Das Kraftwerk Amsteg der Schweizerischen Bundesbahnen

Autor(en): **Studer, Hans**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **85/86 (1925)**

Heft 19

PDF erstellt am: **19.03.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-40216

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

INHALT: Das Kraftwerk Amsteg der Schweizerischen Bundesbahnen. — „Die Schweizer Stadt". — Ebene Potential-Strömungen durch Gitter und Kieselräder. — Gelände und Bebauung am Zürichsee. — Die ungewollte Kunst der Technik und der Natur. — † Friedrich Bersinger. — Miscellanea: Auslegerbrücke über die Meerenge von Carquinez bei San Francisco. Ueber das Verhalten von Aluminium bei höhern Temperaturen gegenüber Eisen. Vortragszyklus über moderne Organisation. Die Wasserstands-Verhältnisse in der Schweiz. Petrol-elektrischer Triebwagen. Ueber Form und Prüfung autogen und elektrisch geschweisster Probestäbe. Die Röthi-Brücke in Solothurn. — Nekrologie: Hermann Bringolf. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Basler Ingenieur- und Architekten-Verein. Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. S. T. S.

Band 86. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet. Nr. 19

Das Kraftwerk Amsteg der Schweizerischen Bundesbahnen.

I. Allgemeines und Wasserbaulicher Teil.

Von Dipl. Ing. HANS STUDER (Zürich), gew. Bauleiter des Kraftwerkes Amsteg.

Nachdem das an der Südrampe der Gotthardlinie liegende Bahnkraftwerk Ritom, das am 13. September 1920 dem Betrieb übergeben wurde, in seiner tatsächlichen Ausgestaltung im Jahre 1923 eingehende Darstellung [1]) gefunden hat, gestattet die im Sommer und Herbst 1924 erfolgte Bauvollendung des Kraftwerkes Amsteg einen einlässlichen Bericht über die Bauausführung. Die generellen Angaben über die beiden, von der „Abteilung für die Einführung der elektrischen Zugförderung" bei der Generaldirektion der S. B. B. projektierten Kraftwerke am Gotthard in der „S. B. Z." vom Jahre 1916 [2]) geben Aufschluss über die geographische und orographische Lage des Kraftwerkes Amsteg; der Vollständigkeit des Berichtes wegen sei daraus hier folgendes wiederholt und ergänzt:

Der Flusslauf der im Gotthardmassiv entspringenden Reuss weist zwischen Andermatt und Amsteg eine ausgesprochene Gefällstufe auf, die den Gegenstand der vom Kanton Uri im Jahre 1907 der ehemaligen „Gotthardbahn" erteilten Konzession darstellt, welche Konzession den S. B. B. überdies das Recht einräumt, an geeigneten Stellen im Reussgebiet Stauseen anzulegen.

Die Gesamt-Gefällstufe besteht aus drei mehr oder weniger deutlich ausgesprochenen Einzelstufen, und zwar

oberste Stufe Andermatt-Göschenen mit rd. 350 bis 400 m
mittlere Stufe Göschenen-Wassen mit rd. 250 m
unterste Stufe *Wassen-Amsteg* mit 281,5 m.

Von diesen drei Stufen eignete sich für die Ausnützung zu einem Bahnkraftwerk vorerst am besten die unterste, weil hier die Fassungs-Stelle ohne Schwierigkeit die Anlage eines für den Tagesausgleich genügenden Staubeckens von rd. 200 000 m³ Inhalt leicht und ohne wesentliche Beeinflussung der Umgebung ermöglichte und weil durch die Ausnützung dieser Stufe Wassen-Amsteg in ihrem vollen Ausbau (mit der Zuleitung des aus dem rechtsseitigen Maderanertal kommenden, bei Amsteg in die Reuss einmündenden Kärstelenbaches mit dem Etzlibach) im Sommerhalbjahr eine Leistung erzielt werden konnte, die gross genug war, um bei gänzlicher Einstellung des Betriebes des mit Amsteg zusammenarbeitenden Kraftwerkes Ritom, den Betrieb der dieser Kraftwerkgruppe zugewiesenen Linien der S. B. B. aufrecht erhalten zu können.

Die Kraftwerke Amsteg und Ritom arbeiten in der Weise zusammen, dass das erste, als Flusskraftwerk, die Energielieferung in der Hauptsache während der Zeit der hierfür genügenden Wasserführung des Reussflusses übernimmt, während das Akkumulierwerk Ritom für die Dauer des Reuss-Niederwassers, also während der Wintermonate, den Hauptbedarf an Energie seinem natürlichen Speicher, dem Ritomsee, entnimmt, den es den Sommer über sich wieder auffüllen lässt. Die Kombination der beiden Kraftwerke, in ihrem jetzigen Ausbau, ergibt eine 24-stündige Turbinen-Jahresleistung von 30 000 PS (Abbildung 1). Der Charakter als Bahnkraftwerke erforderte den Ausbau auf eine Spitze, die etwa das drei- bis dreieinhalbfache des mittlern Bedarfes beträgt; das Kraftwerk Amsteg wurde deshalb in vollem Ausbau für 86 000 PS vorgesehen.

Das Kraftwerk Amsteg ist in zwei Ausbau-Etappen erstellt worden. Der erste Ausbau umfasst die Reuss-Stufe Wassen-Amsteg, vom sogenannten Pfaffensprung bis zur Einmündung des Kärstelenbaches bei Amsteg, mit dem rechtsufrigen Seitenbach der Reuss, dem Fellibach; der zweite oder Vollausbau besteht aus der Zuleitung des Kärstelen- und des Etzlibaches. Der erste Ausbau ist auf eine maximale hydraulische Leistungsfähigkeit von etwa 21 m³/sek, der zweite auf eine solche von 9 m³/sek bemessen; die oben genannte Leistung von rd. 86 000 PS ergibt sich bei einem Nettogefälle von 275 mm. (Bruttogefälle zwischen vollem Stau auf Kote 810 und Turbinenaxe 281,5 m.)

[1]) Band 81, Seite 267 u. ff., auch als Sonderdruck erschienen.
[2]) Bd. 68, Seite 33 u. ff., Juli 1916.

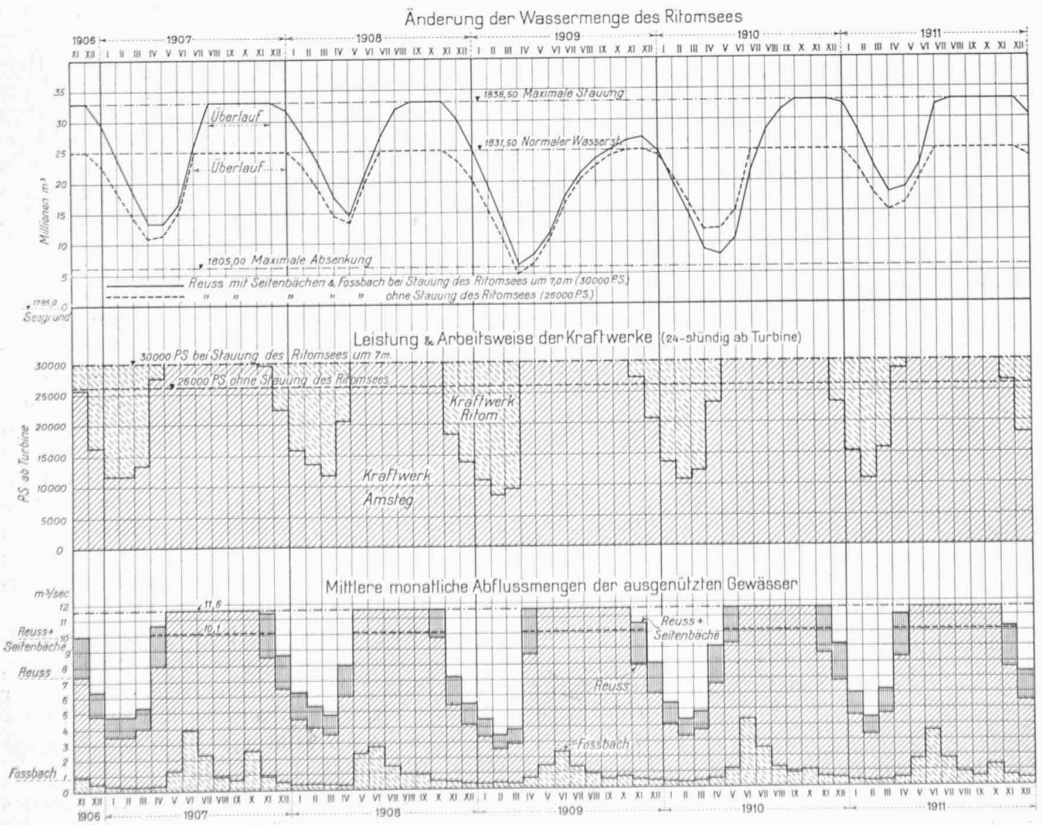


Abb. 1. Charakteristik des Zusammenarbeitens der Kraftwerke Amsteg und Ritom der Schweizer. Bundesbahnen.

I. Die Reuss-Stufe Wassen-Amsteg.

Bei einem Einzugsgebiet von rd. 400 km² oberhalb der Wasserfassung führt die Reuss beim Pfaffensprung ein absolutes Minimum von etwa 2 m³/sek = 5 l/sek pro km², während der vier Wintermonate Dezember bis März ein Mittel von etwa 4,1 m³ = 10 l/sek/km² (Mittel aus 15-jähriger Beobachtung), ein gewöhnliches Sommerwasser von 30 m³ = 75 l/sek/km² (morgens) bis 60 m³ = 150 l/sek/km² (abends), und ein sog. Katastrophenhochwasser (maximales Hochwasser) von 350 bis 400 m³/sek = 0,9 bis 1 m³/sek/km², auf das bei der Anlage der Wasserfassung am Pfaffensprung Rücksicht genommen wurde. Das absolute Minimum von 2 m³/sek ergibt bei dem zugehörigen Nettogefälle eine Turbinen - Leistung von rund 6100 PS, die mittlere Winterwassermenge von 4,1 m³ eine solche von 12000 PS, und eine mittlere Sommer-Entnahme von 10 m³/sek eine Leistung von rd. 30000 PS (beim Vollausbau mit dem Kärstelen- und Etzlibach während etwa 200 Tagen vorhanden).

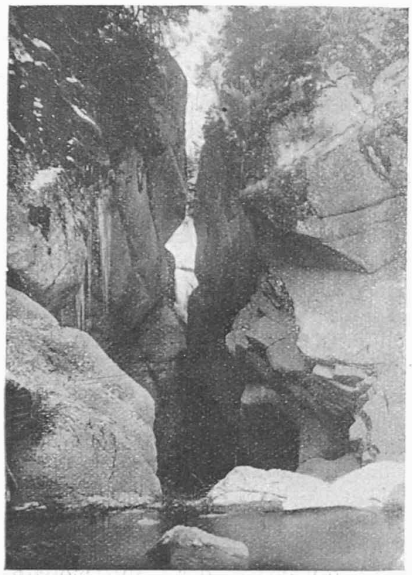


Abb. 3. Die Reuss-Schlucht am „Pfaffensprung".

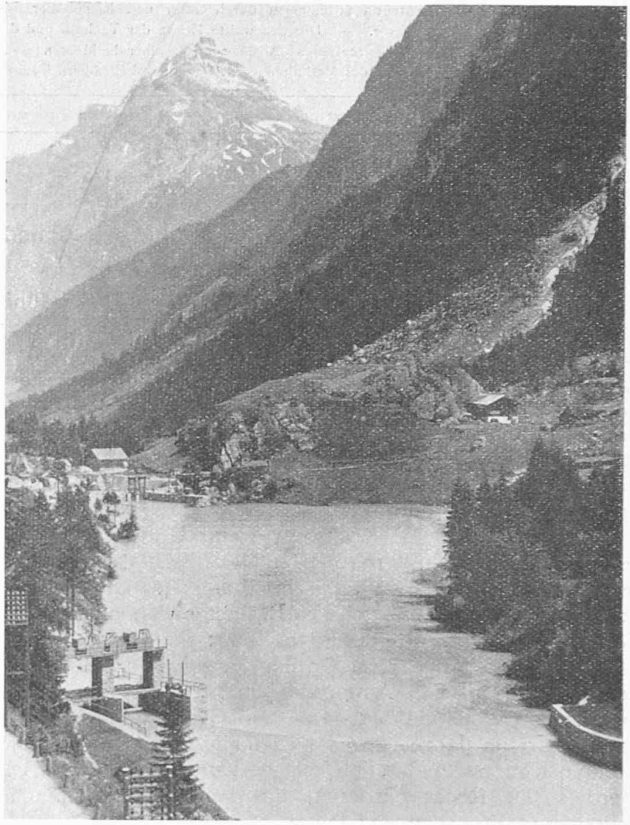


Abb. 4. Das Staubecken gegen NO (im Hintergrund die Kleine Windgälle).

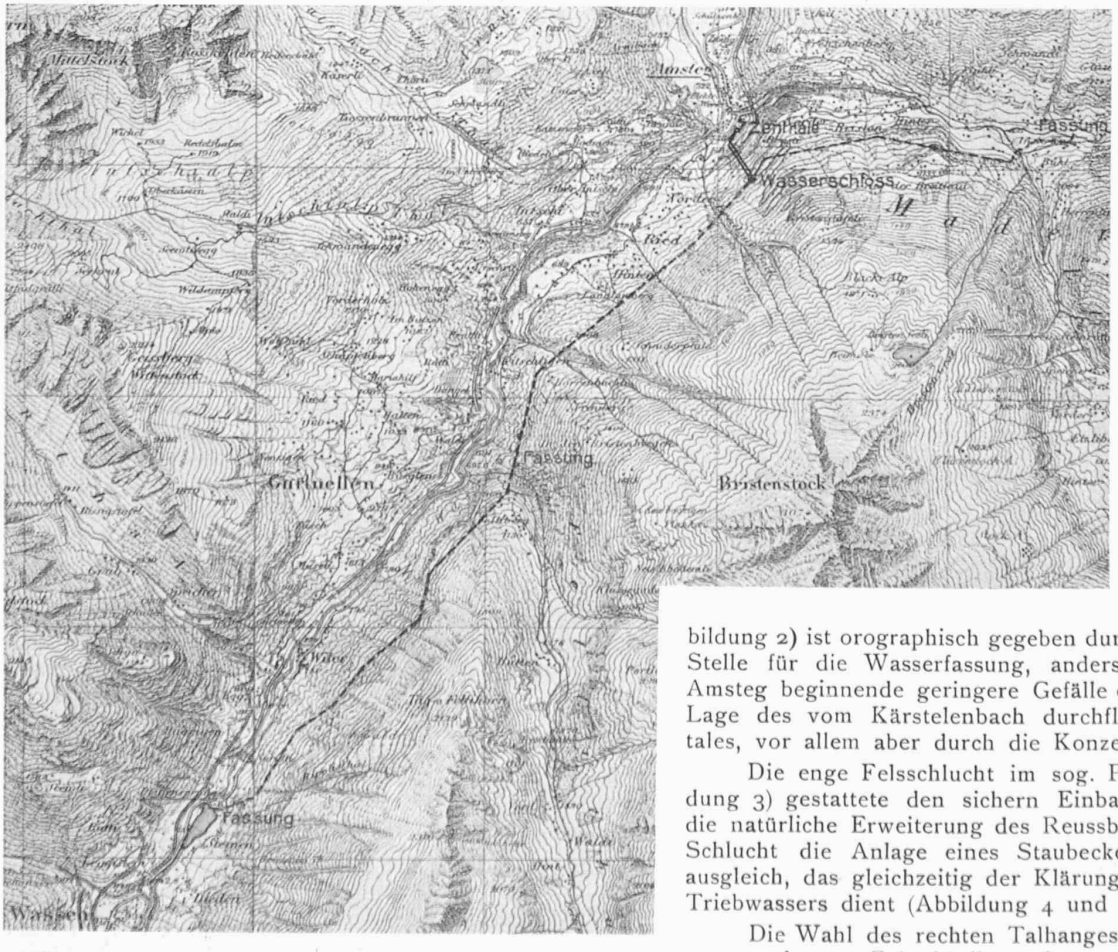


Abb. 2. Uebersichtskarte des Kraftwerks Amsteg. — Massstab 1:60000. Mit Bewilligung der Schweizer. Landestopographie vom 28. IV. 1916.

Die Ausführung dieses ersten Ausbaues hat die allgemeinen Anordnungen des endgültigen Bauprojektes, wie es in der eingangs erwähnten Veröffentlichung vom Jahre 1916 generell dargestellt ist, nicht wesentlich geändert; auf die vorgenommenen Aenderungen wird bei den nachfolgenden Ausführungen besonders hingewiesen.

Die generelle Disposition (Abbildung 2) ist orographisch gegeben durch die sehr günstige Stelle für die Wasserfassung, anderseits durch das bei Amsteg beginnende geringere Gefälle der Reuss, durch die Lage des vom Kärstelenbach durchflossenen Maderanertales, vor allem aber durch die Konzession selbst.

Die enge Felsschlucht im sog. Pfaffensprung (Abbildung 3) gestattete den sichern Einbau einer Staumauer, die natürliche Erweiterung des Reussbettes oberhalb dieser Schlucht die Anlage eines Staubeckens für den Tagesausgleich, das gleichzeitig der Klärung der nötigen Menge Triebwassers dient (Abbildung 4 und 5).

Die Wahl des rechten Talhanges für die Anlage des 7535 m langen Zulaufstollens, der vom untern Ende des Staubeckens bis oberhalb des Südendes des Dorfes Amsteg

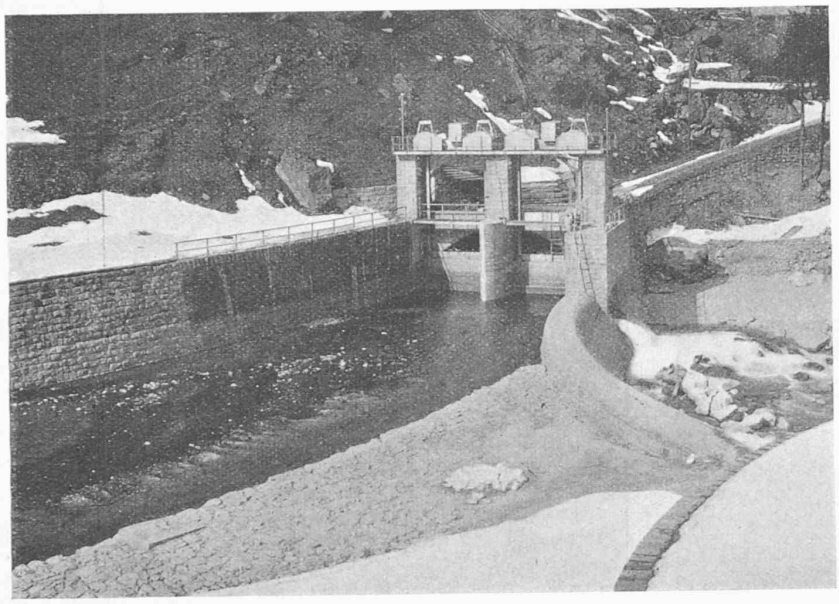


Abb. 7. Einlauf des Umlauf-Tunnels, rechts das Leitwehr.

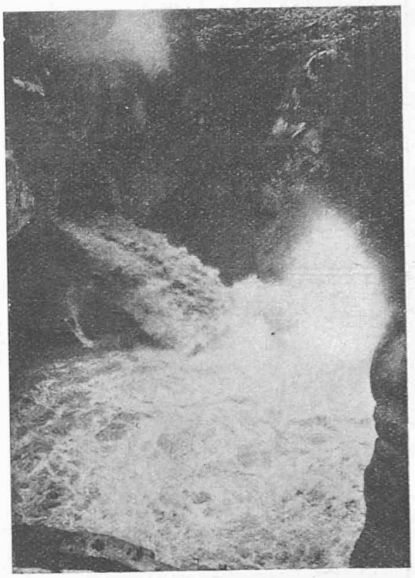


Abb. 8 Tunnel-Ausmündung, gegen 100 m³/sek.

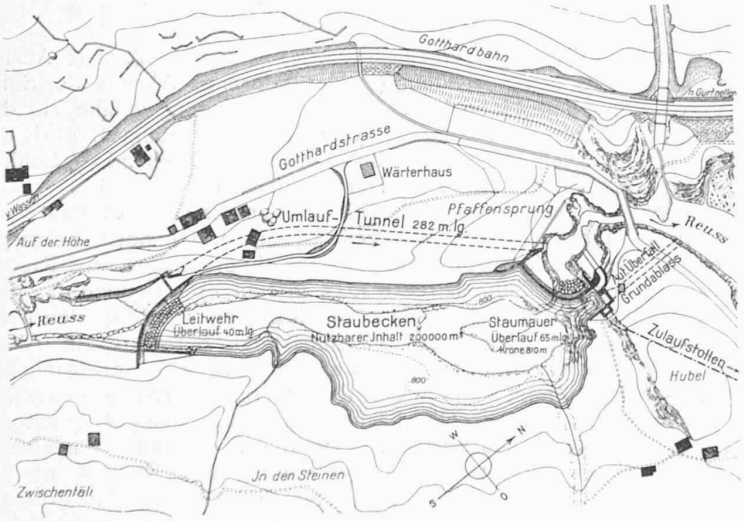


Abb. 5. Umlauftunnel, Staubecken und Wasserfassung beim Pfaffensprung. — 1 : 5000.

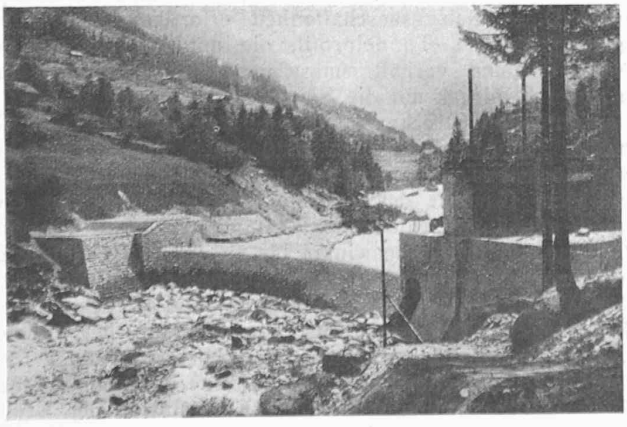


Abb. 6. Leitwehr (Unterwasserseite), rechts Tunnel-Einlauf.

führt, war gegeben durch Einbezug des Fellibaches, vor allem aber durch die Zuleitung von Kärstelenbach samt Etzlibach, deren Wasserführung rund $^1/_3$ derjenigen der Reuss beträgt. Die Lage von Wasserschloss, Druckleitung und Zentrale war ebenfalls gegeben.

Die Bauausführung des Kraftwerkes Amsteg erscheint besonders bemerkenswert durch mehrere Probleme, die bei der Ausführung des ersten Ausbaues neu in Erscheinung getreten sind oder deren Lösung hier eine besonders typische wurde. Diese Probleme zeigten sich bei der Ausführung des sog. *Umlauftunnels*, insbesondere aber bei der *Bogen-Staumauer* und beim *Zulaufstollen*. Bei der nachfolgenden Beschreibung der einzelnen Bauteile wird auf diese besondern Aufgaben und deren Lösung im vorliegenden Falle näher eingetreten.

I. Wasserfassung.

Die Gesamt-Anordnung der Ausführung entspricht fast genau den generellen Angaben von 1916, denen Abbildung 5 entnommen ist. Der natürliche Flusslauf ist durch das, durch die Staumauer im Reussbett gebildete, ungefähr 300 m lange Stau- und Klärbecken unterbrochen; der Fluss ist um diese Strecke seines alten Bettes linksufrig umgeleitet und zwar in einem 283 m langen Tunnel, der normale Sommerhochwasser bis zu etwa 220 m³/sek abzuführen vermag. Die Einleitung des Flusses in diesen Umlauftunnel wird herbeigeführt durch ein Leitwehr, eine quer in den Fluss gestellte massive Mauer aus regelmässigem Bruchsteinmauerwerk, mit abgerundeter Krone, die einen 40 m langen, mit 1 % gegen den Tunnel geneigten Ueberlauf darstellt (Abbildung 6 und 7). Die Wasserführung durch den Tunnel kann durch zwei vor seinem Einlauf eingebaute, mit je einem Elektromotor von 10 PS bediente Schützen von je 5 m Breite so geregelt werden, dass nur die jeweils nötige Menge Triebwasser über das Leitwehr oder durch die dicht neben den Schützen in das rechte Widerlager des Einlaufs eingebaute „Einlassfalle" in das Staubecken abfliesst. Zur Niederwasserzeit bleiben die Einlaufschützen ganz geschlossen; das gesamte Niederwasser der Reuss fliesst dann durch die Einlassfalle in das Staubecken.

Wie bereits erwähnt, fliesst bei Katastrophen-Hochwassern ein Teil, d. h. etwas mehr als ein Drittel des Wassers durch das Staubecken und über die Staumauer ab; es ist dies aber nur die obere, blos Sand und Schlick führende Wasserschicht, während die geschiebereiche Hauptmenge durch den Tunnel umgeleitet wird. Dadurch wird einer raschen Verlandung des Staubeckens vorgebeugt, die bei der starken Geschiebeführung der Reuss schon während eines einzigen Jahres eintreten könnte, wenn der ganze Fluss durch das Staubecken hindurch geleitet würde.

Diese Anlage der Umleitung des Flusses hat sich während der ersten drei Jahre des Betriebes durchaus bewährt

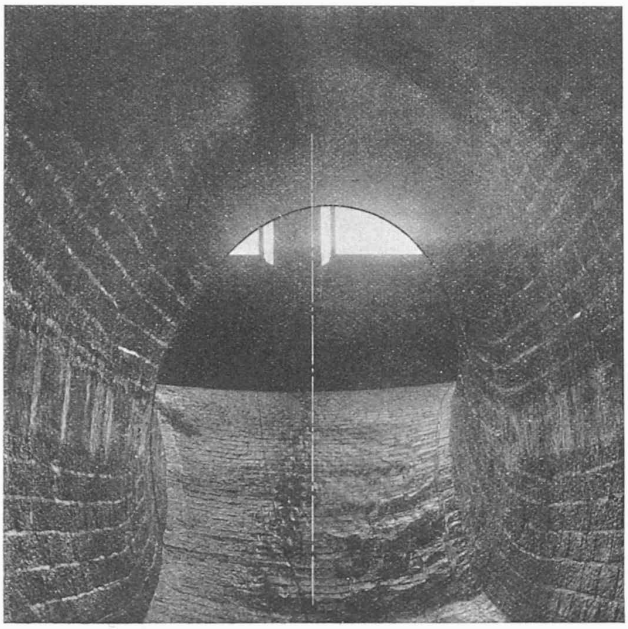


Abb. 10. Einlauftrompete, stromaufwärts gesehen.

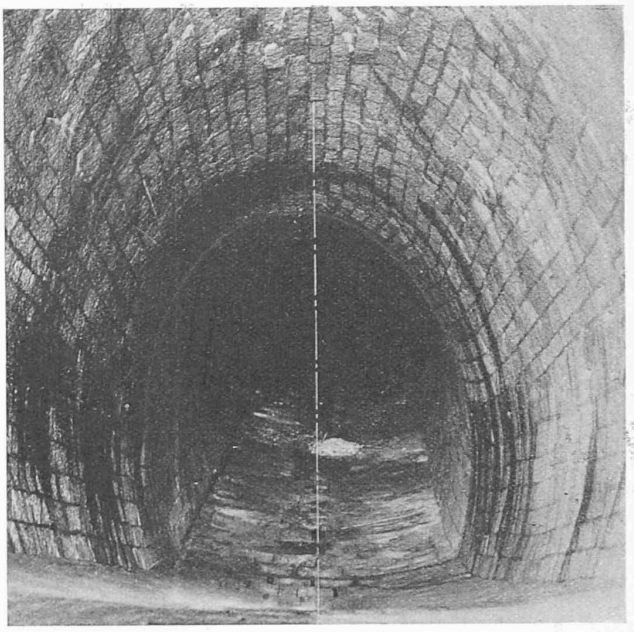


Abb. 11. Uebergang in das normale Profil.

Nachdem in den zwölf Jahren von 1902 bis 1914 (1902 Beginn der Wassermessungen) ein einziges Hochwasser (260 m³/sek) gemessen wurde, das nicht vollständig durch den Reuss-Umlauftunnel hätte abgeführt werden können, haben sich in den Jahren 1916 und 1917 je eines, in den letzten drei Jahren mehrere Katastrophen-Hochwasser mit Wasserführungen von 300 bis 400 m³ ereignet. Der durch das Staubecken abfliessende Teil dieser Hochwasser hat eine gewisse Menge Sand, in der Hauptsache feinen Schlämmsand und Schlick abgesetzt; die Klärung im Staubecken wirkte also sehr gut, was auch daraus hervorgeht, dass nach drei Betriebsjahren die Doppelschaufeln der Pelton-Turbinen noch kaum Spuren einer Beanspruchung durch Sand zeigen. Der weitaus grösste Teil dieses Niederschlages liegt naturgemäss im untersten Teil des Staubeckens und füllt dort einen kleinen Teil des toten, d. h. als Stauinhalt nicht ausnützbaren Raumes aus; die Verlandung innerhalb des nutzbaren Stauraumes, im obern Teil des Staubeckens, ist bis jetzt eine verschwindend kleine (Abbildung 7, rechts). Die Frequenz der Katastrophen-Hochwasser ist im Mittel eine so geringe, dass viele Jahre, vielleicht Jahrzehnte vergehen mögen, bis die Verminderung des nutzbaren Stauinhaltes durch die Verlandung störend und ihre Beseitigung durch Abtransport und Wegschlämmen erforderlich werden könnte. Die Kosten jener Arbeit werden aber nur einen geringen Bruchteil der Zinsen betragen, die die Mehrausgabe für die Anlage eines Umleitungstunnels zur Abführung auch der grössten Hochwasser erfordert hätte. Die Anlage eines Tunnels mit so grosser Leistungsfähigkeit wäre aber nicht nur durchaus unwirtschaftlich, sondern auch mit enormen Ausführungsschwierigkeiten verbunden gewesen, wie die bei der Bauausführung angetroffenen Verhältnisse zeigten.

Wie schon oben erwähnt, stellte die Ausführung dieses auf eine hydraulische Leistungsfähigkeit von maximal etwa 220 m³/sek bemessenen Umlauf-Tunnels einige aussergewöhnliche Aufgaben.

Die Richtungsverhältnisse dieses Tunnels sind aus Abbildung 5 ersichtlich (Krümmungsradius im obern Teil 150 m). Der normale lichte Querschnitt von 21 m² erweitert sich in den obersten 35 m Länge trompetenförmig auf einen Querschnitt beim Einlauf von 66 m², der sich ergab aus dem Einbau von zwei Schützen, zu je 5 m Breite, (an Stelle einer einzigen, um bei allfälligem Verklemmen der einen Schütze noch mit der zweiten arbeiten zu können; der Raum flussaufwärts dieser Schützen kann mittels Dammbalken abgeschlossen werden). Die Ausbildung zeigt Abbildung 9. Der S-förmige Absturz der Sohle von 6 m Höhe bildet das Beschleunigungsgefälle zur Erzielung der maximalen hydraulischen Leistungsfähigkeit des unterhalb Hm 0,25 anschliessenden, durchgehend 3% Sohlengefälle aufweisenden Tunnels (Abb. 10 und 11).

Nur der unterste Teil des Tunnels durchfährt auf 37 m Länge den aus massigem Granit bestehenden Felsriegel der Pfaffensprungschlucht. Für die oberhalb dieses Riegels liegende Tunnelstrecke (245 m Länge) vermutete das geologische Gutachten als zu durchfahrendes Gebirge den oberflächlich sichtbaren grossblockigen Bergsturz (in Abbildung 9, Profile 10 und 15 angedeutet). Die Bauausführung zeigte nun, dass diese Bergsturzmasse nur bis ungefähr 2 m unter die Oberfläche reichte und dass Alluvion der Reuss sie überlagerte. Das die Tunnelröhre umgebende Gebirge bestand in den obern zwei Dritteln in der Hauptsache aus gut gelagertem, mittelfeinem bis gröbern, meist trockenem Sand mit wenig Kies und vereinzelten grössern Findlingen, im untern Drittel aus mittelfeinem bis feinstem Schlämmsand, der stellenweise stark wasserzügig war. Diese Gebirgsbeschaffenheit erforderte eine Formgebung für das Tunnelprofil, die mit der Bildung von Naturgewölben verhältnismässig grosser Pfeilhöhen und aktivem Erddruck auf die Seitenstösse rechnen musste; in der untersten Strecke, wo die geringe Kohäsion des Gebirges zur Annahme eines natürlichen Böschungswinkels von höchstens 20 % zwang, wurde der Sicherheit halber mit dem Gewicht der ganzen Ueberlagerung von etwa 20 m gerechnet, während im satter gelagerten trockenen Gebirge ein Böschungswinkel bis zu 40° in Rechnung gesetzt worden ist; dementsprechend ergaben sich Fussbreiten der Widerlager von 1,30 bis 1,90 m. Die Berechnung des Erddrucks erfolgte nach der von Rankine begründeten, von O. Kommerell [1]) angewendeten Theorie, wonach Richtung und Grösse des Erddrucks auf eine gekrümmte Fläche (äussere Tunnelleibung) mittels der Involution des Kreises bestimmt wird. Der hieraus sich ergebenden Stützlinie wurde das Tunnelgewölbe so angepasst, dass sich dessen Mittellinie mit dieser Stützlinie möglichst genau deckte, wie dies der Normal-Querschnitt in Abbildung 9 zeigt.

Die Umleitung des wilden Reussflusses um das Staubecken herum durch einen Tunnel erforderte eine möglichst schlanke Linienführung, sowie, auch aus wirtschaftlichen Gründen, eine möglichst geringe Länge und damit einen mög-

[1]) „Stat. Berechnung von Tunnelmauerwerk". (W. Ernst & Sohn, Berlin).

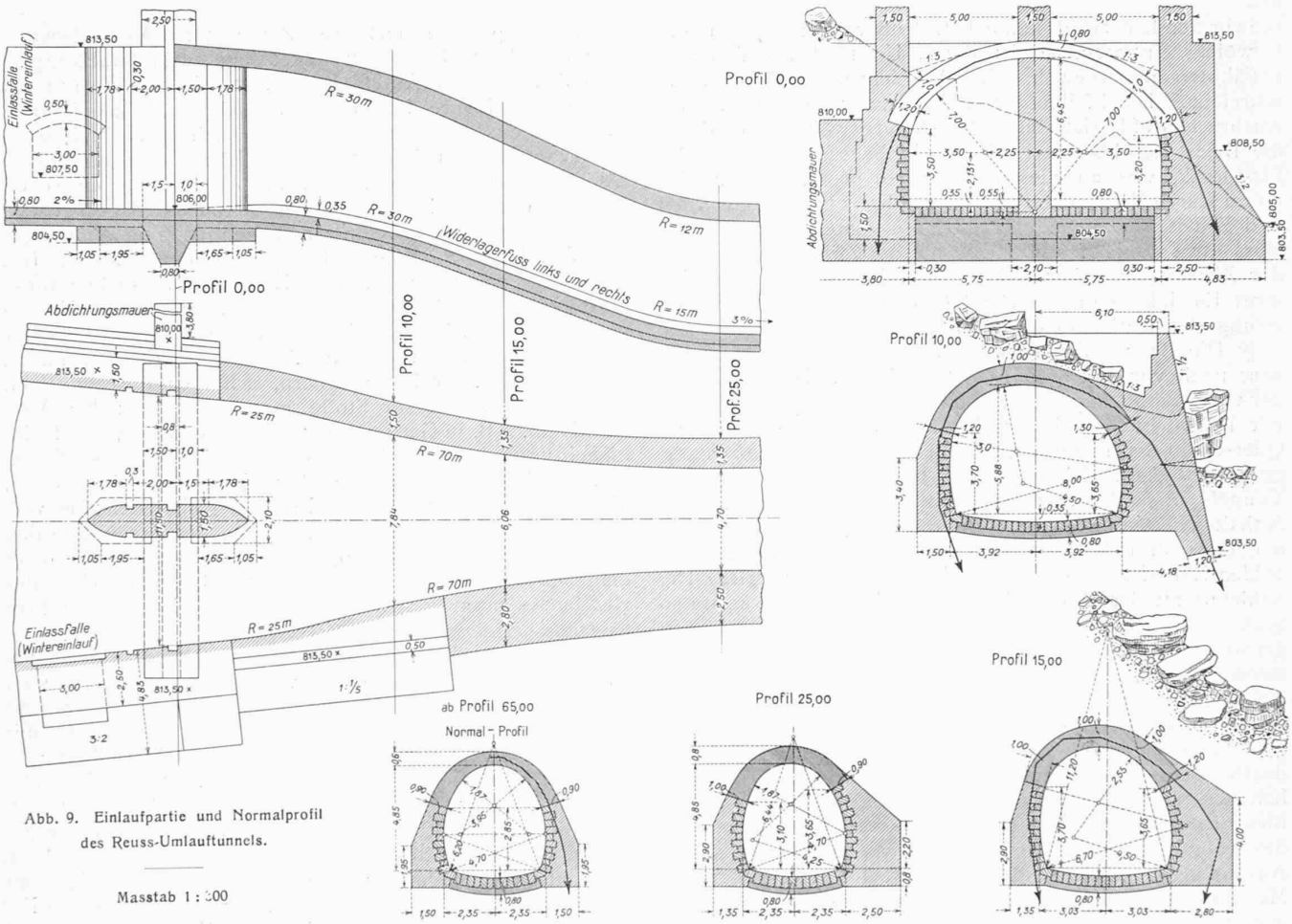


Abb. 9. Einlaufpartie und Normalprofil des Reuss-Umlauftunnels.

Masstab 1 : 300

lichst grossen Krümmungsradius der Tunnelaxe. Daraus ergab sich für die obersten rund 60 m ein etwas geringer Kreuzungswinkel der Tunnelaxe mit den Höhenkurven des Geländes. Diese Strecke liegt daher mit ihrer rechten Hälfte etwas nahe an der Oberfläche; das rechte Widerlager hat wenig Vorland, sodass, wenigstens längs der obersten 12 m, nicht mit einem talseitigen passiven Erddruck gerechnet werden durfte. Trotzdem hier ein natürlicher Böschungswinkel von 40° in Rechnung gestellt wurde, ergab sich ein starker bergseitiger Erddruck und damit eine sehr stark asymmetrische Stützlinie. Da die Umfassung dieser Stützlinie mit dem Kern eines symmetrischen Gewölbes ausserordentliche, wirtschaftlich ganz unmögliche Mauerstärken erfordert hätte, wurde ein Tunnelprofil mit stark *asymmetrischem Lichtraum* gewählt. Das Profil neigt sich stark bergwärts, und das Tunnelbauwerk stemmt sich wie mit einer Schulter dem einseitigen Druck entgegen. Diese Ausführung einer Tunnelröhre mit stark asymmetrischem Lichtraum, die damals, so weit uns bekannt, noch keinen Präzedenzfall hatte, bewährt sich sehr gut; sie wurde noch dadurch kompliziert, dass bei dem trompetenförmig sich erweiternden Lichtraum der Querschnitt der Tunnelröhre sich stetig ändert.

Die geschilderten geologischen Verhältnisse des Tunnels, die einen Abbau nur mittels Getriebe-Zimmerung zuliessen, stellten das Problem des geeignetsten Bauvorgangs. Es machten sich zwei Auffassungen geltend: die eine hielt

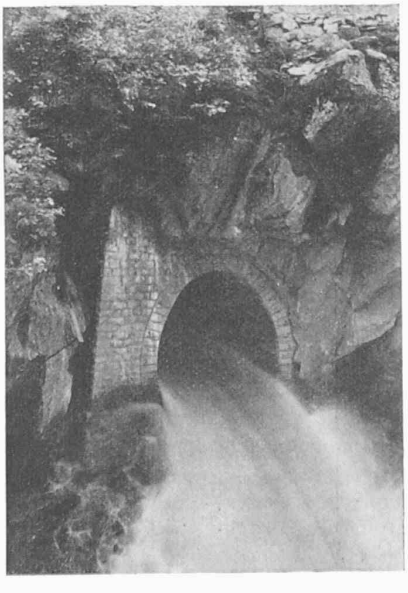


Abb. 12. Ausmündung bei rund 60 m³/sek.

die Kohäsion der Fluss-Alluvion für genügend, um die Anwendung des in der Ausführung einfachen belgischen Bausystems wagen zu können; die andere hielt die Unterfangung eines sehr stark belasteten Gewölbes in dem besonders im untersten Drittel des Tunnels locker gelagerten, teilweise ausserordentlich feinen Sand, der durch starke Wasserzügigkeit beim Abbau stellenweise den Charakter von Schwimmsand annahm, für sehr gewagt und gefährlich. Die endgültige Stellungnahme diesem Problem gegenüber war die, dass grundsätzlich die belgische Bauweise als für das vorhandene Gebirge nicht geeignet gehalten wurde; da aber ein Firststollen schon auf grosse Länge vorgetrieben war, hielt man die Anwendung einer Bauweise mit Ausmauerung von unten aus unter diesen Umständen ebenfalls für gefährdet. Nachdem an der heikelsten Stelle die Ausmauerung des Profils von unten auf, d. h. mit den Widerlagern beginnend, erfolgt war, entschloss man sich, in der übrigen Strecke zuerst das Gewölbe einzuziehen, unter der Voraussetzung der Anwendung äusserster Vorsicht beim Unterfangen der Widerlager. Zu diesen gehörte die Herstellung eines ungemein starken und tragfähigen kontinuierlichen Auflagers für das zu unterfangende Gewölbe in Form eines 54 cm hohen, mit fünf Normalbahnschienen armierten Eisenbeton-Tragbalkens. In den Strecken mit grobkörnigerem, satt gelagertem und trockenem Flussgeschiebe erwies sich bei der Ausführung die Anwendung der belgischen Bauweise gerade noch als zulässig; wenn in

den übrigen Strecken mit feinerem und feinstem, bis fast schwimmendem Sand keine katastrophalen Setzungen des Gewölbes eintraten, so ist dieser Umstand nur den vorerwähnten aussergewöhnlichen Vorsichtsmassnahmen zuzuschreiben. Die Pfeilhöhe und Spannweite der über dem Ausbruchsprofil sich bildenden Naturgewölbe und damit die Belastung des provisorischen Einbaues, namentlich der Firstdruck, war an diesen Stellen so gross, dass 40 bis 50 cm starke Kronbalken wie Schilfrohr zerquetscht wurden und Scheitelsenkungen bis zu 40 cm eintraten, von welchem Mass etwa die Hälfte auf Rechnung der Zusammenpressung der Zimmerung selbst, die andere Hälfte auf Rechnung ihres Einsinkens in den Sand (trotz weitgehender Verbreiterung des Auflagers der Ständer) gesetzt werden muss.

Die Bauausführung des Reuss-Umlauftunnels stellte aber noch vor eine weitere Schwierigkeit. Die Forderung der vorerwähnten hydraulischen Leistungsfähigkeit bei einem mit Rücksicht auf das vorhandene Gebirge erträglichen Querschnitt der Tunnelröhre erforderte eine grosse Wassergeschwindigkeit. Diese beträgt bei grösster Füllung des Tunnels ungefähr 15 m/sek, mit der die gesamte, nach Anhaltspunkten auf über 100 000 m³ im Jahr (konzentriert auf etwa drei Monate) geschätzte Geschiebemenge des wilden Reussflusses durch den Tunnel geschleppt wird. Die Schleppkraft der Reuss oberhalb des Tunnels ist schon so gross, dass Granitblöcke von $^1/_5$ bis $^1/_4$ m³ Inhalt noch gerollt, während grössere durch Unterkolken transportiert werden. Durch den Tunnel hindurch werden aber die mitgeschleppten Blöcke nicht mehr nur gerollt, sondern vom turbulenten Wasser oft in die Höhe gehoben und wieder auf die Sohle zurückgeschleudert. Die hierdurch, sowie durch den Transport des kleinern Geschiebes und namentlich des sehr quarzreichen Granitsandes (die Reuss durchfliesst fast nur Urgestein) entstehende starke Beanspruchung des Sohlenteils des Tunnels stellte vor die Frage seiner Ausbildung und vor allem der Wahl des geeigneten Materials. Die Verwendung eines elastisch-zähen Materials, wie z. B. von Holz in verschiedenen Anordnungsarten, wurde erwogen, aber wieder fallen gelassen wegen ungenügender Sicherheit gegen die starke Erosionsbeanspruchung, wie übrigens nachträgliche Erfahrungen mit einer andern Verwendungsart von Holz am gleichen Bauwerk, sowie beim zweiten Ausbau des Kraftwerkes Amsteg, bewiesen. Eine, wenn auch nur lokale Zerstörung der Sohle musste unbedingt vermieden werden, da eine solche in dem vorhandenen Gebirge die Unterkolkung der Widerlager und die Zerstörung der ganzen Tunnelröhre unmittelbar zur Folge gehabt hätte. An den Einbau einer Panzerung der Sohlenpartie in Schmiedeisen oder Stahlguss (Gusseisen hätte der starken Beanspruchung durch aufschlagende Blöcke vermutlich auch nicht Stand gehalten) konnte der hohen Kosten wegen nicht gedacht werden. Man entschloss sich dann zu einer Verkleidung der Sohle in Naturstein, ausgebildet als 50 cm starke, mit einer Betonunterlage von normal 30 cm Stärke zusammengebaute Pflästerung aus durchbindenden, auf 10 cm vom Haupt vollkantig bearbeiteten, mit 1 bis $1\,^1/_2$ cm Fugenweite in hochwertigen Zementmörtel versetzten Granit-Hausteinen aus der Umgebung, mit welcher Ausbildung ein organisches Ganzes der Tunnelröhre zusammen mit den in Beton oder Bruchsteinmauerwerk aufgeführten, mit Spitzsteinen verkleideten Widerlager und dem in Schichtsteinmauerwerk hergestellten Gewölbe geschaffen wurde, wobei die Sohle unter gewissen äussern Beanspruchungen der Tunnelröhre als Sohlengewölbe zu wirken im Stande war. Die normale mittlere Abnützung der Granitsohle im geraden Teil des Tunnels betrug, wie an Hand von genauen Querprofilaufnahmen und von Gipsabgüssen festgestellt wurde, in den sechs Jahren seit Inbetriebnahme des Tunnels (fünf Sommer) etwa 4 mm im Jahr; an der äusserst stark beanspruchten, am Fusse des Absturzes und in der Kurve (im Grundriss) der Tunnelaxe am linken Widerlager liegenden Stelle, wohin das Geschiebe mit grosser Wucht geworfen wird, war indessen die Abnützung eine wesentlich grössere (Abbildung 10, rechts); sie betrug an einigen wenigen Steinen innerhalb einer Hochwasserperiode mehrere Zentimeter. Versuchsweise hier eingebaute Steine aus dichtestem, sehr feinkörnigem Kieselkalk grosser Abschleiffestigkeit zeigten eine nur um weniges geringere Erosion. Die sehr stark erodierende Wirkung des Quarzsandes machte sich insbesondere in den (von Stein zu Stein versetzten) Längsfugen bemerkbar (Abbildung 11), deren Mörtel an einigen Stellen schon nach dem ersten Hochwasser tiefgreifend herausgesägt war, während die quer zur Tunnelaxe liegenden, von Widerlager zu Widerlager durchgehenden Fugen dem Angriff fast durchwegs widerstanden. Eine Reihe von Versuchen, diese Mörtelfugen mit den heute zu diesem Zweck in den Handel gebrachten, dem Mörtel beizumengenden Materialien grosser Widerstandsfähigkeit gegen Abschleifen (Karborundum, Stahlspähne u. dergl.) zu sichern, schlugen durchaus fehl. Die Anwendung dieser Stoffe mag unter günstigern Verhältnissen, z. B. in Gerinnen mit geringerer Wassergeschwindigkeit und mit Geschiebe aus weicherem Gestein, sowie bei andersartiger mechanischer Beanspruchung (Fussböden, Treppen u. drgl.) von gutem Erfolg begleitet sein; im vorliegenden Falle wurde die Grundmasse, der Zement, in den die Karborundum-Körner oder die Stahlspähne sehr dicht eingebettet waren, durch die feinsten Quarzkörnchen des Geschiebes herausgeschliffen, womit diese Bewehrung ihrer Fassung beraubt wurde und wegfiel.

In der Hauptsache wurden, da man auf ein negatives Ergebnis dieser Versuche von Anfang an gefasst war, die an den stärkst beanspruchten Stellen liegenden und deshalb auch am tiefsten herausgesägten Mörtelfugen mit in die Fugen eingestemmten und in einem Mörtelbett verankerten Flacheisen, sowie mit eingestemmten Eichenholzkeilen gesichert; von diesen beiden Massnahmen hat sich während der fünf ersten Hochwasserperioden namentlich die Sicherung durch Eisen ausgezeichnet bewährt. Aber auch die Verwendung von Eichenholzkeilen zeitigte im Vergleich zu den oben genannten Versuchen ein gutes Ergebnis; die Widerstandsfähigkeit des Eichenholzes gegen die Erosion ist zwar eine wesentlich geringere als die des Eisens: in den Längsfugen wurde das Eichenholz und damit die Kanten der anstossenden Steine verhältnismässig rasch nachgeschliffen, während die Eiseneinlagen, durch aufschlagendes Geschiebe zwar da und dort stark zerhämmert, sehr geringe Erosion zeigten.

Mit dieser in der Hauptsache durchgeführten Bewehrung der Längsfugen an den stark beanspruchten Stellen der Sohle und des untersten Teils der Widerlager kann dieser Teil des Bauwerkes als durchaus gesichert gelten. Spätere Ergänzungen, sowie die Auswechslung von Sohlensteinen können jeweils während der winterlichen Ausserbetriebsetzung des Umlauftunnels leicht erfolgen. (Forts. folgt.)

„Die Schweizer Stadt."

Wir bringen auf den Tafeln 17 und 18 einige Abbildungsproben aus dem gleichnamigen Buche (vergl. unter Literatur auf Seite 239), die freilich nur einen schmalen Auszug aus den 170 Bildern des Bandes bilden können, und geben im übrigen dem Verfasser Dr. Joseph Gantner selber das Wort zur Einführung:

Dieses Buch über Schweizer Städte, das vor allem ein Bilderbuch sein soll, musste in einigen Punkten von der Linie abweichen, die durch die bekannten drei Bände über „Die schöne deutsche Stadt" vorgezeichnet war. Was dort ganz allgemein über historische Zusammenhänge, über kulturelle Voraussetzungen der mittelalterlichen Stadtbaukunst gesagt ist — Dinge, die schliesslich für ganz Europa irgendwie Geltung haben — das durfte hier nicht nochmals wiederholt werden, und anderseits erwies es sich als notwendig, den inzwischen so bedeutend verfeinerten Apparat kunstwissenschaftlicher Betrachtung wenigstens teilweise auf das Thema anzuwenden.

Das Thema — die alten Städte eines in seiner ethnischen Struktur so wenig einheitlichen Landes wie der