

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 71 (1953)
Heft: 5

Artikel: Projektierung einer neuen Teufelsbrücke in der Schöllenschlucht
Autor: W.J.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-60483>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Projektierung einer neuen Teufelsbrücke in der Schöllenschlucht

DK 624.21.012

Im Zuge des Ausbaues der Gotthardstrasse entsprechend den Anforderungen des modernen Verkehrs stellte sich auch die Frage der Ueberwindung der Schöllenschlucht. Dafür hat Kantonsingenieur A. Knobel (Altdorf) dem Regierungsrat des Kantons Uri im Sommer 1950 ein generelles Ausbauprojekt mit mehreren Varianten vorgelegt. Bald zeigte sich durch Kostenvergleiche und Beurteilung in bezug auf Topographie, Aesthetik und Verkehr, dass ein Ausbau der heute bestehenden Strasse in der Umgebung der Teufelsbrücke keine gute Lösung ermöglicht und zudem während der Bauzeit schwere Unzukömmlichkeiten mit sich bringt. Das vom Kantonsingenieur ausgearbeitete Projekt sieht daher eine Verlegung der Strasse derart vor, dass sie etwa 17 m höher als die heutige in die Teufelswand einmündet (siehe Bild 2, S. 58). Diesem Trasse stimmte der

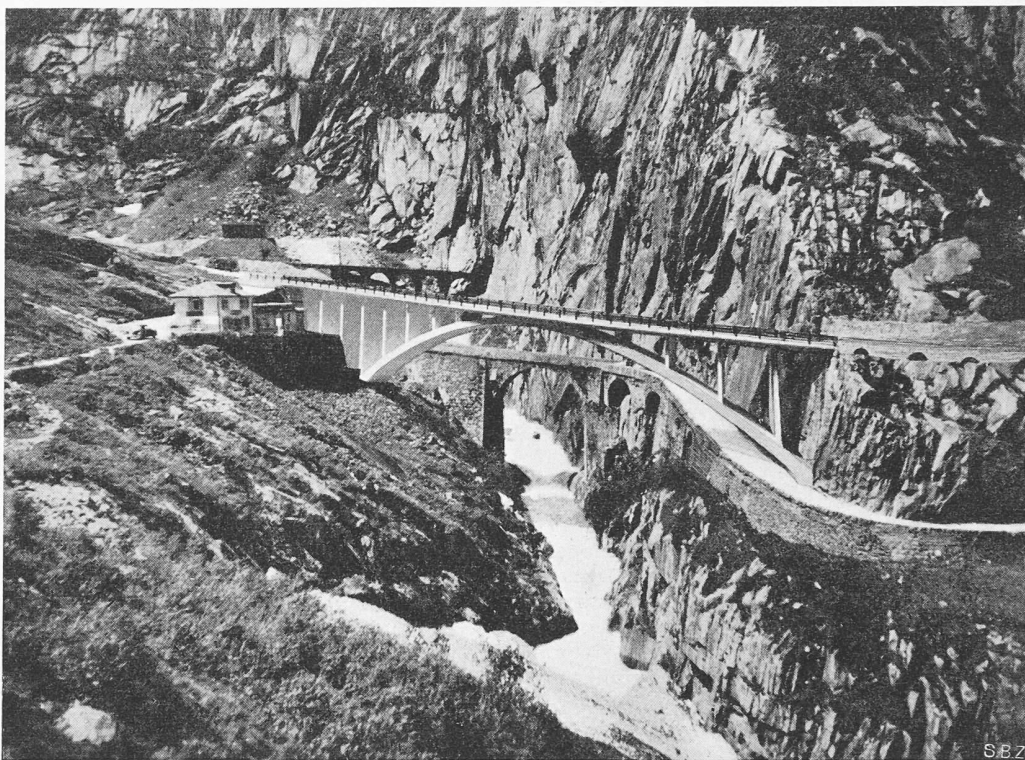


Bild 1. Eisenbeton-Bogenbrücke, Modell gemäss Vorprojekt 1951 von Kantonsingenieur A. KNOBEL, Altdorf

Regierungsrat am 13. Januar 1951 zu, wobei er die Frage der Gestaltung der neuen Brücke noch offen liess.

Mit Rücksicht auf die Kosten, die Form der Schlucht (linkes Ufer steil, rechtes Ufer flacher) und die Lage der alten Strasse kam der Kantonsingenieur zur Ueberzeugung, dass nur eine leichte, aufgelöste Brückenkonstruktion in Frage kommen könne. Die Schlucht ist eng und wild und bereits mit der heutigen Strassenbrücke und dem Viadukt der Schöllenenbahn belastet, also darf die neue Teufelsbrücke, die etwa 17 m höher liegt als die heutige Brücke, nicht massiv wirken und sich nicht vordrängen; sie soll die alte Strasse, die später dem Fussgängerverkehr zu dienen hat, möglichst nicht berühren. Nicht zuletzt aus diesem Grunde wurde das linke Brückenwiderlager über der alten Strasse angeordnet, damit beide Objekte möglichst unabhängig voneinander bestehen. Diese Auffassung des Kantonsingenieurs kommt in seinem Projekt 1951 (Bild 1) zum Ausdruck.

Sie fand lebhafte Unterstützung in einem Gutachten, das Prof. Dr. M. Ros im September 1951 erstattete. Unter Hinweis auf die in den EMPA-Berichten Nr. 99 und Nr. 162 niedergelegten Erfahrungen beurteilt Ros die Frostsicherheit einer Eisenbetonkonstruktion auch unter den in der Schöllenschlucht vorliegenden Bedingungen als vollkommen, sofern der Bau nach den anerkannten Regeln sachgemäss ausgeführt ist. Sie wird noch erhöht durch den Umstand, dass das Projekt nur geschlossene Elemente (Bogen, Fahrbahn und Tragwände) aufweist. In ästhetischer Hinsicht vertritt Prof. Ros die Auffassung, dass ein modernes Bauwerk nur in seltenen Fällen mit der Landschaft verbunden und unauffällig in sie eingefügt werden könne, vielmehr meistens zu ihr in Kontrast treten müsse. Ganz besonders im vorliegenden Fall würde eine Brücke aus Naturstein der Schlucht Gewalt antun, sie versperren, wogegen sich der leichte Eisenbetonbau als Ausdruck der Massivbauweise unserer Zeit kühn und frei über die Schlucht schwinde.

Dieser Auffassung vermochten sich indessen nicht alle Beteiligten anzuschliessen; die Natursteinbrücke fand nach wie vor ihre Befürworter.

Bekanntlich hat das Eidg. Departement des Innern, das den Alpenstrassenbau mit 50 bis 90 % seiner Gesamtkosten

subventioniert, ein massgebendes Wort mitzureden. Um die Frage nach der Gestaltung der Brücke reiflich abzuklären, hat es am 10. August 1951 eine «Kommission für den Ausbau der Gotthardstrasse in der Schöllenschlucht» ernannt mit der Aufgabe, einen Vorschlag für den Bau einer neuen Teufelsbrücke vorzulegen, der den naturgegebenen, besonders ausgeprägten Verhältnissen der Oertlichkeit und der grossen Bedeutung dieser strassenbaulichen Aufgabe in technischer und ästhetischer Beziehung möglichst gerecht wird. Entsprechend den zu lösenden ingenieurwissenschaftlichen, architektonischen und landschaftsästhetischen Problemen hat es diese Kommission wie folgt bestellt:

Ing. *Walter Schurter*, Eidg. Oberbauinspektor, Bern, Vorsitzender;

Regierungsrat *Franz Arnold*, Baudirektor des Kantons Uri, Flüelen, als Vertreter der Bauherrschaft;

die Ingenieure:

Dr. *Pierre Lardy*, Professor f. Brückenbau an der ETH, Zürich;

Ernst Stettler, Bern;

die Architekten:

Max Kopp, Zürich, Mitglied der Eidg. Natur- und Heimatschutzkommission;

Martin Risch, Zürich;

Max Türler, Stadtbaumeister von Luzern.

Diese Kommission hat ihren Bericht und Antrag am 8. Aug. 1952 erstattet. Er ist ein Dokument von 78 Seiten, begleitet von elf Plänen, drei Perspektiven und drei Kostenvorschlägen. Heute können wir unsern Lesern einen Auszug daraus vorlegen, den wir nach eigenem Ermessen ohne Beeinflussung von irgend einer Seite angefertigt haben. Wenn er etwas umfangreich ausgefallen ist, möge man dies der grundsätzlichen Wichtigkeit des Gegenstandes zu Gute halten, sowie der Tatsache, dass es sich darüber hinaus um eine Arbeit handelt, die unseres Erachtens eine Musterleistung sorgfältiger Behandlung eines komplexen technisch-ästhetischen Problems darstellt. Darum verzichten wir auch auf jede Stellungnahme und lassen heute allein die Kommission sprechen.

Damit soll aber der Diskussion kein Riegel geschoben sein. Vielmehr ist es gerade unsere Erwartung, dass sich nun Fachleute äussern, die bisher von der Sache keine genaue

Kenntnis hatten. Wir sind der Regierung von Uri und Bundesrat Ph. Etter ausserordentlich dankbar für ihre Einwilligung zur Veröffentlichung eines amtlichen Dokumentes, bevor die wesentlichen Entscheide gefallen sind. Wir danken auch Kollege Schurter, der sich dafür verwendet hat, und wir erwarten, die Stimmen der Fachwelt zu diesem Bauvorhaben im Herzen der Schweiz seien von der gleichen Unvoreingenommenheit getragen, die den Bericht der Kommission auszeichnet.

W. J.

Auszug aus dem Bericht der Kommission für den Ausbau der Gotthardstrasse in der Schöllenschlucht

Die Kommission nahm ihre Arbeit am 31. August 1951 auf und widmete der Bearbeitung des Gegenstandes im ganzen 15 gantztägige Sitzungen des Plenums, bzw. eines fünfgliedrigen Arbeitsausschusses, verbunden mit den notwendigen Ortsbesichtigungen.

Die eingehende Bearbeitung der Brückenfragen erfolgte durch die Ausschussmitglieder Ingenieure Prof. Dr. P. Lardy und E. Stettler in Zusammenarbeit mit den Architekten M. Kopp, M. Risch und M. Türler. Zu den Diskussionen im Plenum wurden vom Vorsitzenden auch Ing. Dr. R. Ruckli, Adjunkt des Oberbauinspektorates, und Kantonsingenieur A. Knobel, Altdorf, beigezogen.

Bei der Beurteilung der verschiedenen im Laufe der Untersuchungen herausgearbeiteten Brückentypen leistete auf Vorschlag des Eidg. Oberbauinspektorates von der Baudirektion des Kantons Uri bereits im Sommer 1951 erstelltes Relief der Schöllenschlucht wertvolle Dienste. Dasselbe gilt von den von Kantonsingenieur Knobel ausgearbeiteten Vorprojekten.

I. Allgemeine ästhetische Gesichtspunkte

Vier ästhetische Forderungen, die für die Erstellung einer neuen Teufelsbrücke begleitend sein müssen, sind leicht zum vornherein festzustellen: 1. Die neue Brücke muss zur alten Teufelsbrücke möglichst parallel geführt werden. 2. Die Gratlinie der Teufelswand darf durch keinen Einschnitt verletzt werden. 3. Die Steigung der Brücke soll so gering wie möglich gewählt werden, nicht über 6,5%. 4. Die neue Brücke muss zur Landschaft und zu den bestehenden Kunstbauten in einwandfreien ästhetischen Beziehungen stehen.

Die in Punkt 4 erwähnten ästhetischen Beziehungen können sowohl nach dem Grundsatz des Zusammenklanges des Bauwerkes mit der Umgebung als auch nach jenem einer Kontrastwirkung geschaffen werden. Hierbei sind die Wahl des Baustoffes und die Form des Bauwerkes von entscheidender Bedeutung.

II. Strassentrassierung und Lage der Brücke

1. Unmöglichkeit des Ausbaues des bestehenden Trasses

Die vom Kantonsingenieur von Uri durchgeführten Vorstudien ergaben bald, dass ein Ausbau der bestehenden Strasse im Abschnitt Brüggwald—Urnerloch ohne schwerwiegende Eingriffe in das Landschaftsbild nicht möglich ist. Der Ausbau der Kurve bei der Einmündung in die Teufelswand, die Verbreiterung der Strasse in der Teufelswand selbst, sei es durch bergseitigen Felsausbruch oder durch talseitige Vorbauten, die Verbreiterung der Teufelsbrücke mit Streckung der rechtsufrigen Anschlussrampe sowie der Ausbau der Kehre in unmittelbarer Nähe des Suwarowdenkmals würden die Massverhältnisse zwischen Landschaft und Menschenwerk vollständig verändern.

Abgesehen von den ideellen Nachteilen würde der Ausbau der bestehenden Strasse auch vom verkehrstechnischen Standpunkte aus keine gute Lösung darstellen; wegen der Brückenhorizontalen und der Steigungsermässigung in der Kehre stünde der Längsentwicklung kein entsprechender Höhengewinn gegenüber.

2. Das neue Trasse

Die Möglichkeiten zur Anlage eines neuen Strassentrasses sind in der Schöllenen sehr beschränkt. Die Schlucht, Lawinenzüge, Felswände, die alte Strasse, die Bahnlinie sowie andere Anlagen und endlich die an die Strasse zu stellenden verkehrstechnischen Anforderungen engen die Möglichkeit zur Trasseentwicklung derart ein, dass praktisch fast keine Freiheit der Wahl besteht.

Die Studien des Kantonsingenieurs führten zu folgender Lösung, die vom Oberbauinspektorat grundsätzlich gutgeheissen worden ist. Die 300 m unterhalb der Einmündung in die Teufelswand befindliche Kehre wird um etwa 100 m nach Nordwesten hinaufgerückt. Dank der damit verbundenen Trasseverlängerung erreicht die neue Strasse die Teufelswand auf einem um rund 17 m höher gelegenen Punkt als die heutige Strasse. Anstatt in die Teufelswand einzubiegen, überbrückt sie die Schlucht, um, unter Abschneidung der Kurve beim Denkmal, etwa 100 m oberhalb des Restaurants, die heutige Strasse zu erreichen.

Die Ueberprüfung durch die Kommission ergab, dass das Trasse ästhetisch in folgenden Punkten nicht voll befriedigt: die Einmündung der Strasse in die Schlucht und auf die neue Brücke wird durch einen Einschnitt bewerkstelligt, durch den das markante Profil des Felsgrates über der Teufelswand verletzt würde; die Axe der neuen Brücke bildet mit jener der alten einen spitzen Winkel von 25°; auf dem rechten Ufer kommen die beiden Brückenwiderlager in unliebsame Nähe; das Gefälle der neuen Brücke beläuft sich, wie für die ganze Strasse, auf 8%. Die Kommission betrachtete es als eine ihrer ersten Aufgaben, zu untersuchen, ob sich diese Mängel im Rahmen der gegebenen Möglichkeiten beheben liessen.

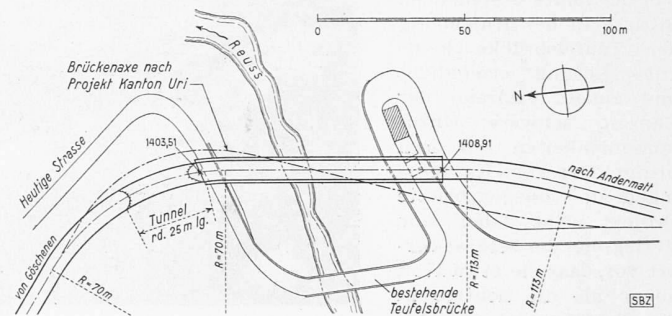


Bild 2. Trasse der Strasse und Lage der neuen Brücke gemäss Vorschlag der Kommission vom 8. Aug. 1952. Masstab 1:2500

Am schwersten wog die spitzwinklige Lage der beiden Brückenaxen. Diese kann dadurch korrigiert werden, dass das linke Widerlager etwas flussaufwärts und das rechte flussabwärts verschoben wird. Diese Korrektur hat noch den Vorteil, dass damit die Strasse bei der Einmündung in die Schlucht so tief unter den Felsgrat zu liegen kommt, dass der Durchbruch nicht in Form eines Einschnittes erfolgen muss, sondern mit Hilfe eines ganz kurzen Tunnels von 25 m Länge gelöst werden kann; die Gratlinie der Teufelswand bleibt so unverletzt. Um zu einer besseren Harmonie zwischen der Linienführung der alten und der neuen Strasse zu gelangen, wurde das Gefälle der neuen Brücke von 8% auf 6,5% herabgesetzt.

Die Verschiebung des rechtsufrigen Widerlagers zwingt dazu, die Strasse zwischen der Brücke und dem Urnerloch teilweise etwas bergwärts zu drücken. Die auf der Talseite freiwerdende Strassenfläche kann als Park- oder als Ruheplatz ausgebildet werden, so dass künftig den Automobilisten und den Wanderern Gelegenheit geboten wird, ohne Störung des Verkehrs in der Schlucht zu verweilen. Die durch diese Trasseverschiebung entstehenden Mehrkosten für den Bau und eventuell im Unterhalt für die Schneeräumung sind durch die ästhetischen Gewinne mehr als aufgewogen.

Die von der Kommission bearbeiteten Projektvarianten beruhen auf diesem abgeänderten Trassevorschlag.

III. Klimatische Verhältnisse

Die neue Teufelsbrücke liegt rd. 1406 m ü. M. Die Temperaturmessungen der Meteorologischen Zentralanstalt Zürich in den unmittelbar benachbarten Orten Göschenen und Andermatt haben folgende charakteristischen Werte in °C geliefert:

Jahresreihe	Göschenen 1106 m ü. M.		Andermatt 1439 m ü. M.
	1876/1900	1901/1940	1864/1900
Mittl. Jahrestemperatur	6,0	6,2	2,7
Mittl. Minimum	— 14,6	— 14,0	— 22,8
Mittl. Maximum	26,9	25,7	24,3
Abs. Minimum	— 21,4	— 21,0	— 30,1
Abs. Maximum	32,2	29,0	28,7
Temperatur-Amplitude		53,6	58,8

Eine weitere Frage bedarf einer kurzen grundsätzlichen Erörterung: Kann ein Bauwerk sich unter dem Einfluss der direkten Sonnenbestrahlung auf eine höhere Temperatur erwärmen als jene der umgebenden Luft? Mit andern Worten: Ist die Amplitude der Temperaturen des Bauwerkes um den Betrag dieser Mehrerwärmung gegenüber der Amplitude der Lufttemperaturen grösser anzunehmen?

Das fragliche Phänomen ist namentlich aus dem Eisenbahnoberbau bekannt. Erkundigungen bei der Generaldirektion der SBB haben auf Grund durchgeführter Messungen folgendes ergeben:

Sommer 1952, am gleichen Tage	Temperatur der Luft	Temperatur der Eisenbahnschiene
	max.	max.
bei ruhiger Luft	33 °	54 °
bei leichtem Wind	33 °	42 °

Aehnliche Temperaturunterschiede dürften sich bei Stahlbrücken in deren besonten Teilen zeigen.

Dagegen ist bei Massivbauten, wie Brücken in Naturstein oder Beton, armiert oder unarmiert, das Verhalten grundsätzlich verschieden. Einer Uebererwärmung sind an sich hier am ehesten die exponierten Bauteile, wie Konsolen und schlanke oder dünnwandige Glieder, ausgesetzt. Doch zeigen die von den SBB an der neuen Tannwaldbrücke über die Aare bei Olten im Jahre 1951 ausgeführten Messungen erstens, dass bei den dortigen im Eisenbeton der Fahrtafel ausgebildeten Konsolen (Auskragung 0,80 m, Stärke 0,20 m) die Erwärmung um vier bis sechs Stunden hinter dem Anstieg der Lufttemperatur nachhinkt, und zweitens, dass die Erwärmung auch nicht über das Lufttemperaturmaximum des Tages hinausgegangen ist, weil infolge der genannten Phasenverschiebung das Maximum der Erwärmung der Konsolen erst im Zeitraum bereits absinkender Lufttemperatur des Tages eintreten kann.

Es darf auf Grund dieser Tatsachen angenommen werden, dass Brückenbauten in der Schöllenschlucht sich nicht merklich über das Lufttemperaturmaximum hinaus erwärmen werden, dass aber umgekehrt exponierte, schlanke oder dünngliedrige Bauteile von Brücken in dieser Schlucht die volle Lufttemperaturschwankung, also 58 °, auszuhalten haben werden. Dagegen werden die Temperaturschwankungen des Hauptkörpers der Massivbrücken, infolge von Phasenverschiebungen gegenüber der Lufttemperatur und demgemässen Dämpfungserscheinungen, langsamer verlaufen und kaum den vollen Wert der Jahresschwankung der Lufttemperatur erreichen.

IV. Der Baustoff

Die Wetterverhältnisse in der Schöllenen sind für eine Brücke in hohem Masse ungünstig. Frost, Niederschläge, Temperaturveränderungen lösen sich in rascher Folge ab und treten mit besonderer Heftigkeit auf (vgl. auch Abschnitt III).

Dies führte zum sofortigen und einstimmigen Ausschluss des Stahls, dessen Unterhalt unter den genannten Umständen untragbar gewesen wäre.

Sehr bald folgte in den Beratungen der Kommission ebenfalls die Ausscheidung des Baustoffes Eisenbeton, sowohl als Balken- wie als Bogenbrücke. Die Haupttragelemente Bogen und Balken sowie der Aufbau mit Stützen sind den Wettereinflüssen voll ausgesetzt und können nicht isoliert werden. Die klassische Eisenbetonbauweise weist keinerlei Sicherheit gegen Rissbildung auf; im Gegenteil muss mindestens mit feinen Haarrissen gerechnet werden, die sich im Klima der Schöllenen besonders ungünstig auswirken könnten.

Die gute Bewährung von Natursteinmauerwerk, auch in schwierigsten klimatischen Verhältnissen, und die dadurch bedingte, praktisch unbeschränkte Lebensdauer solcher Bauwerke ist seit jeher bekannt. Dazu kommt, dass der Naturstein ebenfalls der «Baustein» der dramatischen Landschaft in der Schöllenen selbst ist, womit die Lösung des Brückenproblems in Naturstein in diesem Sinne die Einpassung in die Landschaft vollkommen verwirklicht. Eine Lösung in Natursteinmauerwerk kann als eine klassisch bewährte Lösung angesehen werden. Mit der Natursteinbauweise ist eine «Massenwirkung» verbunden, die je nach der Formgestaltung mehr oder weniger betont sein kann.

Der Hauptnachteil der klassischen Eisenbetonbauweise, die Rissbildung, fällt beim vorgespannten Beton dahin,

der im weiteren noch den grossen Vorzug einer bedeutenden Reduktion der Querschnitte und damit der Baumassen ermöglicht. Die Tatsache der Rissfreiheit bildet die Grundlage für seine, im Vergleich zum klassischen Eisenbeton bessere Bewährung den äusseren Einwirkungen gegenüber, im besonderen was die Frostbeständigkeit anbelangt. Eine Brückenkonstruktion in vorgespanntem Beton bedeutet eine ausgesprochene Spitzenleistung in Qualität, Schlankheit und Kühnheit, und verlangt daher die grösste Sorgfalt in Planung und Ausführung sowie den höchsten Einsatz aller Beteiligten.

Im Sinne einer objektiven Betrachtung ist darauf hinzuweisen, dass naturgemäss die Erfahrungen in dieser neuesten Bauweise, an denjenigen der Natursteinbrücken gemessen, verhältnismässig kurzfristig sind, und dass die künftige Entwicklung wohl in der Lage sein wird, weitere Fragen endgültig abzuklären.

A n h a n g

Auf Grund von neueren Erfahrungen über die Frostbeständigkeit von Beton und vorgespanntem Beton in schwierigen klimatischen Verhältnissen kann zusammenfassend folgendes gesagt werden:

Eisenbeton von hoher Qualität (einwandfreie petrographische Zusammensetzung des Kies-Sand-Gemisches, sorgfältig abgewogene Granulometrie, minimale Dosierung an Anmachwasser, genügende Dosierung an Zement, einwandfreie Verarbeitung, z. B. Vibration, sowie entsprechende Nachbehandlung) bewährt sich im allgemeinen auch dem Frosteinfluss gegenüber gut. Zahlreiche Frostversuche wurden im Laboratorium durchgeführt, wobei in keinem Fall eine Lockerung des Gefüges der Betonproben eingetreten ist. Die weitere Zunahme des Elastizitätsmoduls bei Beton, dem ein geeignetes Zusatzmittel beigegeben wurde, zeigt, dass der Erhärtungsvorgang des Betons trotz den periodischen Frosteinflüssen weiter fortschreitet (Ergebnisse aus dem Laboratorium).

In der Schweiz können Beispiele angeführt werden, welche zeigen, dass die Frostbeständigkeit weitgehend mit der Betonqualität wächst. Das Prinzip der Vorspannung des Betons (Rissfreiheit) bringt in dieser Hinsicht eine weitere, wesentliche Verbesserung. Sehr gut bewährt haben sich nach bisherigen Erfahrungen u. a. Mastkonstruktionen aus Schleuderbeton. Eine in vorgespanntem Beton an der Gotthardlinie bei Gurtellen in einer Höhe von 730 m ü. M. im Jahre 1945 erstellte Lawingalerie hat sich gegenüber Frost bis heute gut gehalten. Eine an der Berninalinie bei der Station Grüm (2091 m ü. M.) erstellte vorgespannte Lawingalerie lässt in dieser Hinsicht noch keinen Schluss zu, da sie erst zwei Jahre alt ist (Baujahr 1950).

V. Technische Erläuterung der Projekte

1. Viadukt in Granitmauerwerk mit zwei Oeffnungen

Allgemeines (siehe Bild 6, S. 64)

Das vorliegende generelle Projekt des Viaduktes mit zwei grossen Oeffnungen ist die aus einer erheblichen Anzahl von Varianten entwickelte, einfachste Lösung einer Ueberbrückung der Schlucht in Viaduktform. Die ersten Studien der Kommission gingen in Richtung eines Talüberganges mit einer Anzahl kleinerer Oeffnungen, ähnlich den Viadukten der Rhätischen Bahn. Die Vorschläge umfassten drei bis fünf Oeffnungen mit Kreisbogen auf schlanken Pfeilern. Parallel dazu wurde ein grosses Gewölbe mit etwa 56 m Spannweite und mit aufgesetzten Sparöffnungen untersucht. Diese und andere Studien, deren Skizzen in der Dokumentensammlung der Kommission aufbewahrt sind, wurden vom Arbeitsausschuss eingehend geprüft und aus ästhetischen, technischen und wirtschaftlichen Gründen wieder fallen gelassen.

Es ist festzuhalten, dass vier Mitglieder des Arbeitsausschusses unabhängig voneinander und gleichzeitig die Lösung mit zwei Oeffnungen von etwa 26 m entworfen und vorgeschlagen haben. Die Erhaltung der heutigen Gotthardstrasse für den Wanderverkehr verlangt die beiden kleinen Seitengewölbe von je 4 m Durchfahrtsöffnung, die auch für die Durchleitung des Verkehrs während der Bauzeit notwendig sind. Gerade diese Durchfahrtsöffnungen über der bestehenden Strasse bewirken eine angenehme Auflockerung der Mauerwerksmassen der beiden Widerlager.

Mauerwerk

Die saubere Gestaltung der Sichtflächen aus Granitmauerwerk stellt an die ausführende Unternehmung hohe Anforderungen und verlangt handwerkliche Kenntnisse, die zum Teil wieder angelernt werden müssen. (Für die Art des Mauerwerks hat die Kommission Grundsätze für die Ausführung festgelegt.)

Die ideale, konstruktiv sauberste Lösung wäre die Erstellung des ganzen Viaduktes aus durchgehendem Granitmauerwerk. Diese reine Mauerwerkskonstruktion scheidet aber an den sehr hohen Erstellungskosten. Deshalb sind die Sichtflächen mit Granitverkleidung und Beton P 250 mit einer Gesamtstärke von 1,0 m vorgesehen. Die Gewölbe werden je nach den Kosten entweder nach gleichem Grundsatz konstruiert oder aus Granit voll gemauert.

Beschreibung des Projektes

Der Viadukt besteht aus zwei Bogenöffnungen von 26 m Lichtweite, welche auf die beiden Bogenwiderlager und den Mittelpfeiler von 3,2 m Stärke in den Kämpfern abgestützt sind. Der Mittelpfeiler ist auf Granit gegründet und hat in allen vier Sichtflächen einen Anzug von 1/40.

Das Endwiderlager Seite Andermatt mit den relativ grossen Massen ist durch eine architektonisch betonte Dilationsfuge von der Bogenöffnung getrennt, um die auftretenden Temperaturbewegungen zu erleichtern und unschädlich zu machen.

Der gesamte Hohlraum zwischen den Gewölben und den Stirnwänden ist mit Füllbeton P 150 ausbetoniert, um die Seitendrucke einer Steinfüllung mit ihren Nachteilen zu vermeiden. Ueber den Gewölbescheiteln ist ein durchgehender Längskanal von 1,40/1,20 m angeordnet, welcher der Durchführung der Telefonkabel dient. Zur besseren Anpassung der Drucklinie an die gewählte Bogenform bilden die Stirnwände und die Fahrbahnplatte über den Scheitelpartien eine Hohlkonstruktion. Wegen des grossen Abstandes der Stirnwände ist die Fahrbahn durch zwei armierte Längswände auf die Gewölbe abgestützt.

Die Fahrbahn von 6,5 m Breite liegt in einseitigem Querschnitt von 4 % zwischen den beidseitigen Rechtskurven der Strasse. Als Begrenzung der Fahrbahnränder dienen die um 15 cm erhöhten Granitplatten der Gehwege von 1,15 m nutzbarer Breite. Die Trottoirplatten liegen auf ausragenden Granitkonsolen, welche im Mauerwerk der Stirnwände und in der Fahrbahnplatte verankert sind. Ein kräftiges Stabgeländer, mit Verankerung der Pfosten in den Trottoirplatten und den Granitkonsolen, bildet den äusseren Abschluss der Brückenbahn. Die Stabteilung ist so gross gewählt, dass ein Durchdrücken von lockerem Schnee bei Fahrten mit dem Schneepflug möglich ist. Die freitragende Fahrbahnplatte von 24 cm Stärke in den Gewölbescheiteln besteht aus hochwertigem, armiertem Beton.

Besondere Sorgfalt ist auf die Isolierung und die Fahrbahnentwässerung zu verwenden, da ein Eindringen von Wasser in die Brückenkonstruktion zu unschönen Ausblühungen in den Fugen des Mauerwerks führen würde.

Die statischen Berechnungen sind für Gewölbe, Pfeiler, Fundamente und Fahrbahnplatte soweit generell durchgeführt, als es für die Aufstellung des Vorprojektes und die Kostenberechnung nötig erschien.

Kostenvoranschlag

Der dem Bericht beiliegende Kostenvoranschlag ist auf Grund eines genauen Ausmasses und einer Vorofferte der Firma Murer AG., Andermatt, aufgestellt worden. Er umfasst die gesamten Bauarbeiten des Viaduktes inklusive Lehrgerüste, Geländer und Fahrbahnbelag, einen Zuschlag von rund 10% für Unvorhergesehenes sowie die Honorare. Die mutmasslichen Gesamtkosten betragen Fr. 1 000 000. Auf die überbaute Brückenfläche umgerechnet ergeben sich spezifische Kosten von Fr. 1 000 000 : 726 = 1390 Fr./m². Im Ver-

gleich dazu betragen die Kosten leichter Eisenbetonbrücken im Flachland (Baujahr 1951) rd. 460 bis 600 Fr./m².

Die relativ hohen Kosten ergeben sich aus der massiven Bauweise und der Bruchsteinverkleidung der Sichtflächen. Kostensteigernd wirken die abgelegene Baustelle und die Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs, die zur Ueberbrückung der Fundamentgruben zwingt. Für den Bauvorgang hat die Kommission einen Vorschlag gemacht.

Schlussfolgerungen

Das vorliegende, generelle Projekt des Viaduktes ist so weit bearbeitet, dass die Konstruktion abgeklärt ist und die Kosten sorgfältig ermittelt werden konnten. Der Vorschlag des Viaduktes mit Granitverkleidung ist keine «moderne» Lösung, sondern aus bewährten Konstruktionen früherer Zeit übernommen. Er bietet alle Gewähr für lange Lebensdauer in den sehr ungünstigen klimatischen Verhältnissen der Schöllenschlucht.

2. Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton

Allgemeines

Im Rahmen der Kommission wurden, im Sinne eines möglichst vollständigen und objektiven Studiums des vorliegenden Problems, im wesentlichen drei Varianten in vorgespanntem Beton bearbeitet: 1. Durchlaufende, vorgespannte Balkenbrücke auf drei gemauerten Zwillingspfeilern; 2. Durchlaufende, vorgespannte Balkenbrücke auf zwei gemauerten Zwillingspfeilern; 3. Gelenkig ausgebildete Rahmenbrücke mit einer freien und einer aufgestützten Zufahrtsöffnung. — Die Kommission zieht die dritte Variante in engste Wahl, die in statischer wie besonders auch in formaler Hinsicht den beiden andern klar überlegen ist. Die Projektierung und Berechnung dieser drei Varianten wurden grundsätzlich generell durchgeführt, wobei jedoch die dritte Variante eine besonders eingehende Behandlung erfahren musste, um die Kostenberechnung auf eine möglichst sichere Grundlage zu stellen.

Besondere Anforderungen

1. Genügend hohe Bruchsicherheit. Diese Forderung steht an erster Stelle. Den möglichen Ueberlastungen infolge der besonderen Verhältnisse des vorliegenden Falles ist Rechnung zu tragen.

2. Hohe Risse-Sicherheit.

3. Die zulässigen Spannungen dürfen nirgends überschritten werden.

4. Baustoffe. Beton und Vorspannarmierung müssen hohen Anforderungen genügen. Im besonderen sind ihre Formänderungseigenschaften, ihre Festigkeiten sowie sämtliche, die Vorspannung vermindern Einflüsse (Schwinden und Kriechen des Betons, plastische Verformung der Armierung, Reibungsverhältnisse der Kabel) genau zu untersuchen. (Es kann heute als feststehende Tatsache gelten, dass die Vorspannung, nach Abzug der Beträge infolge Schwindens und Kriechens des Betons sowie plastischer Verformung der Armierung, zeitlich erhalten bleibt.)

5. Konstruktive Durchbildung. Diese betrifft die Wahl geeigneter Abmessungen, die Anordnung der Träger der Vorspannung im Querschnitt usw. Insbesondere soll der gedachte Fall einer Ueberschreitung der kritischen Rissgrenze theoretisch untersucht und die konstruktive Anordnung der Vorspannträger den klassischen Gesetzen einer möglichst weitgehenden Aufteilung angepasst werden.

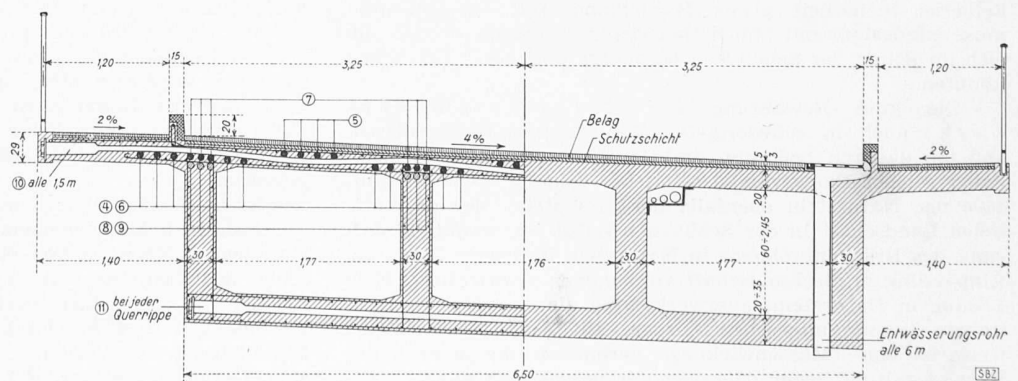


Bild 3. Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton, Querschnitt des Fahrbahnkastens 1:75. Zahlen in Kreis = Positionsnummern der Vorspannkabel (vgl. Bild 4)

6. Die Vorspannvorrichtung muss so gestaltet sein, dass die mechanisch erzeugte Vorspannung genau gemessen werden kann.

7. Die Ausführung muss in allen Punkten den hohen Anforderungen genügen, die vom Projektverfasser vorgeschrieben sind (Verarbeitung der Baustoffe, genaue Lage der Vorspannträger, genaue Einhaltung der Höhe der festgesetzten Vorspannung usw.) Dies bedingt die Durchführung von Voruntersuchungen, die vor allem an den Baustoffen durchgeführt werden müssen.

Die Bauweise in vorgespanntem Beton erfordert höchstwertige Qualitätsarbeit.

Formgestaltung und statisches System

Die Hauptöffnung ist ein Dreigelenkrahmen mit stark veränderlichem Trägheitsmoment. Für Eigengewicht und Nettovorspannung (nach Abzug der Beträge für Schwinden und Kriechen des Betons sowie für plastische Verformung der Armierung) ist das System als Dreigelenkrahmen mit Konsolen statisch bestimmt. Für die Verkehrslast wird, nach Vorspannen, Ausrüsten und Wartefrist, die bergseitige, grosse Konsole mittels hydraulischer Pressen mit einer Kraft von nur rd. 20 t angehoben und auf ein Lager gelegt, so dass für die Wirkung der Verkehrslast das System 1-fach statisch unbestimmt wird. Diese Anordnung vermindert die Formänderungen der Konsole, und die Vorspannung wirkt ausschliesslich an einem statisch bestimmten System.

Einzelheiten

In Längsrichtung sind 54 Kabel zu je rd. 80 t Vorspannkraft aus Spezialdrähten von 15 000 kg/cm² Festigkeit vorgesehen (System BBRV). Einige dieser Kabel werden zur teilweisen Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen abgebogen, andere werden nur auf einen Teil der Brückenlänge geführt, während die meisten gerade über die Brückenlänge oben angeordnet werden. Es wurde besonderes Gewicht auf eine möglichst weitgehende Aufteilung der Längskabel in Querrichtung entsprechend dem Hauptgrundsatz der Armierung im klassischen Eisenbeton gelegt. Die Fahrbahnplatte wird in Querrichtung mit Querkabeln in 1,5 m Abstand quer vorgespannt, Konsolen und Querrippen (im unteren Teil) inbegriffen. Nachträglich werden sämtliche Kabel injiziert, um den Querschnittsverbund herzustellen.

Schlaffe Stahleinlagen bilden eine zusätzliche Garantie für den Schutz der Konstruktion, für die Aufnahme des restlichen Teils der schiefen Hauptzugspannungen sowie für die Aufnahme der sehr kleinen Querbiegemomente der Druckplatte. Der Betonmasse wird zur Erhöhung der Frostbestän-

digkeit der Brücke ein Dichtungsmittel beigegeben. Die Fahrbahnplatte ist mit einer 3 cm starken, wasserdichten Putzschicht, die Konsolen mit einer solchen von 2 cm vorgesehen. Sämtliche Gelenke sind in Stahlguss vorgesehen (Scheitel und Stützenfüsse feste Gelenke, Endauflager Seite Andermatt Rollenlager).

Baustoffe

Hochwertiger Beton mit 330 kg PZ auf den m³ fertigen Beton mit Dichtungsmittelzusatz. Druckfestigkeit 350 bis 380 kg/cm², Biegezugfestigkeit 56 kg/cm².

Vorspannstähle Parallelkabel aus kaltgereckten höchstwertigen Drähten mit einer Zugfestigkeit von 15 000 bis 16 000 kg/cm².

Grundlagen der statischen Berechnung

(Siehe insbesondere Bericht vom 29. April 1952 im Archiv der Kommission.)

Zulässige Spannungen:

Beton: Randspannungen (Druck)	$\sigma_b \text{ zul.} = 120 \text{ kg/cm}^2$
Randzugspannungen	$\sigma_z \text{ zul.} = 0 \text{ kg/cm}^2$
Schiefe Hauptzugspannungen	$\sigma_h \text{ zul.} = 8 \text{ kg/cm}^2$

Vorspanndrähte:

Maximalspannung beim Vorspannen $\sigma^v \text{ zul.} = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$

Schlaffe Armierung:

Normaler Fluss-Stahl I	$\sigma_e \text{ zul.} = 1\,600 \text{ kg/cm}^2$
Hochwertiger Fluss-Stahl II	$\sigma_e \text{ zul.} = 2\,000 \text{ kg/cm}^2$

Rissesicherheit:

Besonders hoher Sicherheitsgrad nach Formel von Prof. Lardy

$$s_{rL} = 1,10 \frac{M_g + 2M_p}{M_g + p} = \frac{\sigma^v + \frac{1}{2}\beta b z}{\sigma_g + p}$$

Nach der in den Normen vorgeschriebenen Berechnungsweise:

$$s_{rV} > 1,5 \text{ (erforderlich)}$$

$$\text{Bruchsicherheit } s_B > 2,0 \text{ (erforderlich)}$$

Belastungen:

Eigengewicht: Spezifisches Gewicht der vorgespannten Konstruktion (einschliesslich Armierung) $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Nutzlasten: Nach dem Normenentwurf S. I. A. 1951:

Gehwegkonsolen: $p = 450 \text{ kg/m}^2$ (verteilt)

Fahrbahn: $p = 250 \text{ kg/m}^2$ (verteilt)

sowie zwei Achslasten von je 20 t in mindestens 6 m Abstand (zusätzlich der Stosszuschlag).

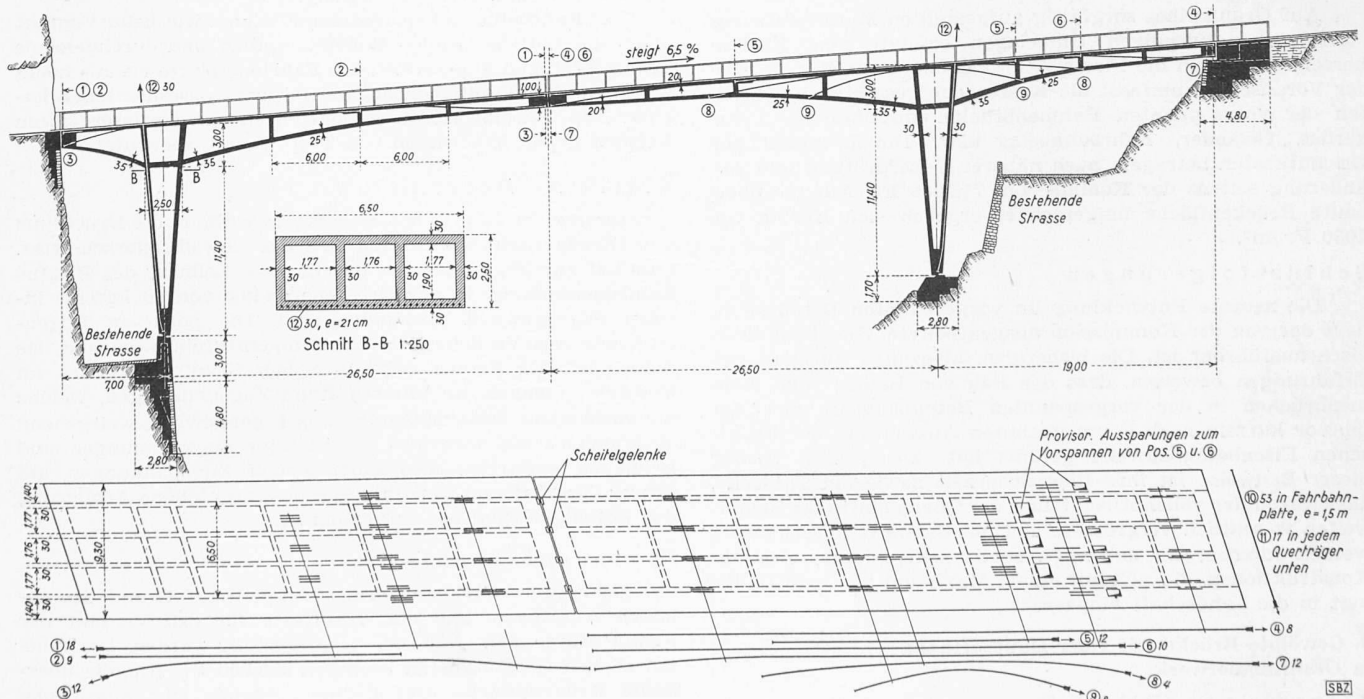


Bild 4. Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton, Längsschnitt und Grundriss 1:500. Spezialbeton P. 330 mit 0,6% Frioplast, Im Kreis die Positionsnummer, neben dem Kreis die Anzahl der Vorspannkabel System BBRV aus Stahldrähten mit min. 150 kg/mm² Zugfestigkeit, Vorspannkraft 80 t pro Kabel

Nebenwirkungen:

Vermindernde Einflüsse auf die Vorspannung:

Schwinden des Betons: $\epsilon_s = 0,0003$

Kriechen des Betons: $\epsilon_k = 1,5$

Spannungsverlust infolge

Kriechen des Stahls: $\Delta\sigma_e = 340 \text{ kg/cm}^2$

Schwingungen: Es wurde die Eigenfrequenz der Rahmenbrücke bestimmt, um mögliche Resonanzerscheinungen beurteilen zu können.

Berechnung der Schnittkräfte: Infolge Eigengewicht und Vorspannung: am statisch bestimmten System; infolge Verkehrslast am 1-fach statisch unbestimmten System. Endgültige Schnittkräfte und Spannungen folgen durch Ueberlagerung.

Ergebnisse der statischen Berechnung

Bruchsicherheit $s_B \cong 2,3 > 2,0$

Rissesicherheit $s_{rL} = 1,37$

Nach Normen: $s_{rN} \cong 2,46 > 1,5$

Die maximale Durchbiegung im Scheitel unter der «Normen-Verkehrslast, Entwurf 1951» (zweimal 20 t plus verteilte Belastung $p = 250 \text{ kg/m}^2$) ergibt:

$$\delta_{\max.} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\text{also: } \delta_{\max.} = \frac{1}{1500}$$

Schwingungen. Eine sorgfältige Näherungsberechnung auf Grund der Differentialgleichung für Transversalschwingungen sowie eines Iterationsverfahrens für die «Schwingungsform» ergibt die Eigenfrequenz aus einer Energiebetrachtung. Das Ergebnis lautet:

$$\text{Eigenfrequenz } \nu \cong 5,7 \text{ Hertz.}$$

Daraus kann geschlossen werden, dass eine Resonanz mit einer entsprechenden Störfrequenz praktisch völlig ausgeschlossen ist.

Das Lehrgerüst wurde generell projektiert und berechnet. Die Absenkung erfolgt mittels hydraulischen Pressen.

Bauvorgang

Die Offenhaltung der bestehenden Gotthardstrasse ist mühelos möglich. Zum Bauvorgang, der die Mitwirkung von erfahrenen Spezialisten erfordert, sei lediglich bemerkt, dass die Fristen zwischen Erhärtung des Betons und Aufbringen der Vorspannung, zwischen Vorspannung und Injektion sowie die Wartefrist zwischen Ausrüsten und Anheben der bergseitigen Konsole genau überlegt und den Verhältnissen am Bau selbst angepasst werden müssen.

Kosten

Auf Grund eines sorgfältig aufgestellten Massenausuges sowie der notwendigen Unterlagen erfolgte eine Kostenberechnung durch die Firma AG. C. Zschokke in Zürich. Dieser Voranschlag umfasst die Kosten der gesamten Bauarbeiten der vorgespannten Rahmenbrücke einschliesslich Lehrgerüst, Geländer, Fahrbahnbelag usw. Die mutmasslichen Gesamtkosten betragen, nach näherer Ueberprüfung und Abänderung seitens der Kommission, 746 000 Fr. Auf die überbaute Brückenfläche umgerechnet ergeben sich Kosten von 1030 Fr./m².

Schlussfolgerungen

Die neueste Entwicklung im vorgespannten Beton zeigt, dass der von der Kommission ausgearbeitete Vorschlag technisch ausführbar ist. Die bisherigen, allerdings kurzfristigen Erfahrungen beweisen, dass der Bau von Balken- und Rahmenbrücken in der vorgespannten Betonbauweise zu einer bis vor kurzem noch kaum geahnten Ausweitung der klassischen Eisenbetonbauweise geführt hat. Der grosse Vorzug dieser Bauweise ist ihre Rissesicherheit sowie die Tatsache, dass wegen der vollen Ausnützung der Querschnitte die Spannweiten wesentlich vergrössert und die Baumassen verkleinert werden können. Es entstehen somit sehr leichte, elegante Konstruktionen, die sich mit einem Maximum an Unauffälligkeit in die Landschaft einpassen.

3. Gewölbte Brücke mit einer Hauptöffnung in Granitmauerwerk

Allgemeines (Bild 8, S. 65)

Das generelle Projekt der Brücke mit einem elliptischen Hauptgewölbe versucht die äusserst schlanke und elegante

Form der Vorspannlösung mit der unbestrittenen Dauerhaftigkeit des Granites zu verbinden. Die elliptische Bogenform ist die nächste Annäherung an die Untersicht des vorgespannten Dreigelenkrahmens. Allerdings kann die äusserste Leichtigkeit der Vorspannpfeiler und Kragarme nicht übernommen werden; die massiven Widerlager bilden den Abschluss der grossen Bogenöffnung und ergeben eine erwünschte Belastung der Bogenfundamente. Wie beim Viadukt bewirken die beiden Durchfahrtsöffnungen eine gewisse Auflockerung der Mauerwerksmassen. Die in der vorstehenden Beschreibung des Viaduktes niedergelegten Grundsätze für die Ausführung des Mauerwerks und die Gestaltung der Sichtflächen haben für die Brücke mit einem elliptischen Hauptgewölbe ebenfalls volle Gültigkeit.

Beschreibung des Projektes (Bild 5)

Das Hauptelement der Brücke ist ein tragendes Gewölbe mit elliptischer, unterer Bogenleibung von 51,0 m Lichtweite und 14,7 m Stichhöhe über der schiefen Ellipsenaxe. Beide Widerlager sind auf anstehendem Granit fundiert, so dass ein eingespanntes Gewölbe ohne Bedenken ausführbar ist.

Die vorgeschlagene Brückenform könnte als Bogenscheibe aufgefasst und konstruiert werden. Dabei würden aber die vom Scheitel zum Kämpfer stark zunehmenden Querschnittsgrössen die Anordnung von Gelenken verlangen, um die erheblichen Einflüsse der Bogenmomente und der Temperatur zu vermindern. Die sorgfältige Ausbildung der Gelenke bietet jedoch im Granit und Beton konstruktive Schwierigkeiten und widerspricht der Massivbauweise. Das Zusammenwirken von Granitverkleidung und Beton ist ein nur zum Teil abgeklärtes Problem. Die Anwendung der Vorspannung auf den Verbundquerschnitt bietet kaum einwandfrei lösbare Schwierigkeiten und sollte nicht vorgesehen werden.

Aus diesen Gründen wurde auf die Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Gewölbe und Ueberbau verzichtet und der Bogen als Tragelement konstruiert. Diese von jeher übliche Brückenkonstruktion des Massivbaues hat gegenüber den rechnungsmässig ermittelten Spannungen erhebliche Reserven an Sicherheit, da das Mitwirken der Gewölbeaufbauten an der Lastübertragung naturgemäss nicht verhindert werden kann. Im Gegensatz zum Viadukt wurden die Aufbauten über dem Gewölbe als Hohlkonstruktion ausgebildet.

Die Aufbauten über dem Gewölbe bestehen aus den beiden mit Granit verkleideten Stirnwänden, einer mittleren Längswand und Querwänden aus leicht armiertem Beton im Abstand von 4,5 m. Die Fahrbahnplatte ist quer zur Brücke gespannt und liegt auf den drei Längswänden auf. Diese Anordnung vermeidet die Ueberlagerung der Spannungen infolge der Platten- und Gewölbewirkung.

Die Fahrbahn und Gehwege sind gleich wie beim Viadukt ausgebildet. Ueber beiden Bogenkämpfern sind durchgehende Trennungsfugen angeordnet. Die Fahrbahnplatte ist aus hochwertigem Beton, mit Dichtungsmittel und wasserdichtem Sikaputz. Das Gewölbe ist ausserdem durch einen wasserdichten Verputz gegen Eindringen von Tropfwasser geschützt.

Statische Berechnung

Infolge der elliptischen Bogenform verläuft die Drucklinie aus Eigengewicht im unteren Teil des Gewölbequerschnittes. Dies hat zur Folge, dass an der unteren Leibung des Bogens Druckspannungen in der Grössenordnung von 40 kg/cm² infolge Eigengewicht vorhanden sind. Die positiven Bogenmomente aus Verkehrslast, die Temperatureinflüsse und das Schwinden des Betons gegenüber dem Granitmauerwerk im Gewölbe erzeugen am unteren Rand Zugspannungen, welche die vorhandene Druckspannung aus Eigengewicht weitgehend zu kompensieren vermögen. Unzulässige Zugspannungen sind kaum zu erwarten. Die auftretenden Zugspannungen am oberen Gewölberand werden durch die vorgesehene Armierung des Betonquerschnittes aufgenommen.

Kostenvoranschlag

Der generelle Kostenvoranschlag ist auf Grund des genauen Ausmasses und der Vorofferte für den Viadukt der Firma Murer AG., Andermatt, aufgestellt worden. Die mutmasslichen Gesamtkosten betragen 925 000 Fr. Auf die überbaute Brückenfläche umgerechnet ergeben sich spezifische Kosten von 925 000 : 726 = 1270 Fr./m² oder rund 10 % weniger als beim Viadukt. Die Begründung für die relativ hohen Kosten ist im Abschnitt Viadukt bereits angegeben.

Schlussfolgerungen

Der Vorschlag der Brücke mit einem elliptischen Hauptgewölbe als Tragelement ist eine seit langer Zeit ausgeführte und bewährte Konstruktion des Massivbaues. Die mit Unergranit gemauerten und mit dem Betonquerschnitt sorgfältig verzahnten Sichtflächenverkleidungen in Verbindung mit einem hochwertigen Beton bieten volle Gewähr für Dauerhaftigkeit in den sehr ungünstigen klimatischen Verhältnissen der Schöllenschlucht.

Anhang: Fragen des Unterhaltes; Beschädigungen durch Steinschlag und Lawinen

Brücken in Granitmauerwerk

Durch Steinschlag und Lawinen können an den auskragenden Trottoirplatten, den Granitsockeln und am Brückengeländer Schäden verursacht werden. Unter abnormalen Schneeverhältnissen sind auch Beschädigungen an den Pfeilerkanten durch die in Lawinen mitgeschleppten Felsstücke denkbar. Die Behebung solcher Schäden ist mit einfachem Ersatz defekter Teile möglich.

Die Brückenstelle ist übrigens so gewählt, dass nach den bisherigen Erfahrungen der Baudirektion des Kantons Uri derartige Beschädigungen unwahrscheinlich sind.

Als Unterhaltsarbeiten an der Brücke kommen in Frage: periodische Kontrolle und allfällige Reparatur des Fahrbahnanschlusses an die Granitplatten der Gehwege, mindestens jährliche Revision der Fugenabdeckungen über den Dilatationsfugen, Revision und periodische Erneuerung des Anstriches des Brückengeländers, allfällige Erneuerung des Fugenmörtels der Trottoirplatten.

Ein Unterhalt der Sichtflächen und der Fugen im Granitmauerwerk ist auf lange Zeit nicht zu erwarten. Die kostmässige Abschätzung der Unterhaltsarbeiten ist kaum möglich. Bei sorgfältiger Ausführung der Bauarbeiten dürften aber die Aufwendungen für den Brückenunterhalt in bescheidenen Grenzen bleiben.

Brücke in vorgespanntem Beton

Das Altern der Betonoberfläche stellt schwierige Probleme. Verfärbungen, Ausblühungen und Aussinterungen sind, besonders im Klima der Schöllenschlucht, möglich. Da der Beton an sich von hoher Qualität sein muss, und weil durch Zugabe eines Dichtungsmittels zusammen mit der Vorspannung der Konstruktion eine hohe Frostbeständigkeit und Dauerbewährung angestrebt wird, treten solche Veränderungen der Sichtflächen im allgemeinen wohl nur in dünnen Oberflächenschichten auf. Eine Säuberung der Sichtflächen kann von leichten Hängegerüsten aus bewerkstelligt werden (Ausrätzen der Betonsichtflächen mit Stahlbürsten, unter Umständen mittels Sandstrahlgebläse). Bei Veränderungen mit etwas grösserer Tiefenwirkung wäre ferner eine Gunitierung der schadhaften Stellen denkbar, wobei allerdings infolge der klimatischen Verhältnisse mit Ablätterungserscheinungen wird gerechnet werden müssen. Jedenfalls dürfte die Reini-

gung der Betonsichtflächen keine ausserordentlichen Schwierigkeiten bieten.

Der Vollständigkeit halber sollen *starke Beschädigungen der Gehwegauskragungen* durch schweren Steinschlag oder Lawinnenniedergänge ins Auge gefasst werden. Dabei sei vorausgesetzt, dass ein Randteil der Gehwegauskragung mit der Verankerung der transversalen Vorspannkabel herausgebrochen wurde. Das nachträgliche Einziehen von BBRV-Vorspannkabeln ist nicht mehr möglich, da der dafür notwendige Hohlraum nicht im fertigen Bauwerk ausgespitzt werden kann. Eine, wenn auch unsichere Möglichkeit bestünde im Ausspitzen von dünnen Schlitzn in der Oberfläche der Fahrbahnplatte, im Einlegen von dünnen Drähten oder Rundeisen und im Vorspannen dieser Elemente. Nachträglich wären diese Schlitzn mit geeignetem Mörtel auszufüllen. Nimmt man an, dass ein Verankerungskopf herausgerissen wurde, so ist die Frage wichtig, ob die Haftung des Kabels am Beton genügt, um die Vorspannung noch zu übertragen. Eine kurze Berechnung zeigt, dass jedenfalls eine genügende Haftlänge vorhanden ist, um auch verhältnismässig grosse Haftspannungen zu übertragen. Die Bruchsicherheit ist nach wie vor genügend (siehe Abschnitt V). Je nach der Art der Beschädigung könnte der Fall eintreten, dass eine Reparatur in vorgespanntem Beton überhaupt nicht möglich ist, sondern in gewöhnlichem Eisenbeton durchgeführt werden müsste.

Abschliessend kann zu diesem Abschnitt gesagt werden, dass bei schweren Beschädigungen die Reparaturen mit grossen Schwierigkeiten verbunden sind und dass jede Voraussage in dieser Richtung mit entsprechenden Unsicherheiten behaftet ist.

VI. Vergleich der vorliegenden Lösungen in ästhetischer Beziehung und hinsichtlich Dauerbewährung

1. Ästhetische Würdigung

a) Viadukt mit zwei Hauptöffnungen aus Granitmauerwerk

Der linksseitige Bogen überspannt die Reuss und damit den tiefen Teil der Schlucht. Der rechtsseitige Bogen steht über der aufsteigenden Südhalde. Damit erhält der erste, durch die wesentlich grössere Gesamthöhe seiner Oeffnung, ein deutliches Uebergewicht über den letztgenannten. Die Unbestimmtheit, die einer Zweibogenbrücke unter Umständen anhaften könnte, wird dadurch vermieden.

Eine gewisse Massigkeit ist diesem Brückentyp naturgemäss verbunden. Man kann den Einwand erheben, dass er die Schlucht zu stark fülle und dass die alte Teufelsbrücke erdrückt werde. Andererseits aber wird neben der Wucht der umgebenden Felswände auch ein massiges Bauwerk hier nicht schwerfällig erscheinen. Die neue Brücke wird wohl die beiden älteren Bauwerke (Teufelsbrücke und Bahnviadukt) beherrschen. Der Rundbogen aber, der allen drei Brücken gemeinsam ist, lässt diese zusammenklingen und verbindet sie zu einer grosszügigen Einheit. Es ergeben sich vielgestaltige Durch-

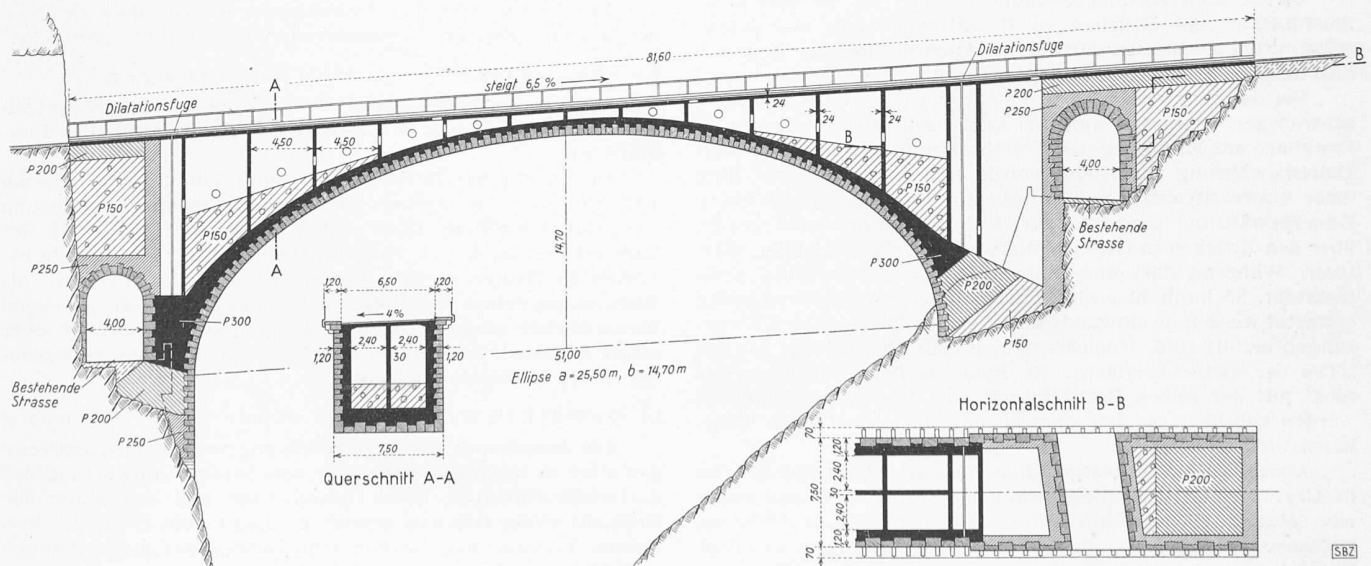


Bild 5. Brücke mit einer Hauptöffnung elliptischer Form in Granitmauerwerk. Längsschnitt 1:500

blicke und reizvolle Ueberraschungsmomente. Die neue Brücke bereichert das Landschaftsbild. Dem Zusammenklang der Form entspricht auch der Zusammenklang des Materials. Der Granit der Felswände ist der Baustoff aller drei Brücken. Die Patina, die dieser edle Stein rasch ansetzt, vollendet die vollkommene Eingliederung des neuen Bauwerks in die Schöllenschlucht.

b) Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton

Die vorliegende Lösung bestreift durch ihre Eleganz. Ihre Form ist in letzter Konsequenz aus der Konstruktion entwickelt und dürfte das Aeusserste an Gestaltungsmöglichkeit auf Grund des heutigen Standes dieser Bauweise erreichen. Die Linienführung ist voll Spannung, der Kontrast zur alten Teufelsbrücke vollkommen. Es sind keine Elemente vorhanden, die überhaupt zu ihr in Beziehung treten. Auch im Baustoff ist sie eine Kontrastlösung. Der geringen Baumasse entspricht ein Maximum an Freihaltung der Schlucht.

Dieser Brückentyp setzt sich aber auch in Form und Baustoff in bewussten Gegensatz zu den schroffen Felswänden der Umgebung. Hier tritt das Bauwerk des Menschen in kühnen, ja beinahe vermessenen Kampf mit der Wucht und Wildheit der Natur, als neuzeitliche Idee in kompromissloser Form.

Ein nicht leicht zu nehmender Nachteil aber darf nicht übersehen werden: Trotz der Schlankheit der Bauart bieten die Breitseiten der Pfeiler und die Untersicht der Brücke grosse Betonsichtflächen, die schon bald unansehnlich werden können. Bei einer niedrigen Brücke im Flachland würden diese Nachteile in viel geringerem Masse in Erscheinung treten als hier, wo diese Sichtflächen von der alten Strasse aus voll eingesehen werden können.

c) Bogenbrücke mit einer Hauptöffnung elliptischer Form in Granitmauerwerk

Die Brücke überspannt die Schlucht in einem einzigen Bogen. Damit wird der Schluchtraum frei, und der Körper der Brücke erreicht einen hohen Grad an Leichtigkeit. Die Mauer Massen der Anstussteile an beiden Brückenenden haben genügend Körperlichkeit, um das Bauwerk mit dem Felsen und der Schluchthalde verwachsen zu lassen. Die elliptische Form der Wölbung begünstigt den Zusammenklang dieser Bogenform mit dem Halbkreisbogen der alten Brücke. Beide Gewölbe steigen in ihren Kämpfern aus der Senkrechten auf und haben damit etwas in sich Beruhigtes. Bei einem aus statischen Gründen naheliegenden Stichbogen wäre dies nicht der Fall. Dieser ist, im Gegensatz zum Rundbogen, eine optisch gespannte Form.

Der Granit, als Baustoff der Brücke, sichert dieser nicht nur Uebereinstimmung mit dem ältern Bauwerk, sondern auch mit dem Fels der umgebenden Schluchtwände. Die Einpassung in die Natur wird damit vollkommen erreicht.

2. Dauerbewahrung

Der Abschnitt IV. enthält die Grundlagen, die eine Würdigung und einen Vergleich der vorliegenden Lösungen hinsichtlich ihrer Dauerbewahrung ermöglichen.

Es ist kein Zweifel vorhanden, dass, bei sachgemässer Ausführung, die Brücken in Granitmauerwerk eine unbeschränkte Lebensdauer aufweisen. Auch die mit der Zeit sich ansetzende Patina wirkt sich günstig aus.

Bei der vorgespannten Rahmenbrücke ist die Beurteilung schwieriger. Immerhin kann in Anbetracht dessen, dass alles Denkbare zur Erhöhung der Frostbeständigkeit und damit zur Dauerbewahrung vorgekehrt wurde, und unter Voraussetzung einer einwandfreien Ausführung, mit einer genügend hohen Dauerbewahrung gerechnet werden. Der Unterschied gegenüber den Brücken in Granitmauerwerk ist ein gradueller, relativer. Während dort eine unbeschränkte Lebensdauer wohl feststeht, so kann hier eine um so bessere Dauerbewahrung erwartet werden, je einwandfreier die oben festgesetzten Forderungen erfüllt sind. Unsicherer bleibt die Beurteilung des Alters der Betonoberfläche. Es kann darüber ehrlicherweise nicht mit der selben Bestimmtheit eine Voraussage gemacht werden wie über die Dauerbewahrung der eigentlichen Tragkonstruktion.

Abschliessend sei festgehalten, dass einerseits eine Brücke in Granitmauerwerk unbeschränkt dauerhaft ist, andererseits eine solche in vorgespanntem Beton eine hohe Dauerbewahrung aufweisen wird, sofern die strengen Anforderungen an diese Bauweise in Projektierung und Ausführung peinlich genau eingehalten werden. Der Unterschied zwischen beiden Bauweisen

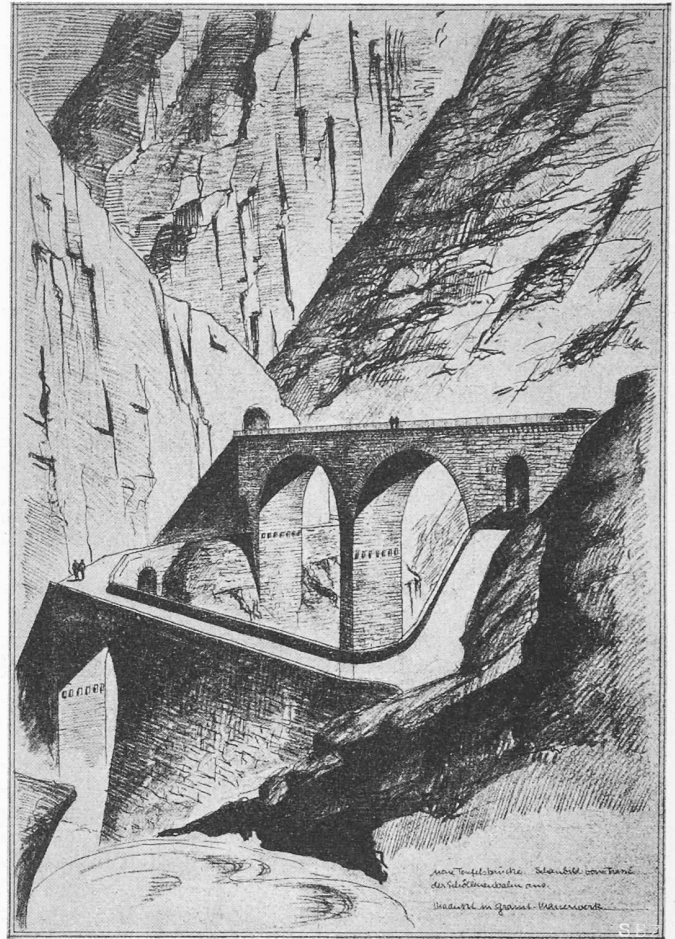


Bild 6. Viadukt in Granitmauerwerk mit zwei Hauptöffnungen von je 26 m Spannweite, Kosten 1 Mio Fr.

ist ein gradueller. Die klimatischen Bedingungen der Schöllenschlucht mahnen in der Abwägung dieser Fragen zu besonderer Vorsicht.

VII. Schlussfolgerung und Antrag

1. Eventualentscheid zwischen dem Viadukt mit zwei Hauptöffnungen und der gewölbten Brücke mit einer Hauptöffnung

Es besteht Gleichwertigkeit der beiden Brückentypen in folgenden Kriterien: Tragkraftreserve für den Fall der Zunahme der Verkehrslasten in der Zukunft; Dauerbewahrung gegenüber den klimatischen Einflüssen; Widerstandskraft gegenüber Zerstörung durch kriegerische Angriffshandlungen.

Die technischen und ästhetischen Besonderheiten der beiden Lösungen charakterisieren sich kurz wie folgt:

a) Viadukt mit zwei Hauptöffnungen

Technisch gesehen gestattet der Viadukt nur eine unvollkommene Ausnützung der Festigkeitseigenschaften des Baumaterials.

In ästhetischer Beziehung ist diese Viaduktform eine an sich vollkommene Lösung, da sie nach Gestaltung, Baustein und Massenwirkung einen vollen Zusammenklang mit der Landschaft, aus der sie emporwächst, und mit den bereits bestehenden Bauten ergibt. Gewiss, der Viadukt erscheint, als Auswirkung seines Mittelpfeilers und des darüber aufgehenden Mauerwerkes, seiner Natur nach als gemessen bis schwer; aber dieser Eindruck verträgt sich mit der urwüchsigen Felszenarie, in der das Bauwerk steht.

b) Gewölbte Brücke mit einer Hauptöffnung

Die Anordnung einer Hauptöffnung von 51 m Spannweite gestattet in technischer Hinsicht eine bessere Ausnützung der Materialfestigkeiten. Diese Gewölbform hält den Raum der Schlucht völlig frei und entspricht damit dem Geist der modernen Technik, der die Schlucht vorweg mit einer einzigen Oeffnung zu überbrücken versucht.

Vom ästhetischen Standpunkt aus ist die dynamische,

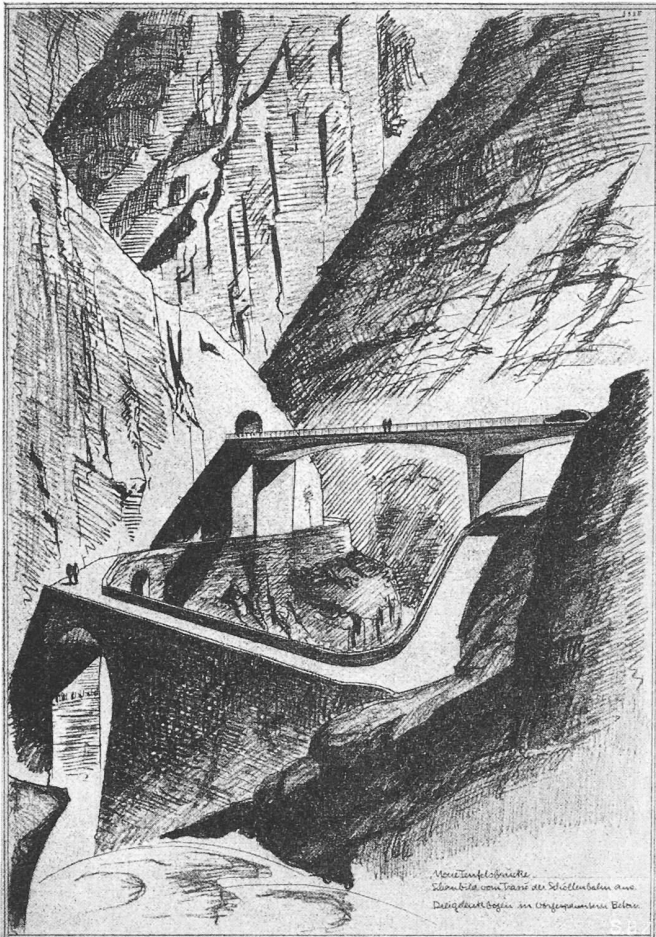


Bild 7. Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton; Kosten 746 000 Fr.
Bilder 6 bis 8 nach Zeichnungen von Arch. Max Kopp

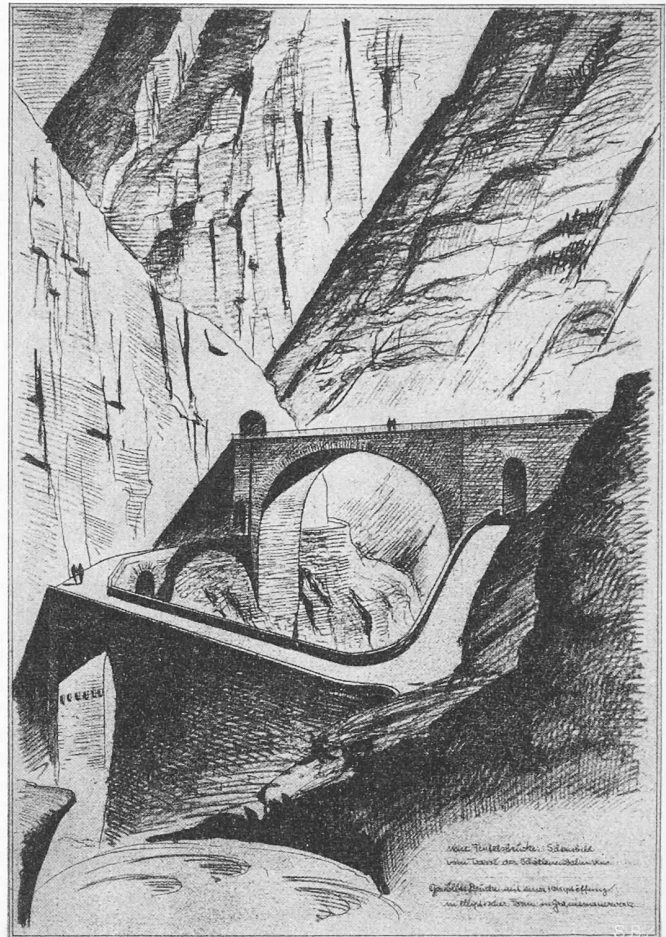


Bild 8. Gewölbte Brücke in Granitmauerwerk, mit einer Hauptöffnung
von 51 m Spannweite; Kosten 925 000 Fr.

leicht beschwingte Form des elliptischen Gewölbes gewinnend; sie bringt in den auch hier vorhandenen Akkord des Zusammenklanges des Bauwerkes mit der Natur einen helleren Ton. Das elliptisch geformte Gewölbe steigt, vermöge seiner vertikalen Tangenten an beiden Widerlagern, ebenfalls aus dem Felsuntergrunde auf und erweist sich, dank dem gewählten Axenverhältnis der Ellipse, auch als gut vereinbar mit dem Kreisbogen des Gewölbes der bestehenden Teufelsbrücke. Die Lösung erweist sich von besonderer Schönheit, wenn man auf der bestehenden Strasse von unten her in die Teufelswand einbiegt, woselbst der freie Durchblick auf die ganze Schlucht und die bestehenden Brücken sich überraschend darbietet. Ebenso ist vom Fusse des Suwarowdenkmals und von der Schöllenenbahn aus der Blick auf die Schlucht offen; er befriedigt auch von diesen Punkten aus die zu stellenden Anforderungen.

Auf Grund der vorstehenden vergleichenden Würdigung spricht sich die Kommission im Eventualentscheid zu Gunsten der Brücke mit einer Hauptöffnung elliptischer Form aus.

2. Hauptentscheid zwischen der Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton und der gewölbten Brücke in Granitmauerwerk

a) Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton

Technisch betrachtet stellt dieses Projekt eine auf Grund der neuesten Fortschritte der armierten Betonbauweise bis in die letzte Konsequenz entwickelte, moderne Bauform dar. Die Ausnützung aller Materialeigenschaften führt zu dem leichten, eleganten Bauwerk, das in rein dienender Form die Strasse so unauffällig wie nur möglich über die Schlucht hinüberzuführen sucht.

Die Tragkraftreserve dieser Brücke gegenüber einer Zunahme der Verkehrslasten in der Zukunft ist beträchtlich. Die Dauerbewahrung kann, auch bei hochwertigem Beton, in klimatisch ausgesetzter Lage nicht an jene von Granitmauerwerk heranreichen. Hinsichtlich Unterhalt, Alterungserscheinungen, Reparaturen siehe Kapitel V und VI. Die Widerstandskraft

dieses Brückentyps gegenüber kriegstechnischen Einwirkungen liegt um wenig unter jener von Natursteinbrücken.

Aesthetisch ist diese Brückenform als sich unterordnende Kontrastlösung von schöner Linienführung mit der Landschaft vereinbar. Sie sucht bewusst keine Bezugnahme zu den bestehenden Brückenbauten. Ein Gegensatz, der wohl auffallen dürfte, besteht lediglich zwischen den hellen Sichtflächen der Betonkonstruktion und der natürlichen Patina der Felslandschaft. Die Brücke lässt den eigentlichen Raum der Schöllenschlucht von allen bereits genannten Blickpunkten aus mit maximaler Wirkung zur Geltung kommen und fesselt durch die Leichtigkeit ihrer Form. Diese Leichtigkeit kann aber in der trutzigen Felsschlucht ästhetisch auch als ein zu starker Kontrast empfunden werden.

b) Gewölbte Brücke mit einer Hauptöffnung

Die unter dieser Brückenform im vorangehenden Eventualentscheid angeführten Kriterien sind auch Bestandteil des Vergleiches mit der Rahmenbrücke in vorgespanntem Beton, werden aber hier nicht mehr wiederholt. Darüber hinaus sind als weitere Gesichtspunkte der Gegenüberstellung im Hauptentscheid noch die folgenden anzuführen:

Diese Lösung vereinigt den Wunsch nach einer möglichst leicht über den Abgrund sich schwingenden Brücke mit der primären Forderung nach der unbeschränkten Dauerbewahrung des hier zur Verfügung stehenden Bausteins und weiter nach dem Zusammenklang des neuen Bauwerkes mit eben diesem Baustein der Felslandschaft und der bestehenden Brückenbauten. Ein solcher Akkord kennzeichnet in der Regel Lösungen von grosser Vollkommenheit. Der Ausführung des Mauerwerks ist auch vom ästhetischen Gesichtspunkt aus grösste Sorgfalt zuzuwerden.

Gegenüber Steigerungen der Verkehrslast in der Zukunft ist die gewölbte Brücke weniger empfindlich als die Lösung in vorgespanntem Beton.

Die auch bei dieser leichteren Brückenform noch vorhandene Massenwirkung ist dieser Landschaft durchaus angepasst.

Der Unterhalt der Brücke wird, bei sehr sorgfältiger Ausführung der Konstruktion, auf weite Sicht praktisch keine Kosten verursachen, abgesehen vom Unterhalt der Geländer und der Strassenfahrbahn, welche Aufwendungen für alle Brückentypen die selben sind.

Der Granit der Sichtflächen wird innert wenigen Jahren schon die angenehme Patina annehmen, die diesem Gestein eigen ist, und damit die Harmonie des Bauwerks mit seiner Umgebung vollenden. Reparaturen sind bei dieser Brückenform jederzeit ohne besondere Schwierigkeiten in der ursprünglichen Qualität durchführbar.

In Würdigung der vorstehend angeführten vergleichenden Tatsachen und in Erwägung, dass die Ausführungskosten der Brücke zu 80% vom Bunde, zu 20% vom Kanton Uri aufzubringen sind, der Kanton Uri aber in der Folge allein für Unter-

haltsaufwendungen und Reparaturen einstecken muss, dass daher ein Mehraufwand an Baukosten zugunsten der Erzielung maximaler Dauerbewährung unter harten klimatischen Bedingungen bei geringsten Unterhaltskosten sich durchaus rechtfertigt, gelangt die Kommission zum Antrag, es sei als beste, allen in Spiele stehenden Faktoren möglichst gerecht werdende Lösung dem Bau einer neuen Teufelsbrücke auf dem von der Kommission berichtigten neuen Strassentrasse — unter Vorbehalt der Durchführung der eingehenden Berechnungen und der Anfertigung aller erforderlichen Detailpläne — das Projekt 3, gewölbte Brücke mit einer Hauptöffnung elliptischer Form, in Granitmauerwerk, im mutmasslichen Kostenvoranschlag von 925 000 Fr., berechnet auf Preisbasis 1952, zugrunde zu legen.

Keilschmierung oder Druckölschmierung?

Von Prof. A. LEYER, ETH, Zürich

DK 621—722

Durch die Arbeiten von Sommerfeld, Reynolds und Michell wurden die Vorstellungen über die Vorgänge im keilförmigen Schmierfilm derart geklärt und gefestigt, dass dadurch der Gleitlagerbau einen fühlbaren Auftrieb erhielt. Seither wurden zahlreiche Lagerprobleme durch Keilschmierung zufriedenstellend gelöst. Leider führten diese Erfolge dazu, dass die Keilschmierung kritiklos überall angewendet wurde, wo immer es ein Gleitlager zu bauen gab. Zweifel, dass dies vielleicht nicht die einzige und beste Möglichkeit sein könnte, schienen keinen Raum zu finden. Dennoch hätte man Grund zum Zweifeln gehabt, denn die letzten 20 oder 30 Jahre zeigen neben Erfolgen auch eine Reihe von Misserfolgen, von denen man hätte erwarten dürfen, dass sie zur Besinnung darüber anregen, ob man auch tatsächlich auf dem richtigen Wege sei.

Einen deutlichen Hinweis in dieser Richtung erhält man, wenn man die energetischen Verhältnisse am Keillager betrachtet. Ein Gleitlager muss, um seinen Zweck zu erfüllen, Auftrieb erzeugen. Dieser entsteht beim Keillager durch das sinnvolle Zusammenwirken des Fördereffektes der Gleitflächen und des Drosselwiderstandes infolge ihrer Schrägstellung. Diese Druckerzeugung im Oelfilm könnte grundsätzlich auch ausserhalb des Lagers in einer besonderen Pumpe vorgenommen werden. Das Keillager vereinigt daher in sich zwei Funktionen: es ist Pumpe und Tragorgan zugleich. Als Pumpe betrachtet, hat es natürlich einen gewissen Wirkungsgrad wie jede andere Pumpe. Um seine Zweckmässigkeit in dieser Hinsicht beurteilen zu können, soll nachstehend der Wirkungsgrad des Keillagers berechnet werden.

Eine Pumpe, wie sie im Keillager wirksam ist, müsste man ihrem Wirkungsprinzip entsprechend als Viskositätspumpe bezeichnen. Sie bestünde im wesentlichen aus einem Band, das längs einer feststehenden Wand hinläuft,

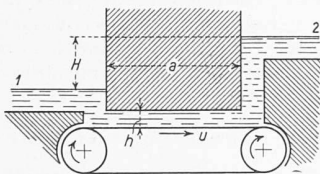


Bild 1. Förderband, als Oelpumpe wirkend (Viskositätspumpe)

W den Widerstand an der bewegten Fläche, so berechnet sich der Wirkungsgrad aus

$$\eta_w = \frac{pQ}{uW}$$

Der Geschwindigkeitsverlauf im Spalt entspricht der Gleichung:

$$c = -\frac{1}{2\eta} \frac{p}{a} (h-y)y + \frac{u}{h} y$$

Die sekundlich geförderte Oelmenge, bezogen auf die Breite 1, ist

$$Q = -\frac{1}{12\eta} \frac{p}{a} h^3 + \frac{u}{2} h$$

und der an der bewegten Begrenzungsfläche auftretende Widerstand, gleichfalls bezogen auf die Breite 1

$$W = \frac{1}{2} p h + \eta \frac{u}{h} a$$

Daraus erhält man den Wirkungsgrad

$$\eta_w = \frac{p \left(-\frac{1}{12\eta} \frac{p}{a} h^3 + \frac{u}{2} h \right)}{u \left(\frac{1}{2} p h + \eta \frac{u}{h} a \right)}$$

oder nach einiger Umformung

$$\eta_w = \frac{1 - \frac{1}{6} \frac{p h^2}{\eta u a}}{1 + 2 \frac{\eta u a}{p h^2}}$$

Wie man sieht, ist η_w abhängig von p , h , η , u und a , doch kommen diese Grössen nur in der Kombination $\Phi = p h^2 / \eta u a$ vor, die offenbar eine Art Pumpenkennzahl darstellt. Durch diese ausgedrückt wird

$$\eta_w = \frac{1 - \Phi/6}{1 + 2/\Phi}$$

η_w über Φ aufgetragen, zeigt einen recht ungünstigen Verlauf, Bild 2. η_w erreicht bei $\Phi = 2$ ein Maximum von 33%. Da bei einem Keillager im allgemeinen keine Gewähr dafür besteht, dass $\Phi = 2$ ist, dürfte der tatsächlich erreichte Wert noch kleiner sein. In Anbetracht eines so geringen Wirkungsgrades der Viskositätspumpe muss man sich die Frage vorlegen, ob es nicht besser wäre, die im Keillager vereinigten Funktionen zu trennen und die Druckbildung ausserhalb des Lagers in einer besonderen Pumpe vorzunehmen.

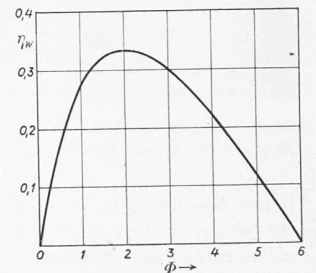


Bild 2. Wirkungsgrad der Viskositätspumpe

Es ist zwar fraglich, ob eine solche Trennung vom Standpunkt der Betriebssicherheit anzuraten ist. Man könnte einwenden, dass eine getrennte Pumpe ein Organ mehr bedeutet, das versagen kann. Ferner benötigt sie einen besondern Antrieb, der ebenfalls versagen kann. Demgegenüber ist jedoch festzustellen, dass es wahrscheinlich kein Pumpensystem gibt, das mehr auf die Einhaltung bestimmter Betriebsverhältnisse angewiesen ist als die Viskositätspumpe. Besonders empfindlich ist sie gegen Temperatureinflüsse. Eine zu hohe Temperatur im Lager kann die Förderung total unterbrechen, da die Oelzähigkeit mit steigender Temperatur jäh abfällt. Zahllos sind die Fälle, bei denen Lager durch unerwünschte Wärmeentwicklungen zerstört worden sind. Wärme kann aus der Reibungsarbeit im Lager selbst entstehen; sie kann aber auch aus fremden Wärmequellen zugeführt werden, wie zum Beispiel bei Gas- oder Dampfturbinen. Eine besondere Gefahr für das Keillager bedeuten örtliche Erwärmungen an den Gleitflächen. Sie verändern das Spiel, wodurch neue Wärmequellen entstehen, die das Uebel noch vergrössern. Dadurch wird die Oelförderung derart beeinträchtigt, dass solche Vorgänge oft mit der totalen Zerstörung des Lagers enden. Es bedarf daher keiner besonderen Kunst, Pumpen zu bauen, die es an Betriebssicherheit mit solchen Lagern aufnehmen. Dazu kommt, dass viele Maschinen ohnedies schon Hilfspumpen zur Aufrechterhaltung der Oel-Zirkulation oder als Energiequelle für Regelzwecke haben. In vielen Fällen sind diese Pumpen an ein Kraftnetz oder an irgendeine andere Energiequelle angeschlossen, was