

Stützmauer für die Wildbachverbauung im Illgraben

Autor(en): **Missbauer, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **89 (1971)**

Heft 40

PDF erstellt am: **19.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-85002>

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.

neute Tieferlegung der Sohle würde einen Aushub in der Grundmoräne bedingen. Da aber dank der Absenkung des Wasserspiegels der natürliche Bachlauf gegenwärtig im obersten Abschnitt auf seiner ganzen Länge bis zum See begehbar ist, besteht die berechnete Hoffnung, dass nunmehr durch geeignete Massnahmen eine neuerliche Verstopfung des Seeauslaufs verhindert oder im Frühjahr rechtzeitig behoben werden kann.

Literaturverzeichnis

- [1] Aellen, Markus: Interne Notiz über den Ausbruch eines Sees am Grubengletscher (Flatschhorn) ob Saas-Balen, am 2. Juli 1968. VAW-ETHZ, 6. Jan. 1969.

- [2] Kasser, Peter: Die Gletscher der Schweizer Alpen 1967—1968 (89. Bericht). Gletscherkommission der Schweiz. naturforschenden Gesellschaft, ergänzter Sonderdruck aus der Zeitschrift «Die Alpen», 4. Quartal 1969, S. 200—225.
- [3] Lichtenhahn, Carlo: Zwei Stollenbauten: Stollen im Eis zur Verhinderung von Ausbrüchen eines Sees im Grubengletschergebiet (Wallis) und Stollen im Felsen zur unterirdischen Entwässerung des Rutschgebietes von Campo Vallemaggia (Tessin). Internationales Symposium «Interpraevent 1971», Villach, Kärnten, Österreich: Grenzen und Möglichkeiten der Vorbeugung vor Unwetterkatastrophen im alpinen Raum. Ges. für vorbeugende Hochwasserbekämpfung, Klagenfurt 1971, S. 465—475.

Adresse des Verfassers: Dr. Hans Röthlisberger, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETHZ, Voltastrasse 24, 8044 Zürich.

Stützmauer für die Wildbachverbauung im Illgraben

DK 627.141.2

Von P. Missbauer, Sitten

1. Einleitung

Der südlich von Leuk gelegene Illgraben gehört zu den bedeutendsten Erosionserscheinungen der Walliser Alpen. Die geologischen Verhältnisse dieser Region – eine tektonische Kontaktzone zwischen dem kristallinen Gestein des Illhorns und dem Kalkgestein des Corbetsch – begünstigen die erodierende Wirkung des Wassers, so dass ein 250 ha grosser Talkessel mit steilen, stark zerklüfteten Felswänden entstand. Der Talboden ist mit moränenartigen, gelben Schuttmassen gefüllt, die in Regenperioden in schlammartigen Murgängen durch den tief eingeschnittenen Illgraben zur Rhone transportiert werden und dabei schon gewaltige Schäden angerichtet haben.

Im April 1961 kam es zu einem gewaltigen Bergsturz mit einer Anhäufung von mehreren Millionen m³ verwitterter Felsmassen, die den Ausgang des Talkessels absperren. Eine dadurch hinter dieser Ablagerung entstandene Wasseransammlung brach im Juni 1961 plötzlich aus. Die dabei zu Tal schiessenden Wasser- und Schlammassen richteten grosse Verheerungen an und rissen die 40 m lange Stahl-Fachwerkbrücke der Kantonsstrasse weg.

2. Zweck der Verbauung

Im Einverständnis mit dem Eidg. Amt für Strassen- und Flussbau beschlossen die kantonalen Behörden, durch eine Verbauung die Schutthalde im Talkessel zu konsolidieren und die Erosion des Wasserlaufes einzuschränken.

Nach eingehender Prüfung verschiedener Varianten, nach der Durchführung der erforderlichen Sondierbohrungen und Bereitstellung der geologischen und geotechnischen Grundlagen, entschloss man sich für die klassische Lösung der Wildbachverbauung, d. h. eine Reihe von Sperren anzuordnen. Durch diese Massnahme wird das Gefälle des Wasserlaufes und damit der Geschiebetransport verringert, eine weitere Vertiefung der Bachsohle wird verhindert und die Seitenerosion herabgesetzt.

Ein topographisch besonders günstig gelegener, natürlicher Engpass am Ausgang des Talkessels konnte dabei benützt werden, um mit einer 50 m hohen Sperrmauer die im Talgrund liegenden, steilen Schuttkegel zu konsolidieren. Diese Hauptsperre, die durch ihre aussergewöhnlichen Abmessungen und die besonderen Schwierigkeiten bei der Bauausführung von normalen Wildbachverbauungen abweicht, soll im folgenden näher beschrieben werden (Tafeln 12 bis 15).

3. Geologie

Der Fels an der Sperrstelle besteht aus einem ziemlich reinen Kalkgestein mit deutlich ausgeprägten, steil fallenden Schichten, die ungefähr parallel zur Talrichtung streichen. Dieser Kalkstein ist am Mauerfuss und am linken Ufer in ziemlich gesundem Zustand. Am rechten Ufer jedoch laufen die Schichten steil gegen die Oberfläche an und sind daher stark verwittert. Die angrenzende Verwer-

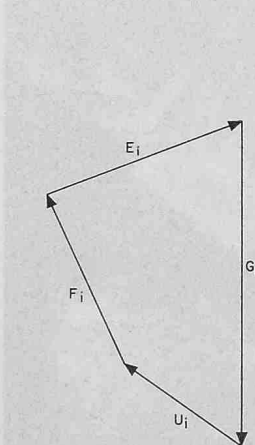
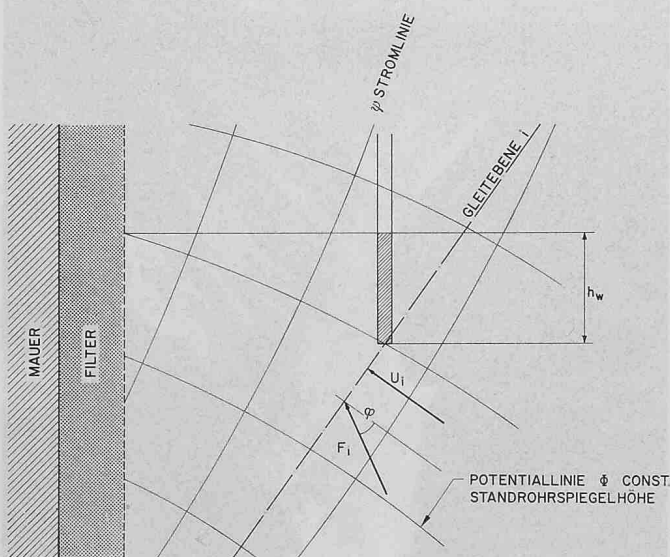


Bild 1. Stromliniennetz zur Ermittlung der Erddruckverhältnisse.

G_i Gewicht der Schuttmasse über der Gleitebene i

E_i Resultierende der Reibungskräfte

U_i Resultierende des hydrostatischen Druckes in der Gleitebene

Tabelle 1. Bestimmung der erforderlichen Basisbreite B

Lastfall	Nähere Beschreibung der Lastfälle	Erddruckverteilung	E_v t/m	E_h t/m	M_2 tm/m	B m
1	gleichmässige Hinterfüllung, nachgiebige Mauer	dreieckförmig	234	552	10 490	19,85
2a	gleichmässige Hinterfüllung, beschränkt nachgiebige Mauer	dreieckförmig	134	758	14 300	25,32
2b	gleichmässige Hinterfüllung, beschränkt nachgiebige Mauer	parabolförmig	134	758	17 160	27,92
3a	gleichmässige Hinterfüllung, beschränkt nachgiebig, mit Sickerströmung	dreieckförmig	177	1004	19 008	28,71
3b	gleichmässige Hinterfüllung, beschränkt nachgiebig, mit Sickerströmung	parabolförmig	177	1004	22 730	31,77
4a	gleichmässige Hinterfüllung, beschränkt nachgiebig, mit Wasserstauung	dreieckförmig	137	778	15 179	27,60
4b	gleichmässige Hinterfüllung, beschränkt nachgiebig, mit Wasserstauung	parabolförmig	137	778	18 011	30,22
5a	teilweise flüssige Hinterfüllung, beschränkt nachgiebige Mauer	dreieckförmig	98	558	15 890	27,36
6a	wie 5a mit Berücksichtigung der Sickerströmung	dreieckförmig	113	640	17 312	28,41
6b	wie 5a mit Berücksichtigung der Sickerströmung	parabolförmig	113	640	20 190	30,83

fungszone trug ausserdem noch zur Zermürbung des Gesteins bei. Als Mauertyp kam daher nur eine Schwerkriegtsmauer in Frage, da ein Bogenschub oder konzentrierte Krafteinleitungen auf dieser rechten Talseite vom Fels nicht aufgenommen werden könnten.

An den rechtsufrigen Felssporn schliesst ein früherer, etwas tiefer gelegener Talausgang an, der von Ablagerungen aufgefüllt wurde, deren Alter und Mächtigkeit genügen, um eine sichere, natürliche Sperre zu bilden. Voraussetzung für die Standfestigkeit dieser alten Ablagerungen bildet eine gute Drainage, die den Abfluss des Wassers trotz der neuen Sperrmauer weiterhin ermöglicht.

Das bergwärts der Mauer liegende Material, die eigentlich zu konsolidierende Masse, besteht aus jungen, durch Erosion und Verwitterung entstandenen Schuttmassen. Dieses Material wird bei Regenfällen leicht flüssig und bildet häufig Murgänge, wobei die Wassermenge im Falle von Wolkenbrüchen innerhalb einer Stunde von wenigen Litern pro Sekunde auf 10 m³/s ansteigen kann.

4. Bemessung der Hauptsperre

Wie schon eingangs erwähnt, dient die Hauptsperre zur Konsolidierung der im Talkessel abgelagerten Schuttmassen. Im Anfangsstadium muss dabei die Mauer bei plötzlichen Regenfällen dem Andrang von Schlammassen standhalten, da das vorhandene Bodenmaterial schon bei einem Wassergehalt von 15 % seinen Scherwiderstand verliert und wie eine Flüssigkeit mit einem Raumgewicht von $\gamma = 2,20 \text{ t/m}^3$ auf die Mauer einen sehr grossen Druck ausübt.

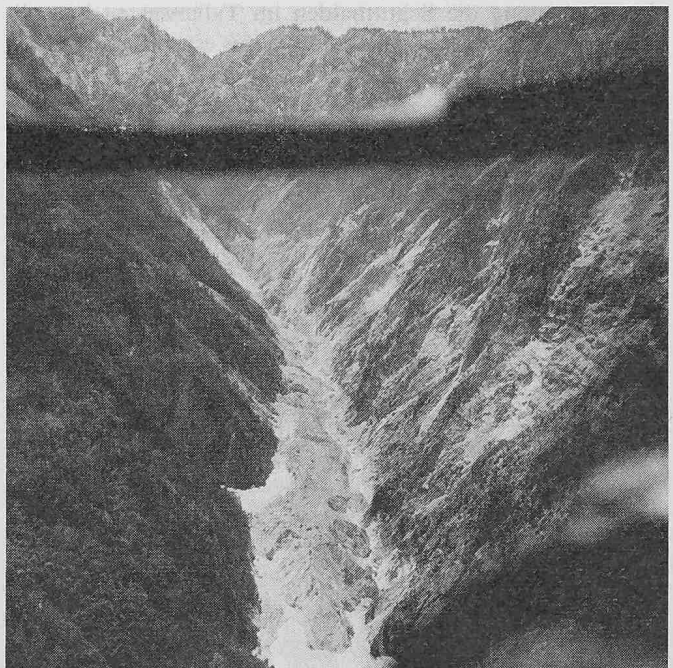
Erst nach allmählicher Konsolidierung dieser Hinterfüllung durch Ausscheidung des Porenwassers nimmt der Scherwiderstand wieder zu. Damit das Porenwasser entweichen kann, wurde an der Mauerrückwand eine 1 m starke Filterschicht aus porösem Beton und am Mauerfuss eine mehrschichtige Sickerpackung als Drainage angeordnet. Die Mauer selbst wurde mit mehreren Durchlässen ausgestattet (siehe Tafelbeilage).

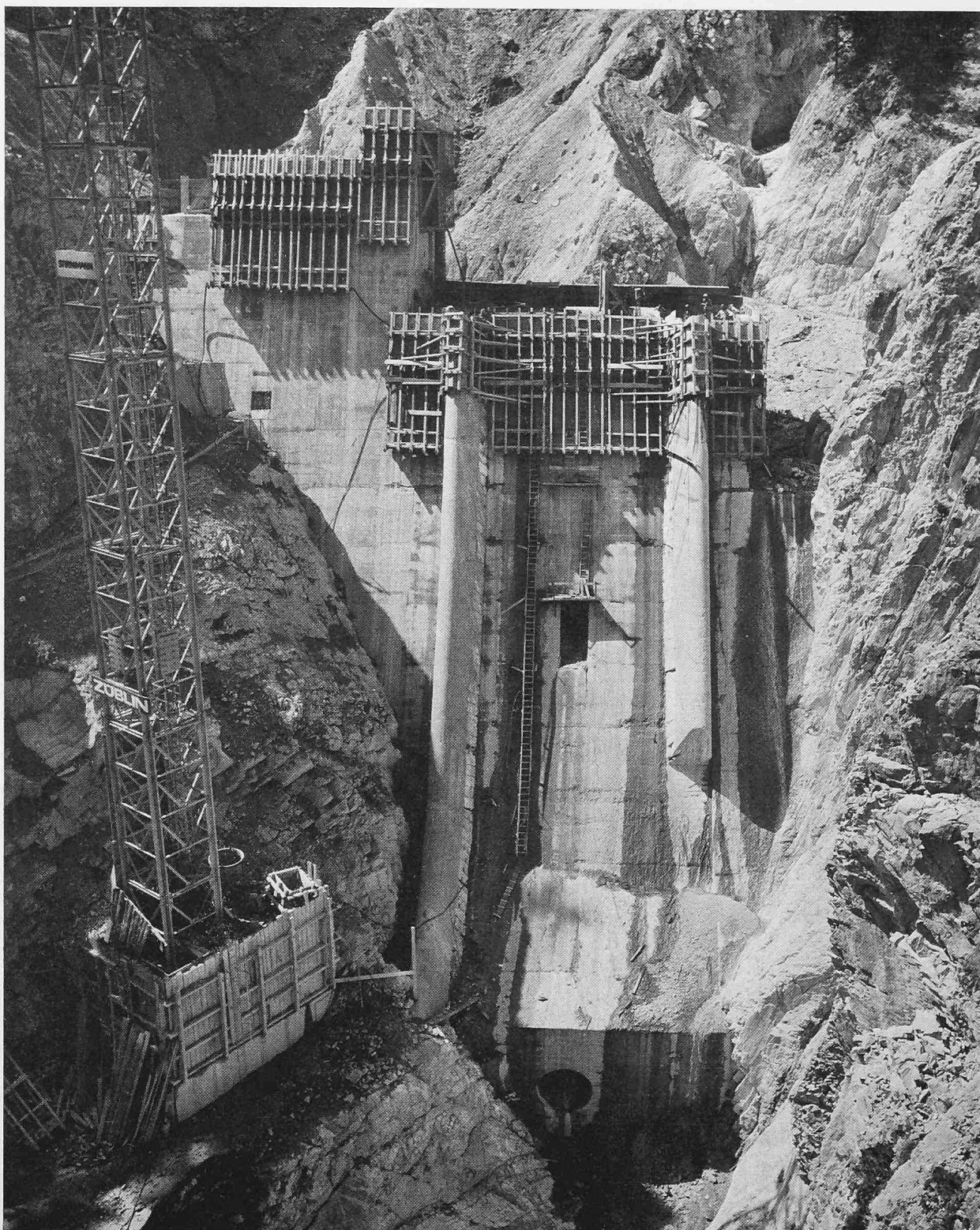
Infolge der Grösse des Bauwerkes und seiner Fundierung auf Fels können die für die Entstehung des aktiven

Bild 2. Flugaufnahme des Illgrabens. In der Talsohle die Schuttmassen, im Hintergrund das Rhonetal



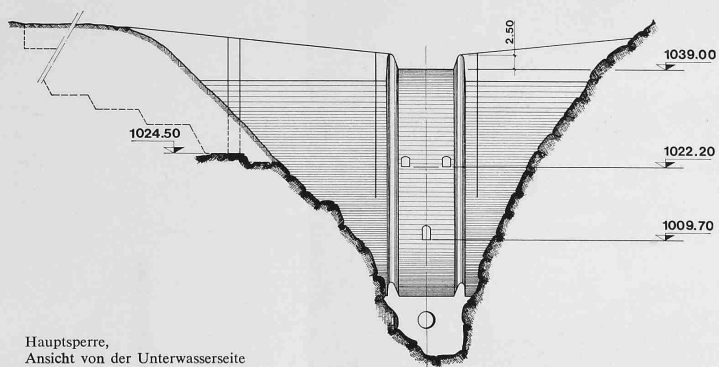
Bild 3. Flugaufnahme des Illgrabens, Blick taleinwärts. In der Talsohle die Schuttmassen
Photo C. Schum



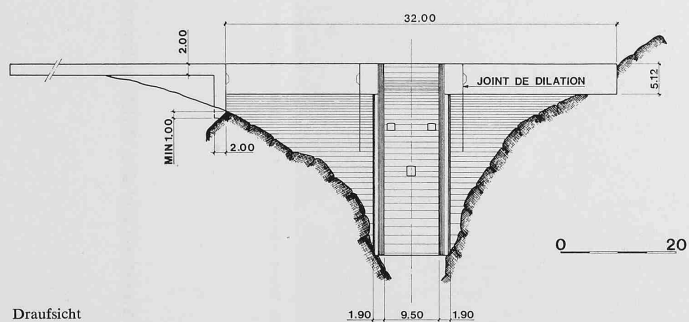


Die Sperre während des Baues. Blick talaufwärts

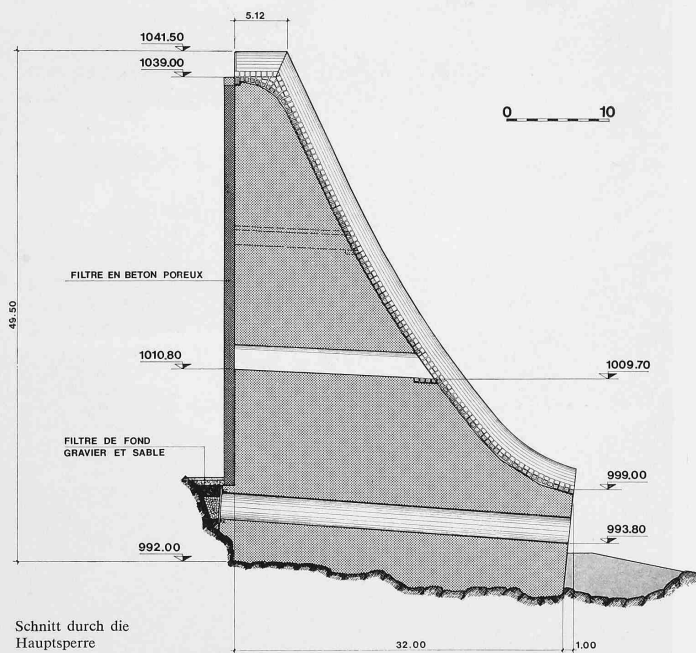
Talsperre für die Wildbachverbauung im Illgraben



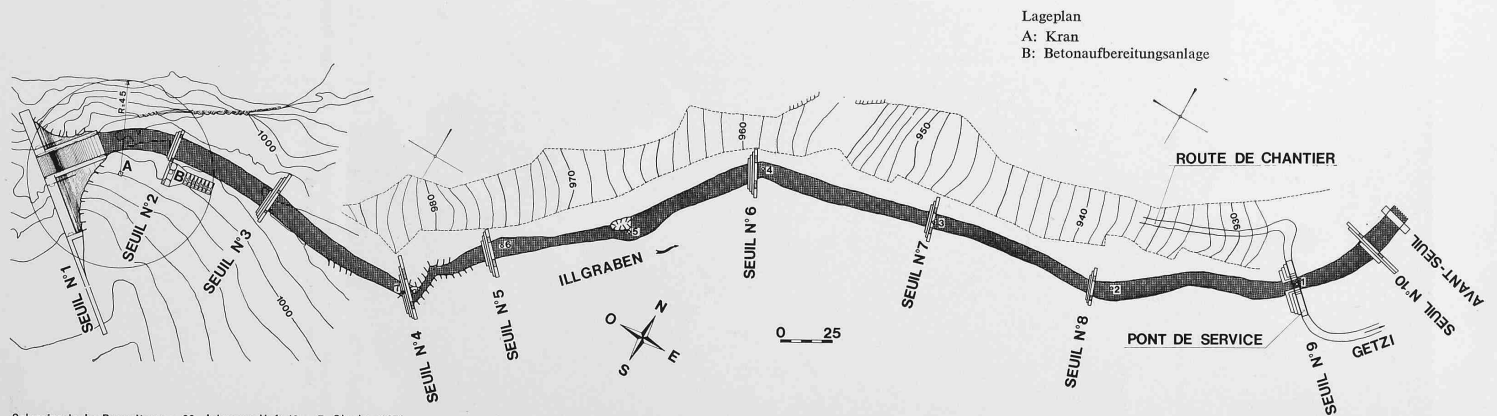
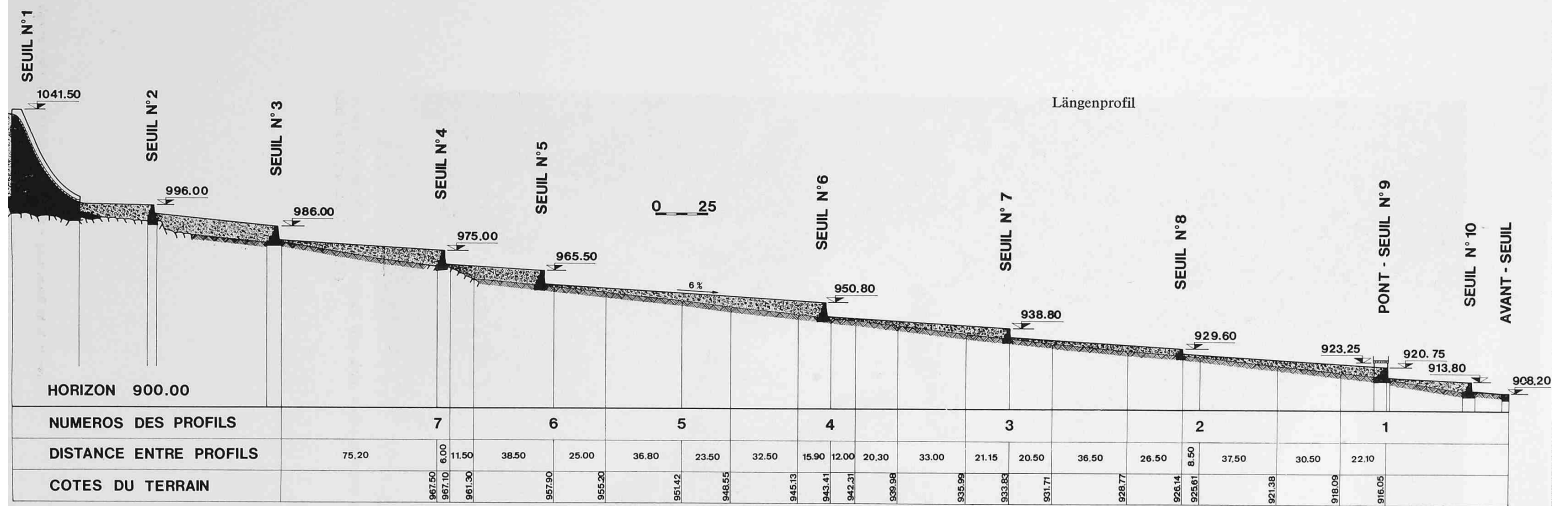
Hauptsperre,
Ansicht von der Unterwasserseite



Draufsicht



Schnitt durch die
Hauptsperre





Flugaufnahme der Illgrabensperre vom 19. 7. 1971. Der Staustamm hat sich schon nach sehr kurzer Zeit mit Bachschutt aufgefüllt. Im Vordergrund die beiden Schwellen 2 und 3
(Photo C. Schum, Muri BE)

Erddruckes erforderlichen Verformungen und Bewegungen nicht eintreten. Die Berechnungen stützen sich im wesentlichen auf die von K. v. Terzaghi für den Entwurf einer 46 m hohen Schwergewichtsmauer gemachten Angaben [1]. Die von Terzaghi durchgeführten Versuche ergaben, dass selbst eine Beton-Schwergewichtsmauer sich genügend deformieren kann, um einen Teil der inneren Reibung des Hinterfüllungsmaterials wirken zu lassen. Der Erddruck bei dieser beschränkten Nachgiebigkeit kann nach der bekannten Coulombschen Formel ermittelt werden, wobei jedoch der Winkel der inneren Reibung φ und der Wandreibungswinkel δ wie folgt zu wählen sind:

$$\tan \varphi = 0,85 \tan \varphi_{\text{versuch}}$$

$$\tan \delta = 0,35 \tan \delta_{\text{versuch}}$$

Die im Erdbaulaboratorium der EPF Lausanne durchgeführten Triaxial-Scherversuche ergaben für das aus Sondierbohrungen entnommene Material einen Mittelwert von $\varphi = 35^\circ$. Der Wandreibungswinkel kann mit genügender Genauigkeit zu $\delta = 2/3 \cdot \varphi$ angenommen werden (vgl. auch [2, 3]). Die Verteilung des Erddruckes bei beschränkter Nachgiebigkeit der Mauer kann gemäss [1] parabelförmig mit dem Angriffspunkt der Resultierenden in $0,42 \cdot H$ über der Mauersohle angenommen werden.

Für die Bemessung der Mauer wurde auch der Einfluss der Sickerströmung im Auffüllmaterial berücksichtigt. Das im Boden gebundene und bei Regenfällen an der Hinterfüllungsoberfläche ankommende Wasser strömt durch den Boden gegen den vertikalen Filter an der Mauerrückwand. Der beim Auftreten des Strömungsdruckes wirkende Erddruck kann nach [4] berechnet werden. Das dazu erforderliche Stromliniennetz wurde graphisch nach Kollbrunner [5] ermittelt.

Analog zur Coulombschen Erddrucktheorie erhält man bei Annahme ebener Gleitflächen die in Bild 1 gezeigten Zusammenhänge. Der Strömungsdruck wurde bei zwei Lastfällen berücksichtigt:

- Gleichmässige Hinterfüllung bis zur Mauerkrone
- Teilweise «flüssige» Hinterfüllung bis 12 m unter die Mauerkrone.

Obwohl die Entwässerung und die Mauerdurchlässe reichlich dimensioniert wurden, mussten auch die Auswirkungen einer nicht wirksamen Drainage und der damit verbundenen Wasserstauung hinter der Mauer geprüft werden. Dabei erhält man für das Raumgewicht des wassergesättigten Bodens:

$$\gamma_g = (1-n) \gamma_s + n \cdot \gamma_w = 2,35 \text{ t/m}^3$$

Für den Sohlwasserdruck wurde dabei angenommen, dass dieser an dem im Fels liegenden Teil der Mauerrückwand von 100 % auf 30 % des hydrostatischen Druckes abnimmt und dann in der Sohle linear auf Null ausläuft (vgl. auch [6, 7]).

Als Stabilitätsbedingung für die Bemessung der Mauer wurde verlangt, dass die Resultierende aller Kräfte eines Lastfalles innerhalb des Kernquerschnittes der Mauerbasis bleibt.

Die für die verschiedenen Lastfälle erforderlichen Basisbreiten sind in Tabelle 1 dargestellt.

Der Spannungszustand im Mauerkörper wurde nach der Balkentheorie ohne Berücksichtigung der Verformung des Gründungsfelsens ermittelt. Für den ungünstigsten Lastfall 3b ergibt sich dabei eine maximale Betonspannung im talseitigen Rand von $12,5 \text{ kg/cm}^2$.

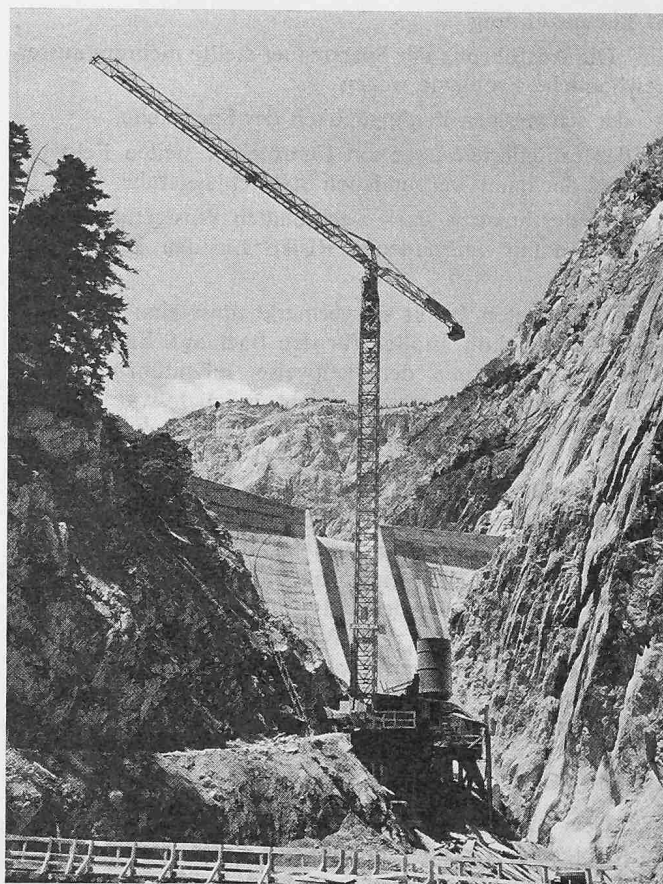


Bild 4. Die fertige Hauptsperre

Photo R. Claivaz, Sion

Die Gleitsicherheit in der Gründungssohle und in den einzelnen Mauerhorizonten ist in allen Fällen grösser als der erforderliche Mindestwert

$$\min. n_{gl} = \frac{\mu \cdot \sum V}{\sum H} = 1,5$$

Der Reibwert zwischen Beton und Fels kann für diese Berechnung mit

$$\mu = \tan \varphi = 0,75$$

und der Schubwiderstand im Inneren des Mauerkörpers mit $\mu = 1,0$ angenommen werden.

Als zusätzlicher Lastfall wurde die Beanspruchung der Mauer bei einem Erdbeben von der Stärke VIII der Rossi-Forel-Skala untersucht. Der bei der Bebenbeschleunigung $a = 0,1 \cdot g$ entstehende Erddruck kann nach Terzaghi [4] ermittelt werden, indem man für

$$\gamma^B = \gamma \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{a}{g}\right)^2}$$

setzt und der Mauerrückwand eine Verdrehung (= Maueranzug) von

$$\alpha = \frac{1}{\tan \frac{a}{g}}$$

gibt.

Unter Beibehaltung der übrigen Kennwerte ergibt sich dabei in unserem Fall ein Druck von

$$E_{\text{Beben}} = 1,20 \cdot E_{\text{aktiv}}$$

5. Bauausführung

Die Ausführung der Sperrmauer stellte mehrere aussergewöhnliche Probleme wegen

- der schwierigen Zugänglichkeit der Sperrstelle,
- der exponierten Lage am Fusse einer steilen Felswand und der damit verbundenen Steinschlaggefahr
- und der äusserst stark wechselnden Wasserführung mit dem damit verbundenen Risiko für den Betonievorgang.

Zum letzten Punkt sei vermerkt, dass eine Umleitung oder ein Umleitungsstollen für den Bachlauf, besonders im Zusammenhang mit den zeitweise mitgeführten Steinblöcken und Schlammassen, nicht möglich war und das Wasser also über die im Bau befindliche Sperre abgeführt werden musste. Die Sperre wurde in einzelnen Blöcken von ungefähr 250 m³ hergestellt und das Wasser jeweils über den tiefsten Mauerblock abgeleitet.

Der Mauerkerne wurde mit einer Dosierung von 180 kg Zement pro m³ und einer maximalen Korngrösse von 80 mm hergestellt. An den Aussenflächen und am Mauerfuss wurden Schichten von 2 m Stärke in Beton PC 250 angeordnet. Die Gesamtkubatur beträgt rund 25 000 m³. Die Ausführung der Arbeiten erfolgte durch das Konsor-

tium Ed. Züblin & Cie S. A., Sion, Evéquo & Cie S. A., Pont-de-la-Morge, unter der Leitung von J. de Wolff, Chef des Wasseramtes des Kantons Wallis.

Literaturverzeichnis

- [1] K. Terzaghi: Retaining-Wall Design for Fifteen-Mile Falls Dam. «Engineering News-Record» 112 (1934).
- [2] R. Wullimann, VAWE: Die Grundlagen der Erddruckberechnung, Tagungsbericht VSS, Olten 1965.
- [3] K. Terzaghi und R. B. Peck: Die Bodenmechanik in der Bau- praxis, Berlin 1961, Springer-Verlag.
- [4] K. Terzaghi: Mécanique théorique des sols. Paris 1951, Ed. Dunod.
- [5] C. F. Kollbrunner: Fundation und Konsolidation Bd. 1, Zürich 1945, SDV-Fachbücher, Schweizer Druck- und Verlagshaus.
- [6] H. Press: Talsperren. Berlin 1958, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.
- [7] O. I. Rescher: Talsperrenstatik. Berlin 1965, Springer-Verlag.
- [8] C. Lichtenhahn: Zwei Betonmauern: die Geschieberückhalte- sperre am Illgraben (VS) und die Staumauer des Hochwasser- schutzbeckens an der Orlegna im Bergell (GR). Int. Symposium Interprevent 1971 des Oesterreichischen Wasserwirtschafts- verbandes, Br. 3, S. 451—463.

Adresse des Verfassers: P. Missbauer, dipl. Ing. SIA, Teilhaber im Ingenieurbüro G. de Kalbermatten und F. Burri, 39, rue de Lausanne, 1950 Sion.

Umschau

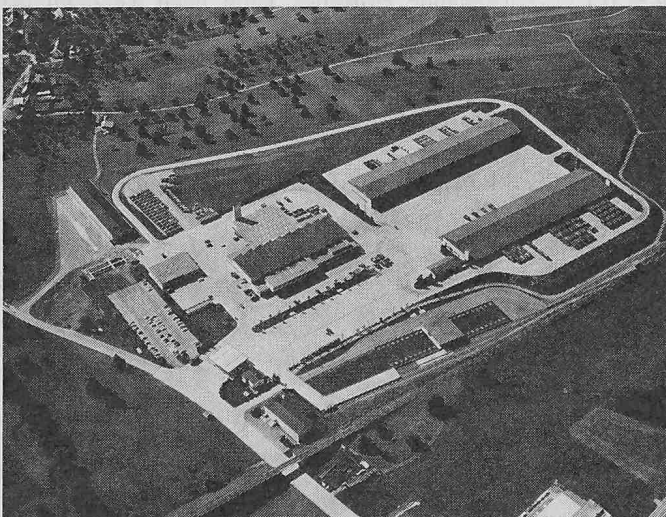
Der Armeemotorfahrzeugpark Bronschhofen. Am 24. September fand im Beisein von eidgenössischen, kantonalen und Gemeindebehörden die Eröffnungsfeier für den neuesten Park der Armee in Bronschhofen bei Wil SG statt. Es handelt sich dabei um einen der drei im Rüstungs- programm 1961 vorgesehenen AMP, der im Raume des Feldarmeekorps 4 liegt und in vierjähriger Bauzeit zwischen 1965 und 1969 mit einem gesamten Kostenaufwand von 27 Mio Fr. (einschliesslich Einrichtungen) erstellt worden ist. Das Areal umfasst eine Fläche von 18 ha. Es weist alle nötigen Gebäude für Kontrolle, Reparatur, Garagierung und Abnahme der insgesamt 2500 dort beheimateten armee- eigenen Panzer-, Raupen- und Radfahrzeuge auf und be- sitzt grosse Abstellflächen im Freien. Eine Versuchspiste mit Steigungen und Kurven von 725 m Länge (siehe Bild 1) ermöglicht es, dass keine Probefahrten mehr auf öffent- lichen Strassen nötig werden. Motoren- und Bremsprüf- stände liefern zuverlässigere Ergebnisse als der beste Werk- fahrer sie herausfinden könnte. Im übrigen sind noch eine ganze Reihe modernster Prüf- und Messvorrichtungen vor-

handen. Auch die hochaktuelle Kläranlage für Abwasser mit Brenn- und Schmierstoffanteilen ist zu finden. Alle Hochbauten sind architektonisch schlicht, aber schön und zweckmässig gestaltet. Die Einstellhallen besitzen zwei Stockwerke mit ebenerdiger Zufahrt zu beiden Böden. Truppengebäude mit Büros für alle Instanzen, Truppen- unterkünfte für 400 Of., Uof. und Sdt. und Verpflegungs- möglichkeiten für 1200 Mann, eine moderne Nachschub- tankanlage sowie ein dreigleisiger Bahnanschluss an die MThB ergänzen die Einrichtungen des Parks. Raupenfahr- zeuge und grosse Baumaschinen werden grundsätzlich per Bahn verschoben. Der Personalbestand beträgt heute 125 Personen, bei späterer Vollbesetzung 150 Arbeitskräfte und 40 Automechaniker- und -elektrikerlehrlinge. Der AMP führt etwa die Hälfte der anfallenden Reparaturen selbst aus. Der Rest geht an das private Automobilgewerbe.

DK 728.949

R. Dellsperger

Bild 1. Flugaufnahme AMP Bronschhofen



Schweizer Ingenieurauftrag in Jugoslawien. Dem Inge- nieurbüro Société Générale pour l'Industrie (SGI), Genf und Lausanne, wurde kürzlich ein bedeutender Auftrag für die elektromechanische Ausrüstung der Wasserkraftwerk- gruppe Trebisnjica-Trebinje in Jugoslawien anvertraut. Die Anlagen dienen sowohl der Energieerzeugung und Energie- veredlung mittels Pumpbetriebes als auch der Bewässerung und setzen sich aus schon bestehenden und noch zu er- stellenden Werken zusammen, darunter in erster Linie das Pumpspeicherwerk Capljina, dessen Hauptobjekt das Ka- vernenkraftwerk, das Unterbecken (Speicherinhalt 40 Mio m³) und das Oberbecken (Speichervolumen 5,3 Mio m³) bilden. Das Kraftwerk Capljina wird 1500 GWh/ Jahr im Turbinenbetrieb liefern und benötigt 470 GWh/ Jahr für den Pumpenbetrieb. Im Kavernenkraftwerk sollen zwei reversible Pumpturbinen installiert werden mit einer Leistung von je 240 MVA. Es handelt sich um die grössten Pumpturbineneinheiten, die derzeit in Europa zur Aufstel- lung gelangen. Der der SGI anvertraute Auftrag umfasst alle Studien vom Vorprojekt bis zum Ausführungsprojekt und die Unterlagenbereitstellung für die Auftragserteilung sämtlicher elektromechanischen Einrichtungen des Kraft-