöcken. Ein oberflächennaher Bereich besteht aus aufgelockerter, verschwemmter Moräne.

Es ist nachgewiesen worden, dass sowohl die Gesamtstabilität des Bauwerkes als auch jene der Anschnitt- und Dammböschungen die geforderten Sicherheiten aufweisen.

5. Realisierung

5.1 Allgemeines

Der Höhenlage entsprechend handelt es sich um eine echte Gebirgsbaustelle mit kurzer Bausaison und extremen klimatischen Verhältnissen. Die Grösse der Baustelle erlaubte es nicht, eine Zufahrtsstrasse zu realisieren. Die Bauzufahrt führte deshalb ab Falera, auf 1200 m ü.M. gelegen, über einen 8,5 km langen Alpweg. Eine möglichst autonome Materialbewirtschaftung auf der Baustelle war deshalb angezeigt.

Es war die ehrgeizige Absicht aller am Bau Beteiligten, das Bauwerk innerhalb der Bausaison 1994 zu realisieren. Diese Vorgabe beruhte allerdings auf einer zu optimistischen Einschätzung der Einflussfaktoren.

5.2 Erdarbeiten

Die Hauptarbeiten bestanden aus etwa 80 000 m^3 Abtrag und Aushub, ca. 70 000 m^3 Schüttung und einigen 1000 m^3 Materialaufbereitung als Sicker- und Filterkies. Baubeginn war Mitte Juni 1994 (Bild 2).

Man rechnete ursprünglich mit einer regelmässigen Tagesleistung von 1600 m^3; dies unter der Voraussetzung, dass ein grosser Teil des Aushubes direkt in die Schüttung eingebracht und der Rest durch Gattern aufbereitet werden kann. Es zeigte sich aber bald, dass der Anteil an Steinen und Blöcken unterschätzt worden war. Ein rationelles Aussortieren verschieden zusammengesetzter Materialien erwies sich als unrealistisch. Man war gezwungen, alles Schüttmaterial über den Brecher zu führen.

Auch die klimatischen Bedingungen entsprachen nicht den Annahmen. Das Gebiet um Vorab und Crap Sogn Gion erwies sich als besonderer Anziehungspunkt von Regen- und Gewitterwolken, die sich allzu oft über der Baustelle entluden. Wegen Materialvernässung mussten die Arbeiten immer wieder eingestellt werden. Es wurde entschieden, das Schüttmaterial mit Kalk zu stabilisieren, um dessen Wasserempfindlichkeit zu reduzieren.

Aus all diesen Gründen wurde die Materialbewirtschaftung aufwendiger; weder die vorgesehenen Tageskapazitäten noch die kontinuierliche Arbeitsausführung konnten eingehalten werden. Schweren Herzens musste man deshalb eine Verlängerung der Bauzeit in Kauf nehmen.

Die beauftragte Unternehmung, eine Arge der Firmen Zindel, Berni und Prader, war also stark gefordert. Zuerst musste sie den umfangreichen Maschinenpark für Aushub, Transport, Brechen, Einbringen, Verdichten usw. über den steilen und schmalen Alpweg auf die Baustelle bringen. Die Arbeitsmethoden auf der Baustelle mussten in Zu-

sammenarbeit mit der Bauleitung und dem Geologen laufend den örtlichen Verhältnissen und den klimatischen Bedingungen angepasst werden. Am Dammfuss musste die aufgelockerte Moräne vorgängig ausgehoben werden. Das gebrochene Material wurde mit Kalk stabilisiert und in Schichten von 40 cm eingebaut und verdichtet. Jede Tagesetappe wurde mit einem Planum mit Gefälle nach aussen abgeschlossen, damit bei eventuellem Regenfall das Wasser oberflächlich abfliessen konnte. Der Damm wurde auf der Wasserseite überschüttet, um auf der künftigen Oberfläche zur Aufnahme der Dichtungsschicht eine genügende Tragfähigkeit garantieren zu können.

Vorgängig und parallel zu den Erdarbeiten waren auch die Betonarbeiten für Grundablass, Hochwasserentlastung und Pumpstation auszuführen. Gegen Ende der Bauzeit wurden noch die Sickerleitungen im Seeboden verlegt; dabei hat man darauf geachtet, dass hangseitige Wasseraustritte gefasst und in das Drainagesystem eingeleitet werden konnten.

Dank vorbildlichem Einsatz und grosser Flexibilität hat die Arge alle Schwierigkeiten gemeistert. Im Sommer 1995 wurden das Aufrichtebäumchen aufgestellt und das gelungene Werk zur Fertigstellung übergeben.

5.3 Abdichtungsarbeiten

Für die Abdichtung des Speicherbeckens waren ursprünglich drei Varianten im Gespräch: mineralische Abdichtung, Kunststoffolie oder bituminöse Abdichtung. Die Bauherrschaft hat sich aus Gründen der Sicherheit und der Dauerhaftigkeit für die aufwendigste und teuerste Methode entschieden, nämlich für die bituminöse Abdichtung. Mit der Ausführung der Arbeiten wurde die Firma Walo Bertschinger beauftragt (Bild 3).

Durch die geeignete Zusammensetzung der Zuschlagstoffe erhält man ein bituminöses Mischgut, das den Anforderungen des hier beschriebenen Objektes gerecht wird. Es ist wasserdicht, flexibel bei Setzungen, widerstandsfähig gegen mechanische Einwirkungen, standsicher auf Böschungen, alterungsbeständig, homogen und fugenlos. Es kann Spannungen infolge Temperatur- und Lastwechsel aufnehmen und abbauen, der Zustand ist gut zu überwachen und zu prüfen.

Der Aufbau der Abdichtung sieht folgendermassen aus: Die Drainage unterhalb der Abdichtung wird erreicht durch eine 10 bis 25 cm starke Filterschicht. Darüber folgt als Tragschicht der sogenannte bituminöse Binder mit einer Stärke von 4 cm und anschliessend die 7 cm dicke bituminöse Dichtungsschicht. Als Porenschluss und UV-Schutz folgt ein Mastixüberzug.

Die abzudichtende Fläche setzt sich zusammen aus 3000 m^2 Sohlen- und 10 000 m^2 Böschungsfläche. Insgesamt waren knapp 3500 Tonnen Belagsmischgut zu verarbeiten.

Materialien und Maschinen bis 9 Tonnen Gewicht konnten mit der Seilbahn von Laax auf den Crap Sogn Gion transportiert werden. Die restlichen Maschinen mussten den beschwerlichen Alpweg auf den eigenen Raupen bewältigen. Der 25 Tonnen schwere Windenwagen war dabei während sechs Stunden unterwegs.

Eine ganz besondere Bedeutung hat die Logistik, die notwendig ist, damit das bituminöse Material in richtiger Menge und Temperatur zum Belagsfertiger gelangt. Vom Verlad des Dichtungsmaterials in einem Werk bei Chur bis zum Einbau auf der Alp Dado verging eine Stunde. Während einer Einbauphase waren drei Lastwagen mit je zwei Mulden à 7 Tonnen Belagsmaterial zwischen dem Belagswerk und der Talstation in Laax unterwegs. Mit Pneustaplern wurden die Mulden unter die Gondel gehängt, mit der Bahn zum Crap Sogn Gion transportiert und oben wieder abgehängt. Von der Bergstation wurden sie mit zwei Lastwagen zur Baustelle gebracht. So gelangte ein voller Behälter innerhalb von 20 Minuten von der Talstation zum Belagsfertiger. Bei optimalem Verlauf wurden im Tag maximal 36 Materialfuhren von insgesamt 250 Tonnen verarbeitet.

Der Einbau der bituminösen Schichten in der Böschung erfolgte vertikal mit einem Böschungsfertiger mit Hochverdichtungsbohle. Dieser wird vom Windenportal mit einem Seilzug die Böschung hochgezogen. Das Mischgut gelangt über eine Umladevorrichtung in den Nachlader, welcher dann den Fertiger beschickt. Nach Vollendung einer Böschungsbahn verschiebt sich das Windenportal mitsamt aufsitzendem Fertiger und Nachlader zur nächsten Bahn. Die Verdichtung wurde mit zwei Böschungsvibrationswalzen erreicht, die mittels Windenwagen mit Seilzug entlang der Böschung bewegt wurden. Alle Maschinen für den Dichtungseinbau in der Böschung sind Spezialkonstruktionen der Firma Walo. Mit diesen Geräten konnten ein optimaler Einbau und damit höchste Qualität sichergestellt werden.

Trotz extremen Bedingungen und aussergewöhnlichem Mischguttransport konnten die Abdichtungsarbeiten nach zwei Monaten Bauzeit Ende September 1995 abgeschlossen werden. Dies war nur möglich dank grossem Einsatz und guter Zusammenarbeit aller Beteiligten.

6. Erfahrungen, Kontrollen

Im Oktober 1995 konnte der See erstmals eingestaut werden, und das Wasser wurde für die Grundbeschneiung der folgenden Wintersaison verwendet. Alles funktionierte zur vollen Zufriedenheit der Betreiber. In den folgenden drei Jahren wurde der See jeweils im Sommer geleert, zum Zweck der Kontrolle und der Reinigung. Es sind dabei keinerlei Schäden festgestellt worden.

Das Speicherbecken untersteht der Überwachung durch das Bundesamt für Wasser und Geologie; das Verhalten des Bauwerkes wird beobachtet und jeweils im Jahresbericht beschrieben. Die Verschiebungen sind im Millimeterbereich; die Höhenverschiebungen sind am Abklingen. Die Sickerwassermengen verhalten sich unabhängig von der Seefüllung, sie hängen vielmehr ab von der Ergiebigkeit der gefassten Hangwasseraustritte.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das vorgestellte Beschneiungsbecken punkto Funktionalität und Ausbaustandard wegweisend sein dürfte.

Adresse des Verfassers
Hans Rieder, dipl. Ing. ETH/SIA, Hegland & Partner AG, Ingenieure und Planer, CH-7001 Chur.

Le projet de réhabilitation du barrage de la Maigrauge

■ *René Viret*

Résumé

Conçu pour permettre le développement industriel du plateau de Pérolles, l'aménagement de la Maigrauge réalisé en 1870–1872, exploite les eaux de la Sarine peu en amont de la basse ville de Fribourg. A l'origine, l'usine hydraulique située au droit du barrage était équipée pour le pompage et la transmission de la force par un câble télédynamique. Vers 1895 elle fut convertie en usine hydroélectrique. Des transformations importantes de l'aménagement ont eu lieu en 1909/10, avec le rehaussement du barrage de 2,5 m et la construction de l'usine de l'Oelberg en basse ville de Fribourg, permettant de porter la chute à environ 20 m. A cette occasion, le barrage a été équipé d'un évacuateur de crues vanné en rive gauche ainsi que d'une prise d'eau alimentant la galerie d'amenée.

En 1942, des groupes supplémentaires sont installés dans l'usine de l'Oelberg, groupes alimentés par une nouvelle galerie parallèle à la première. Depuis, à l'exception de la modernisation de l'usine en 1980, l'aménagement de l'Oelberg-Maigrauge n'a plus été l'objet de travaux majeurs.

Une étude hydrologique basée sur les mesures de débits disponibles aujourd'hui et tenant compte de l'évolution des critères de sécurité en matière de crues ont montré que l'évacuateur ne satisfait plus aux exigences actuelles. Comme d'autre part les organes mobiles sont vétustes, une reconstruction de l'organe de décharge s'impose. L'analyse du comportement du barrage en conditions d'exploitation normales et exceptionnelles a mis en évidence la nécessité de mesures constructives pour accroître sa stabilité. La solution retenue consiste à majorer les forces stabilisantes au moyen d'ancrages.

Les difficultés d'exploitation des prises d'eau imputables à la vétusté des équipements hydromécaniques ainsi que la détérioration des bétons due au vieillissement et au tassement des fondations ont conduit à prévoir la démolition des deux prises existantes qui seront remplacées par un ouvrage unique.

Le système d'auscultation du barrage sera complété en particulier par la mise en place d'un pendule permettant la détermination des déplacements horizontaux du barrage à plusieurs niveaux.

Enfin, le barrage sera équipé d'un dispositif assurant la libre migration du poisson.

Les travaux devisés à 25 millions de francs débuteront cet été et se poursuivront jusqu'en janvier 2003.

Adresse de l'auteur
René Viret, Entreprises Electriques Fribourgeoises, CH-1636 Broc.

Die Instandstellung des Erddamms am Wenigerweiher

■ *Eduard Ammann*

Zusammenfassung

Die Stauanlage Wenigerweiher wurde 1821 im Steinachtal südöstlich von St. Gallen erstellt. Sie diente der Akkumulation von Betriebswasser für die zahlreichen, wasserkraftbetriebenen Maschinen der talabwärts gelegenen Fabriken. Die Firma Weniger, selbst Besitzer von Wasserkraftanlagen, erstellte und betrieb den Staudamm auf privater Basis, wofür ihr die anderen Werkbesitzer einen entsprechenden Wasserzins bezahlten. Heute gehört der Weiher einer Familienstiftung, dem Weniger-Legat, und wird nicht mehr wirtschaftlich genutzt. Seit 1978 steht er ausserdem unter Natur- und Landschaftsschutz.

1990 wurde die IM Ingenieurbüro Maggia AG vom Tiefbauamt St. Gallen mit der Festlegung der Randbedingungen für die von den Besitzern beantragte Weiherentleerung beauftragt. Gleichzeitig musste auch die Anlagesicherheit beurteilt werden. Die Hochwasserentlastung wies eine durch nachträgliche Einbauten reduzierte, ungenügende Abflusskapazität auf. Die durch den Ausbau der beiden blockierten Schützen bedingte Spiegelabsenkung wollten die Naturschutzvertreter nicht akzeptieren, sodass ein neues Einlaufbauwerk gebaut werden musste. Ein Fächereinlauf mit 12 m langer Überfallkante erlaubte, das Stauziel unverändert beizubehalten. Der anlässlich einer Sondierkampagne ermittelte Dammaufbau und die im Labor bestimmten Materialkennwerte waren relativ unbefriedigend, sodass die Stabilitätsberechnungen für die luftseitige Böschung ungenügende Sicherheiten zeigten. Aus den untersuchten Möglichkeiten zur Erhöhung der Dammstabilität wählte man auf Grund der Dauerhaftigkeit und des geringen Unterhaltsaufwandes einen Stützkörper in Form einer Schüttung am luftseitigen Dammfuss.

Der Betriebsauslass, der heute die Funktion des Grundablasses übernimmt, präsentierte sich als einfacher Bodenauslass, der direkt in den Entlastungsstollen mündet. Der mit einem spindelbetriebenen Stahlzapfen verschliessbare Abfluss funktioniert einwandfrei, verfügt aber über eine viel zu kleine Kapazität. Der Ersatz des Ablassorganes wurde auf Grund der beschränkten finanziellen Mittel der Stiftung noch hinausgeschoben. Der Wenigerweiher ist ein typisches Beispiel für eine alte, nicht mehr genutzte Stauanlage, die eine potenzielle Gefahr für die Unterlieger darstellte. Die Instandstellung der Anlagen war wegen der fehlenden Einnahmen, des Fehlens von Betriebspersonal und wegen der komplizierten Besitzverhältnisse schwierig. Mit viel Geduld, gegenseitigem Entgegenkommen und Hilfe der öffentlichen Hand konnten trotzdem ansprechende Lösungen gefunden werden.

Adresse des Verfassers
Eduard Ammann, IM Ingenieurbüro Maggia AG, casella postale, CH-6601 Locarno.

Assainissement général du Bettmersee

■ *Nicolas Cordonier*

Résumé

Bettmeralp, station sans voitures située à 1950 m d'altitude en plein cœur du plateau d'Aletsch, possède un lac dans une dépression fermée par une digue à noyau d'une longueur de 100 m: le Bettmersee.

Il constitue à la fois une réserve d'eau pour l'irrigation et une site apprécié pour les indigènes et les touristes. Avant les travaux d'assainissement (1993–1995), il ne remplissait malheureusement pas les exigences de la loi fédérale sur la police des eaux dans les domaines suivants:

1. Sécurité vis à vis des crues. La revanche n'était que de 25 cm!
2. La vidange de fond, tube de 200 mm, située au milieu de la digue permettait la vidange du lac en trois mois!
3. Aucun système d'auscultation ne permettait de suivre l'évolution de l'ouvrage.

Le conseil municipal hésitait à entreprendre ces travaux qui ne servaient à rien sinon à faire plaisir au Dr Biedermann.

- En effet, depuis 1949 il ne s'était rien passé.
- Le coût des travaux, frs 300 000.–, était important pour une commune de moins de 600 habitants.
- L'atteinte au paysage pouvait être durable.
- Les travaux à entreprendre nuisaient grandement au taux d'occupation touristique en phase de travaux.

Peu à peu, les demandes réitérées de l'office fédéral de l'économie des eaux ont porté leurs fruits. Le volume de stockage supplémentaire, les besoins grandissants en eau pour l'enneigement artificiel et le souci de protection du centre sportif situé en contrebas ont été les arguments déterminants dans les prises de décision du conseil municipal et de l'assemblée primaire.

Ainsi, les travaux suivants ont été réalisés:

- surélévation de la digue de 2,5 m;
- création d'une galerie de contrôle comprenant prise d'eau et vidange de fond;
- création d'un évacuateur de crue ainsi que l'assainissement de l'exutoire;
- mise en place d'un réseau géodésique de mesures.

Adresse de l'auteur
Nicolas Cordonier, N. Cordonier & G. Rey SA, rue de la Métralie 26, CH-3960 Sierre.

Die Kraftwerksanlagen der Rätia Energie im oberen Puschlav

■ *Remo Baumann*

Lago Bianco: Stausee mit drei Mauern

Auf der Berninapasshöhe, bei der Wasserscheide Adria/Schwarzes Meer liegt der Lago Bianco, aufgestaut durch die beiden Mauern Scala und Arlas, allgemein unter dem Namen Süd- und Nordmauer bekannt. Vor dem Ersteinstau waren hier verschiedene Seen, die so genannten Berninaseen. Obwohl das Wasser dieser Seen schon immer gegen Süden durch das Valle di Poschiavo floss, liegt die tiefste Stelle ganz im Norden nahe der Staumauer. Trotzdem wurde die Wasserfassung bei der Südmauer erstellt. Dadurch sparte man sich zwar rund 1,5 km Stollen, hatte aber das Problem, dass der See nicht ganz entleert werden konnte. Besser gesagt hätte können, hätte man nicht am tiefsten Ort nahe bei der Nordmauer eine Pumpstation erstellt. Wasser aus dem tieferen Beckenbereich wurde und wird nun also zur Fassung bei der Südmauer gepumpt. Damit das gepumpte Wasser nicht gleich wieder zurückfliesst, wurde in der Mitte des Lago Bianco eine dritte Staumauer gebaut. Obwohl diese Mauer sehr bedeutend für den Betrieb ist, hat sie – vermutlich ihrer bescheidenen Abmessungen wegen – nicht einmal einen Namen. Auf eine Beschreibung der Nord- und Südmauer wird verzichtet und auf die Berichte von Karl Steiger und Dr. Bastian Otto verwiesen.

Kraftwerksstufen Palü, Cavaglia und Robbia

Während der ersten 15 Betriebsjahre wurde auf einen zusammenhängenden Triebwasserweg vom Lago Bianco bis zur Talsohle bei der Zentrale Robbia verzichtet. Ein solcher hätte auch keinen Sinn gemacht, da die Zentralen Palü und Cavaglia noch nicht gebaut waren und dazumal das nötige Geld für diese Investitionen fehlte. Das Wasser wurde also durch den Grundablass bei der Südmauer in den natürlichen Vorfluter geleitet und durch diesen bis nach der Cavagliaebene zur Fassung des Triebwasserweges der Zentrale Robbia geführt. Diese Stufe weist immerhin eine Nettofallhöhe von rund 600 m aus. In den Jahren 1926/27 wurde schliesslich der Ausbau des Triebwasserweges der oberen Stufe durch den Bau der Kraftwerke Palü und Cavaglia mit ihren Nebenanlagen realisiert.

Das Providurium Palü (Bild 1)

Beim Kraftwerk Palü wurde durch den Bau von zwei Gewichtsmauern ein Staubecken mit rund 180 000 m^3 Inhalt erstellt. Die Palümauern, wieder zwei Namenlose, waren als provisorische Abschlüsse für den Bau einer

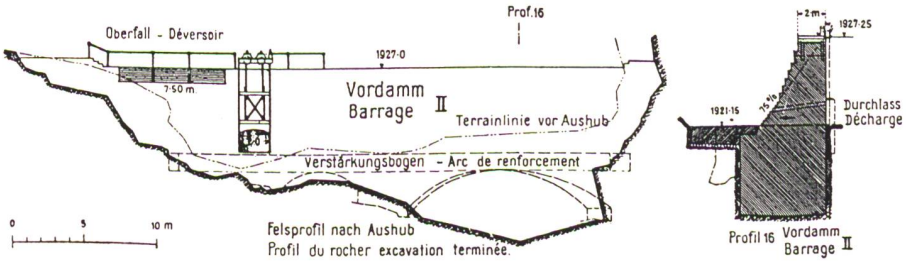


Bild 1. Aufbau des Vordammes II, Ausgleichsbecken Palü.

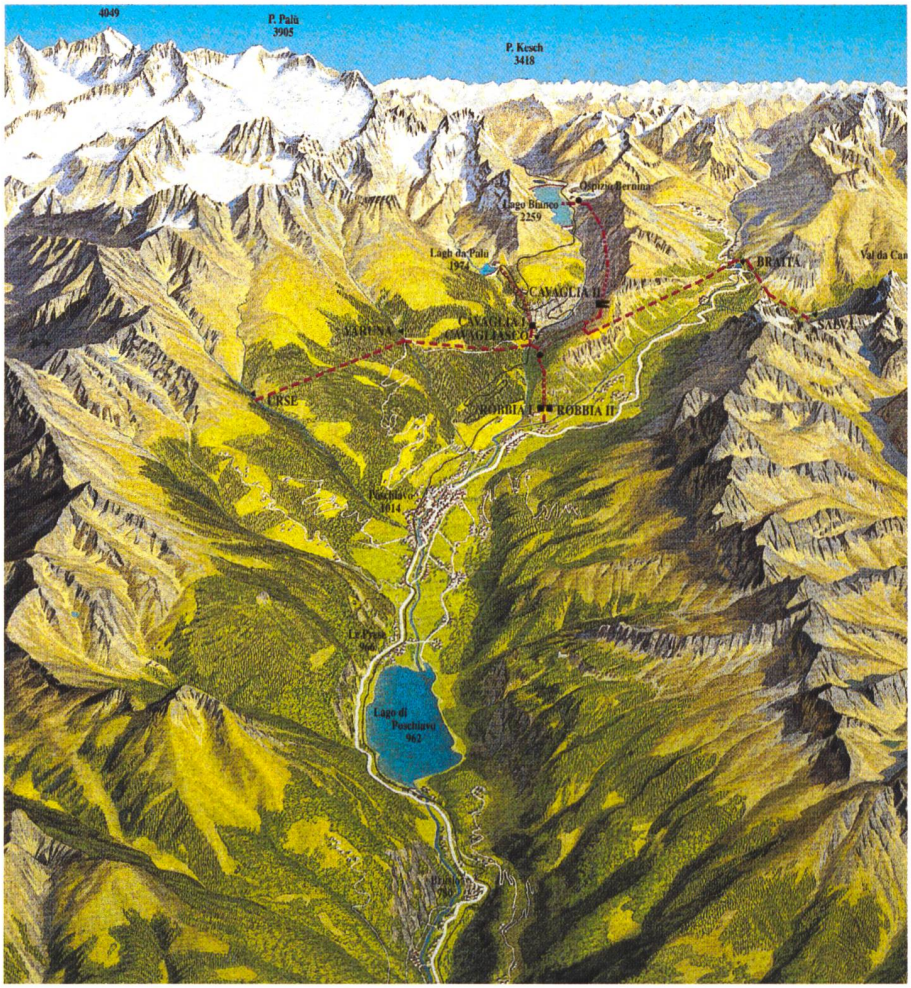


Bild 2. Übersicht über die Anlagen der Rätia Energie im Puschlav.

grösseren Bogenstaumauer geplant. Um diese zu realisieren, fehlte dazumal das Geld (die Geschichte wiederholt sich), später dann der politische Wille beziehungsweise die nötige Durchsetzkraft. Jedenfalls wurde keine höhere Mauer erstellt. Die Zentrale Palü allerdings war auf das geplante Ausbauniveau ausgelegt und erhielt knapp oberhalb des geplanten maximalen Seespiegels eine vertikalachsige Peltonmaschine. Da man dazumal wusste, dass in den nächsten 5 bis 10 Jahren nicht mit dem Ausbau gerechnet werden durfte, wurde auf Höhe des damaligen Seespiegels (folglich auch des heutigen) eine weitere Maschine eingebaut. Diese, eine Francismaschine, ist an der selben Achse mit dem Generator verbunden wie die oberliegende Peltonturbine. Bis heute sind keinerlei Schwierigkeiten mit der rund 30 m langen Welle aufgetreten, was erwähnenswert ist.

Zur Stauanlage gibt es auch zwei interessante Punkte. Bei der einen Mauer bemerkte man beim Bau, dass die Felslinie nicht dort lag, wo man das angenommen hatte. In Sperrenmitte traf man nicht auf Fels, der Gletscher hatte hier scheinbar zu tiefe Spuren hinterlassen. Auch fiel luftseitig der Fundation das gesamte Felspaket steil ab, was sich nicht günstig auf die Stabilitätssicherheit auswirkte. Die damaligen Planer liessen sich von solchen Fakten nicht erschrecken, sondern wurden richtig kreativ. Der fehlende Fels in Mauermitte wurde mit dem Bau einer «Bogenbrücke» überbrückt. Wahrscheinlich von dieser Idee angesteckt, löste man das Stabilitätsproblem auf ähnliche Weise. Auf die «Brücke» wurde eine rund 1,5 m starke Fundationsschicht betoniert. Die Kräfte auf diese Platte – es handelte sich hier um das Gewicht einer Gewichtsmauer – wurden durch eine luftseitig anschliessende, liegende «Bogenbrücke» in die seitlichen Felsanschlüsse geleitet. Ob man eine solche Konstruktion als Gewichtsmauer bezeichnen darf, sei dahingestellt.

Erweiterungen der Anlagen

In den Kriegsjahren wurde der Ausbau der Wasserkraft forciert. Die Mauern am Lago Bianco wurden erhöht und der Nutzinhalt um rund 6 Mio. m^3 erweitert. Damit der See gefüllt werden konnte, wurde die Zentrale Palü mit einer Pumpstation ausgerüstet. Gleichzeitig wurde die Zentrale Robbia um eine Maschinengruppe vergrössert. Lustigerweise nennt man diese Maschine, die zuletzt eingebaut wurde, Maschine 1. Die Abflüsse der westlichen Seitentäler wurden gefasst und ins Wasserschloss der Zentrale Robbia eingeleitet. Der bestehende Triebwasserweg der Zentrale war dazu allerdings zu klein, eine zweite Druckleitung parallel zur ersten musste erstellt werden.

Unterhaltsarbeiten

In den 70er-Jahren begannen die ersten grösseren Unterhaltsarbeiten an den Anlagen. Die Druckleitungen Cavaglia und Robbia mussten ersetzt werden. Das ging dazumal noch einfacher als heute, vor allem hatte man das PCB-Problem noch nicht oder noch nicht erkannt. Im Sommer 1993 wurden beim Staubecken Palü eine Kiesschleuse eingebaut und im darauf folgenden Sommer der See ausgebaggert. Bis dahin waren rund 70% des Nutzinhaltes durch Sedimentation verloren gegangen. Die Ausbaggerung des Sees erfolgte konventionell mit Rauppenbaggern, wobei das ausgebaggerte Material dem Vorfluter dosiert wieder zugeführt wurde.

Im Jahr 1998 wurde eine Sanierung des gesamten Triebwasserweges vom Lago Bianco zur Zentrale Palü nötig. Für den Ersatz der alten Druckleitung wurden drei verschiedene Methoden angewendet. Im oberen Drittel – die alte Leitung war erdverlegt – wurden in die alten Stahlrohre neue Rohre mit einem rund 15 cm kleineren Durchmesser eingezogen, der Hohlraum wurde anschliessend mit einer Mörtelmischung verfüllt. Im zweiten Drittel – hier verlief die Leitung in einem Rohrstollen durch den Fels – wurde die alte Leitung als Schalung verwendet und der ganze Stollen mit Pumpbeton verfüllt. Diese Arbeit stellte eine grosse Herausforderung an die Unternehmer dar, musste doch rund 700 m weit und 150 Höhenmeter nach unten gepumpt werden. Das unterste Drittel – erdverlegt – wurde mit neuen Rohren ersetzt.

Die nun laufenden Sanierungsarbeiten betreffen vor allem die Süd- und die Nordmauer des Lago Bianco.

Adresse des Verfassers
Remo Baumann, Rätia Energie AG, CH-7742 Poschiavo.

Betonquellen verhindern! Sanierung der Bernina-Nordmauer

Karl Steiger, Remo Baumann

Einleitung

Der Lago Bianco auf der Berninapasshöhe zwischen dem Engadin und dem Veltlin wird mit zwei alten Bruchsteinmauern auf eine maximale Höhe von 2234,65 m ü.M. gestaut (Bild 1). Die Staumauer Scala im Süden und die Mauer Arlas im Norden sind beides gebogene Gewichtsmauern. Die Südmauer hat eine maximale Höhe von 28 m und eine Kronenlänge von rund 190 m. Die Nordmauer, im Grundriss eingeteilt in drei Bögen, eine maximale Höhe von 17 m und eine totale Kronenlänge von rund 300 m.

Beide Mauern, in den Jahren 1910/11 aus Bruchsteinen erstellt, wurden 1941 und 1942 um 4 m erhöht. Die Erhöhung erfolgte aus Beton, wobei die Luftseiten aus ästhetischen Gründen mit Bruchsteinen verkleidet wurden. Ab 1979 wurden die Mauern mit einem einfachen Allignement über die Mauerkrone überwacht.

Bild 1. Blick auf den Lago Bianco Richtung Norden.

Verhalten der Nordmauer

Die Messwerte der Allignementsmessung der Nordmauer – jeweils ein Messpunkt in Bogenmitte, einer auf den Mittelpfeilern – zeigten, dass sich die Mauerbögen während der warmen Jahreszeit gegen die Wasserseite verschoben; die Pfeiler verhielten sich entgegengesetzt. Mit dem Abkühlen der Mauer im Herbst wurden die Bewegungen wieder rückgängig gemacht. Aussergewöhnlich war allerdings, dass immer bei quasi Vollstau, also im Herbst bei tiefen Temperaturen, ein Abklingen der Rückwärtsbewegungen festgestellt wurde. Oft verhielt sich die Mauer dann sogar wie bei einer Erwärmung.

Zu erwähnen ist auch, dass nach einem Jahreszyklus die Messpunkte auf den Bögen nicht mehr ihre Ausgangslage erreichten, sondern jeweils eine jährlich konstante Zunahme gegen die Wasserseite anzeigten.

Während die Zunahme der jährlich bleibenden Deformation sich praktisch linear verhielt, ca. 1 mm pro Jahr, nahm die zyklische Ausschwenkung der Krone während eines Jahres laufend zu. Schliesslich wurden Amplituden Sommer-Winter von über 15 mm gemessen und das bei einer im Mittel kaum 10 m hoher Mauer.

Dass Bewegungen in diesem Ausmass nicht schadlos vom Mauerkörper aufgenommen werden können, zeigte sich Anfang der 90er-Jahre, als auf der Luftseite der Mauer ein horizontaler Riss entdeckt wurde. Dieser verläuft heute durch den gesamten Staumauerkörper, wodurch der Querschnitt entsprechend geschwächt wird (siehe auch WEL 11/12-1995, S. 264–266).

Analyse des Verhaltens

Zur Abklärung des Zustandes und des Verhaltens der Mauer wurden folgende Massnahmen eingeleitet:

- Überprüfung der Stabilitätssicherheit der gerissenen Mauer;
- Verstärkung der Instrumentierung durch Jointmeter über dem Riss sowie Installation von Thermometer und Extensometer in drei Schnitten der Mauer;
- Installation eines Präzisionsnivellements und Messpunkte für GPS-Messung;
- Entnahme von Proben mittels Kernbohrungen bei der Installation der Extensometer;
- Laboruntersuchung an den Betonproben auf Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR);
- Analyse der Mauer mittels dreidimensionalen FE-Modells zur Abklärung der Einflüsse von Temperatur und Betonquellen. Die Entstehung und Entwicklung des Risses wurde dabei mit einem ungerissenen, einem teilweise gerissenen und einem total gerissenen Modell untersucht.

Als Resultat der Untersuchungen ergab sich daraus:

- Ungenügende Stabilität der Mauer im Falle von Eisdruck bei Vollstau (für die normalen Betriebszustände konnte eine ausreichende Sicherheit nachgewiesen werden).
- Der luftseitige Riss existiert auf Grund der Extensometermessungen in allen Mauerteilen, wobei er im relativ niedrigen Westbogen im Fundationskontakt Mauer-Fels verläuft.
- Der Riss vergrössert sich laufend, wodurch die Kronendeformation progressiv zunimmt.
- Durch die Rissvergrösserung entsteht eine verstärkte Durchlässigkeit.
- Betonquellen konnte auf Grund der Extensometermessungen jeweils zwischen Oktober und Januar, bei vollem See, wenn sich die Mauer wegen der Abkühlung wieder luftseitig verschiebt, nachgewiesen werden.
- Ein Potenzial für Alkali-Aggregat-Reaktionen (AAR-Potenzial) konnte an den Betonproben nachgewiesen werden.
- Die FE-Rechnung zeigt, dass die Temperaturausdehnung im Sommer Zugspannungen in der intakten Mauer hervorruft, die einen Riss auf der Luftseite bewirken können.

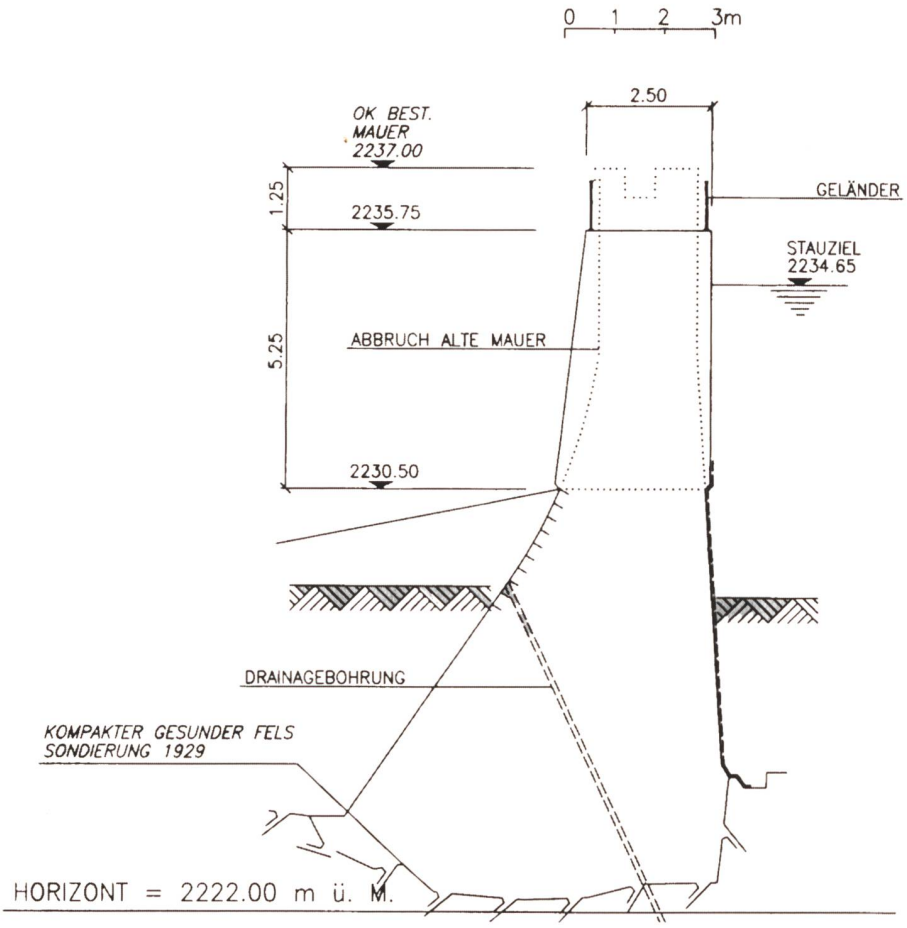


Bild 2. Sanierung des Ost- und Mittelbogens.

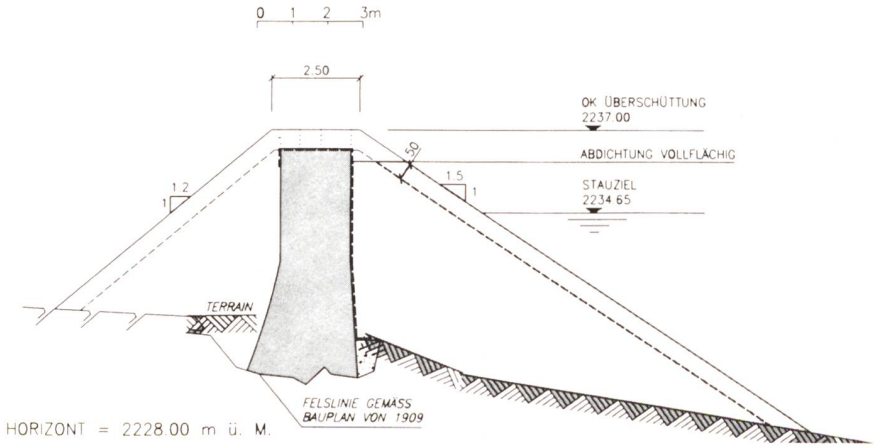


Bild 3. Sanierung des Westbogens.

- Damit die heute gemessenen Deformationen modelliert werden können, muss der Riss durchgehend in der ganzen Mauer angenommen werden.
- Nur wenn ein Quellen des Betons der Mauererhöhung angenommen wird, können die plastischen Deformationen wie auch die Grössenordnung der elastischen Verformungen erklärt werden.

Sanierungsvorschläge

Bei der Ausarbeitung von Sanierungsalternativen musste auf den Betrieb der Anlage Rücksicht genommen werden, welcher nicht unterbrochen werden darf. Dabei ist zu beachten, dass bei normalen Betriebsverhältnissen die ganze Mauer ab Ende Winter trockenfällt. Während des ganzen Sommers kann daher ohne Energieverlust gebaut werden. Im Winter muss jeweils wieder eine standfeste Mauer vorhanden sein. Eine weitere Einschränkung bildet die geschützte Zone des Lei Neir am luftseitigen Fuss der Mauer. Dieses Gebiet von nationaler Bedeutung darf nicht tangiert werden.

Die Analyse der Mauer hatte Betonquellen als eigentliche Ursache der Schäden nachgewiesen. Als Sanierungsvarianten kommen daher grundsätzlich zwei Lösungen in Frage: Entweder man hält das Wasser vom Beton fern oder man ersetzt den alten Beton durch einen neuen AAR-beständigen. Aus der Literatur sind auch Fälle bekannt, wo die AAR durch genügenden, zum Teil selbst aufgebauten, Druck gestoppt werden konnte. Auch diese Möglichkeit wurde in der Folge untersucht.

Für verschiedene Alternativen wurden die technischen Aspekte wie auch die Kosten abgeklärt:

- Verankerung des oberen Mauerteils und Abdichtung der Wasserseite mit einer Folie;
- Vorspannung der Mauer und Injektion des Mauerkörpers;
- Erstellen eines Vorbetons auf der Wasserseite;
- Einschütten der Betonmauer und Abdichtung des Mauerkörpers mit Asphaltbeton;
- Abbruch des oberen Mauerteils und Neubau als gefugte Gewichtsmauer.

Als günstigste Alternative wurde eine kombinierte Lösung vorgeschlagen, indem der Ost- und Mittelbogen bis zum Horizontalriss abgebrochen werden und eine gefugte Gewichtsmauer aufgesetzt wird. Der untere, noch intakte Teil aus Bruchsteinmauerwerk wird mit einer Flüssigfolie abgedichtet, welche direkt an den Fels anschliesst und auch diesen noch auf eine Länge von ca. 3 m abdeckt. Es handelt sich dabei um eine elastische, vollflächig haftende Beschichtung, im Wesentlichen ein Aufbau aus verschiedenen PUR-Flüssigschichten, welche zu einem Ganzen verschmelzen und auch eventuelle Risse im Mauerwerk oder Beton überbrücken können. Auch die Fugen zwischen den neuen Blöcken werden wasserseitig mit dieser Folie abgedichtet, ebenso wie der Kontakt zwischen altem und neuem Mauerteil. Zur Verbesserung der Mauerstabilität werden Drainagebohrungen von der Luftseite aus unter die Fundation abgeteuft (Bild 2).

Der kleinere Westbogen wird mit dem Abbruchmaterial beidseitig eingeschüttet, wodurch die Stabilität wieder gewährleistet werden kann. Zur Abdichtung erhält der

Mauerkörper ebenfalls eine Beschichtung mit Flüssigfolie (Bild 3).

Während im Sommer des ersten Baujahres (2000) die Abdichtung des unteren Mauerteils ausgeführt wurde, wird im darauf folgenden Jahr der Rückbau des oberen Teils und der eigentliche Neubau erfolgen. Dazwischen wird die alte Mauer noch einmal ihre Funktion erfüllen.

Verhinderung des Betonquellens in der sanierten Mauer

Am alten Mauerbeton waren eindeutige Anzeichen von AAR offensichtlich, sowohl visuell als auch aus den Laborversuchen.

AAR ist das Quellen des Betons infolge der Reaktion zwischen den Alkalien aus dem Zement (Na_2O und K_2O) und dem reaktiven Silikat (Si) der Zuschlagstoffe unter Mitwirkung von Wasser.

Um eine optimale Rezeptur für den neuen Beton zu erreichen, waren langwierige Versuche nötig. Da Zuschläge vor Ort verwendet werden, mussten diese zuerst detailliert erfasst werden, wobei sich zeigte, dass nicht alle potenziell reaktiv sind. Es galt also, Zonen innerhalb des Kiesabbaugebietes festzulegen, die weniger gefährdete Gesteine aufwiesen. Im Weiteren wurden verschiedene Zementsorten untersucht, wobei sowohl Standardversuche als auch Versuche mit vorhandenen Gesteinen durchgeführt wurden.

Der Beton von 1910 wurde mit einem Zementgehalt von 450 bis 500 kg/m^3 hergestellt, derjenige von 1942 mit 300 bis 400 kg/m^3. Aus der Analyse des Zementes ergibt sich, zusammen mit dem hohen Zementgehalt, ein Grund für die Rissbildung im Beton und damit für das Betonquellen.

Dagegen wurde in den Ablagerungen des Gambrena-Deltas, wo seit jeher Betonaggregate gewonnen werden, nicht genügend Material gefunden, das auf ein AAR-Potenzial hinweisen könnte. So wie sich die Ablagerungen heute präsentieren, sollte durch dieses Material also keine Gefahr von AAR bestehen.

Für die Ausführung des neuen Mauerbetons wurden klare Vorschriften formuliert:

- Der Zementgehalt des Mauerbetons wird auf 220 kg/m^3 beschränkt.
- Es wird ein Vertikalabbau der Zuschlagstoffe verlangt, um lokale hohe Rhyolitkonzentrationen zu verhindern.
- Ein Zement mit tiefem Alkalianteil wird vorgeschrieben, wobei eventuell Puzzolan zur Verwendung kommen soll.
- Die Abdichtung des unteren Mauerteils und des Anschlusses an den Fels soll das Eindringen von Wasser verhindern.

Zusammenfassung

Dank intensiven Studien des Mauerverhaltens und der Baumaterialien konnte eine kostengünstige Sanierungslösung für die AAR-geschädigte Bernina-Nordmauer gefunden werden, wobei dank dem gestaffelten Bauablauf Betriebsausfälle verhindert werden können.

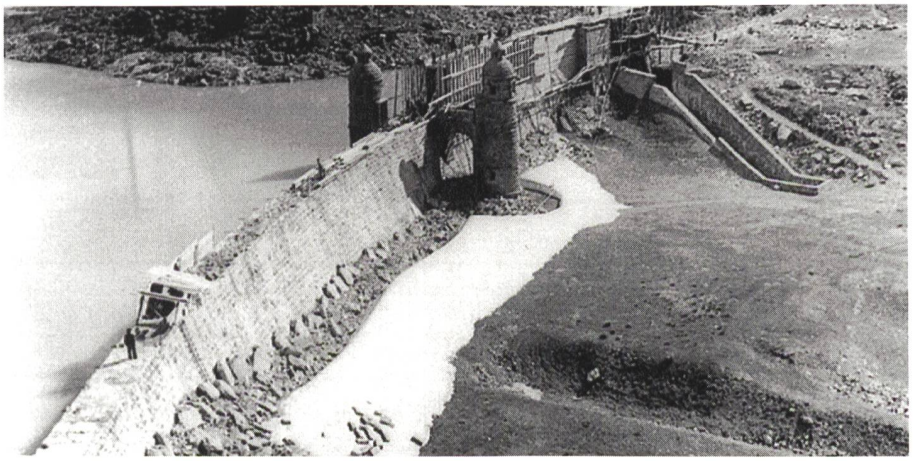
Adressen der Verfasser
Karl M. Steiger, Colenco Power Engineering AG, Mellingerstrasse 207, CH-5405 Baden.
Remo Baumann, Rätia Energie AG, CH-7742 Poschiavo.

Die Mauer Scala – neuartige Abdichtung einer alten Bruchsteinmauer

■ *Bastian Otto*

Zusammenfassung

Die Mauer Scala, welche den Berninasee gegen Süden hin abschliesst, wurde im Jahre 1912 als Bruchsteingewichtsmauer erbaut und im Jahr 1942 mit einer Betonkrone auf ihre Endhöhe von maximal 26 m erhöht. Das Verformungsverhalten der Mauer sowie Risse auf der Luftseite des Mauerwerks bewogen die Besitzerin, das Verhalten genauer abklären zu lassen. Eine ausführliche, In-situ-Messkampagne – unterstützt durch Laboruntersuchungen – zeigte, dass sich der Beton der Mauererhöhung im Anfangsstadium eines Alkali-Aggregat-Quellens (AAR) befindet. Durch diese bauwerksinternen Zwängungen entstanden Risse, welche für das Verformungsverhalten verantwortlich sind und die Sicherheit der Mauer mit der Zeit abgemindert haben. Zur Verhinderung eines weiteren Fortschreitens des AAR und zur Verbesserung der Sicherheit der Mauer, wird die Mauer zurzeit einer umfassenden Sanierung unterzogen. Dabei werden ein neuer Sohlgang zur besseren Kontrolle und Drainage der Maueraufstandsfläche erstellt und der Mauerbeton sowie das Bruchsteinmauerwerk gegen Zutritt von Wasser abgedichtet. Als Abdichtung wird erstmals im Talsperrenbau eine neuartige Flüssigfolie verwendet, welche an der Beton- oder Maueroberfläche vollflächig haftet. Im Vortrag wird speziell auf die Eigenschaften und die Eignung der Flüssigfolie im Talsperrenbau eingegangen.



Mauer Scala: Erhöhung der Mauer in den Jahren 1941/42.

Adresse des Verfassers
Dr. *Bastian Otto,* Nordostschweizerische Kraftwerke, Parkstrasse 23, CH-5400 Baden.