

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 79/80 (1922)
Heft: 12

Artikel: Beitrag zur Berechnung von Hochwasserüberläufen bei Talsperren
Autor: Sommer, Otto
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-38063>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 04.04.2026

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

INHALT: Beitrag zur Berechnung von Hochwasserüberläufen bei Talsperren. — Eine moderne Dampfturbinen-Anlage auf Spitzbergen. — Wettbewerb für eine Seebadanstalt in Rorschach. — † Salomon Schlatter. — Etwas vom Pfluschen. — Schifffahrt auf dem Oberrhein. — Miscellanea: Ausfuhr elektrischer Energie. Gleichrichteranlage in Brüssel. Eine neue Bundeshauptstadt für Brasilien. Die Eisenerzförderung in den

Vereinigten Staaten im Jahre 1921. Comité Franco-Suisse du Haut-Rhône. Elektrifizierung der italienischen Bahnen. — Konkurrenzen: Erweiterungsbauten des Kantonspital Glarus. Ausbau des Hafens Trelleborg. Erweiterung der kantonalen landwirtschaftlichen Schule Plantahof bei Landquart. Erweiterung des Friedhofes im Friedental in Luzern. — Literatur. — Vereinsnachrichten: Zürcher Ing.- u. Arch.-Verein. Stellenvermittlung.

Band 79.

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

Nr. 12.

Beitrag zur Berechnung von Hochwasserüberläufen bei Talsperren.

Von Ing. Otto Sommer, Zürich.

Bei Talsperren ist eine gesicherte Hochwasserabführung eines der Hauptfordernisse. Als Entlastungseinrichtungen wurden früher fast ausschliesslich feste Ueberläufe verwendet¹⁾; in neuerer Zeit sieht man, namentlich für grosse Wassermengen, selbsttätige Saugheber, Schützen oder automatisch wirkende Verschlusskörper vor.

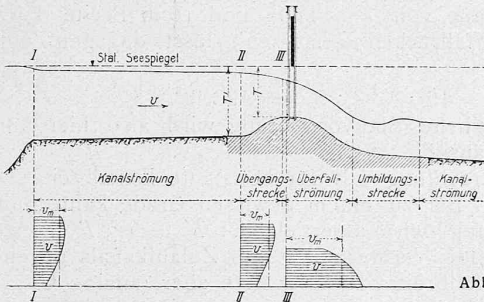


Abb. 2.

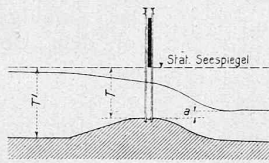


Abb. 3.

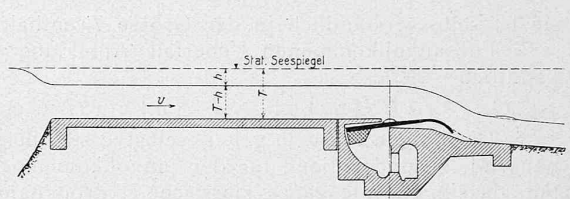


Abb. 4.

Trotz der Wichtigkeit, die allen diesen Einrichtungen für den Bestand der Staumauer und damit für Leben und Eigentum der flussabwärts Wohnenden offenkundig zukommt, trifft man nicht selten auch bei sonst sorgfältig durchgebildeten, modernen Wasserkraftanlagen Fehler in der Ausbildung der Hochwasser-Entlastungs-Einrichtungen, die den Sicherheitsgrad der Anlage nicht unbedenklich herabmindern können. Dies gilt weniger von den eigentlichen Ueberfällen, die ja Gegenstand einer reichhaltigen Literatur sind und deren Konstruktion und Berechnung wohl jedem Wasserbau-Ingenieur geläufig ist, als von den zugehörigen Zu- und Abflusskanälen und sonstigen Nebenanlagen. Es erscheint deshalb nicht überflüssig, im nachstehenden die Grundzüge und wesentlichsten Anforderungen für die Ausgestaltung der Hochwasserüberläufe, sowie einige häufiger vorkommende Fehler kurz zu erörtern.

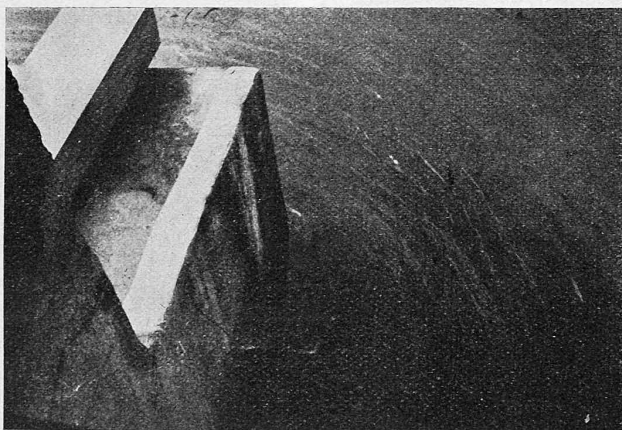


Abb. 1. Strömungs-Kontraktion an scharfer Pfeilerkante.

Ausbildung der Pfeiler zwischen den Ablauföffnungen. Der nachteilige Einfluss stumpfer Pfeiler mit scharfen Kanten ist bekannt; die Folgen sind Kontraktion des Wasserquerschnitts und entsprechende Verminderung der durchfließenden Wassermenge (z. B. Abb. 1). Bei Öffnungen, die durch selbsttätige Ueberfallklappen mit Gegengewicht-

¹⁾ Z. B. der Ueberlaufturm im Klöntalersee (vergl. 30. April 1910).

ausgleich oder *unmittelbarer* Betätigung durch Oberwasserdruck verschlossen sind, kommt noch eine weitere, höchst missliche Folge-Erscheinung hinzu. Bekanntlich beruht die automatische Wirkung der genannten Einrichtungen auf dem Gleichgewicht zwischen dem Staudruck auf die Klappe und dem Gegengewicht, bzw. bei hydraulischen Dachwehren dem hydrostatischen Druck auf die Gegenklappe. Es liegt nun auf der Hand, dass diese Gleichgewichtsbeziehung sofort gestört wird, wenn infolge von Kontraktion durch scharfkantige Pfeiler oder dergl. ein anderer Oberwasserdruck sich einstellt, als der Berechnung zu Grunde

gelegt war. Dies kann natürlich bei knapp bemessener Hochwasser-Staugrenze zu ernstest Unannehmlichkeiten, bei Erddämmen unter Umständen zu einer Katastrophe führen. Auf gute Abrundung der Pfeilerkanten ist deshalb unbedingt zu achten.

*

Das *Längenprofil* ist ebenfalls von einschneidender Bedeutung für die regelrechte Hochwasser-Abführung. Diesem Punkte wird nicht immer genügende Aufmerksamkeit geschenkt, wie manche neuere Grosskraftanlage beweist. Abb. 2 zeigt den idealen Längsschnitt eines seitlich der Staumauer angeordneten Hochwasser-Ueberlaufs. Vom Staukasten an steigt die Sohle zunächst stetig an bis zum Verschlusskörper, der eine Schütze, selbsttätige Klappe oder dergl. sein kann; der bewegliche Verschlusskörper befindet sich im *kleinsten* Querschnitt, damit seine jeweilige Stellung für die Abflussmenge massgebend ist. Diese Bedingung ist selbstverständlich dann nicht mehr erfüllt, wenn der Durchflussquerschnitt vor oder hinter dem beweglichen Staukörper kleiner ist als der vom ganz geöffneten Verschlusskörper freigegebene Querschnitt. Auch diesen Fehler trifft man gelegentlich noch bei neueren Wasserkraftanlagen. Der Wasserdurchfluss in einem derartigen Hochwasserablauf ist durch die über den einzelnen Querprofilen in Abb. 2 dargestellten Geschwindigkeitskurven schematisch gekennzeichnet. Man erkennt, dass im Zulaufkanal bis nahe zum höchsten Punkt der Sohle die Wassergeschwindigkeit über den Querschnitt in der Weise verteilt ist, die ein Charakteristikum in regelmässig geformten Kanälen und Flussläufen ist (gleitende Strömung). Die Geschwindigkeit ist am kleinsten nahe der Sohle, am grössten etwas unter der Oberfläche. Ganz anders sieht die Geschwindigkeitskurve im *Minimalquerschnitt* aus, wo der bewegliche Staukörper eingebaut sein soll. Hier haben wir es mit einem *Ueberfall* über eine abgerundete Schwelle zu tun, und zwar ist dieser ein vollkommener oder unvollkommener, je nach der Höhenlage der Sohle kanalabwärts der Ueberfallsschwelle. Auf jeden Fall aber treffen wir den charakteristischen Geschwindigkeitsverlauf des Ueberfalls an, gekennzeichnet durch Maximalgeschwindigkeit nahe der Sohle, Minimalgeschwindigkeit nahe der Oberfläche (ein Sonderfall der „schiessenden Strömung“).

Zwischen diesen beiden Grenzfällen bilden sich auf eine verhältnismässig kurze Strecke Zwischen- und Uebergangszustände aus. Nach den Beobachtungen des Verfassers fliesst das Wasser noch wenige Meter vor dem Ueberfall, auch wenn dieser ein freier ist, vollkommen nach den Strömungsgesetzen des gewöhnlichen offenen Gerinnes. Die gleiche Erscheinung wird als Ergebnis einer Wassermessung am Trommelwehr der Wasserkraftanlage Wynau a/Aare angeführt¹⁾.

Die abfliessende Wassermenge ist bei dem Längenprofil nach Abb. 2 ausschliesslich durch den freien Ueberfall bestimmt und berechnet sich nach der bekannten Formel

$$Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} T^{3/2} \dots (1)$$

worin Q die Wassermenge in m^3/sek , $\frac{2}{3} \mu = 0,42$ bis $0,48$ je nach Form und Länge des Ueberfallrückens, B die Ueberfallbreite in m und T die Niveaudifferenz zwischen Ueberfallrücken und statischem Seespiegel in m bedeuten. Die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ darf nicht eingeführt werden, sie ist selbstverständlich in der Grösse T enthalten,

Für unvollkommenen Ueberfall (Abbildung 3) ist bekanntlich

$$Q = \frac{2}{3} \mu B H^{3/2} \sqrt{2g} + \mu_1 B a \sqrt{2g} H \text{ in } m^3/\text{sek} \quad (2)$$

Die obigen Formeln gelten selbstverständlich nur annähernd, besonders jene für den unvollkommenen Ueberfall, da sie, wie die ganze klassische Hydrodynamik, parallele Wasserfäden und wirbelfreie Strömung voraussetzen, eine Annahme, deren Unhaltbarkeit seit etwa zehn Jahren bekannt ist. Meines Wissens ist aber auf dieser Erkenntnis bisher kein für die Praxis brauchbares Rechenverfahren aufgebaut worden; wir sind also einstweilen noch auf die herkömmliche Methode angewiesen.

Ganz andere Beziehungen gelten dagegen für ein Längenprofil nach Abb. 4. Hier haben wir es mit einem Ablaufkanal ohne ausgesprochenen Ueberfallrücken zu tun. Die ausfliessende Wassermenge bestimmt sich aus der Bedingung, dass in jedem Querschnitt die Niveaudifferenz zwischen statischem Seespiegel und Wasserspiegel im Ablaufkanal ausreichen muss zur Erzeugung der Wassergeschwindigkeit und zur Ueberwindung der Reibungswiderstände. Hierauf beruhen die bekannten Formeln von Ganguillet und Kutter, Bazin, Darcy, u. a. m. Unter Benutzung der neuen Geschwindigkeitsformel von Bazin wird mit den Bezeichnungen in Abb. 4

$$H = \frac{v^2}{2g} \left[1 + \frac{87 \sqrt{R \frac{H}{L}}}{1 + \sqrt{R}} \right] \dots (3)$$

Aus den angeführten Gleichungen lässt sich unter Einführung einiger die Genauigkeit der Rechnung nicht fühlbar beeinträchtigender Vereinfachungen eine Beziehung zwischen T und jenem Minimalwert T' (Abb. 2) ableiten, bei dem die Ueberfallhöhe T bei freiem Ueberfall und konstanter Kanalbreite = Ueberfallbreite gerade noch voll zur Wirkung kommt. Bei Hochwasserüberläufen ist in der Regel die Kanallänge L verhältnismässig klein, der hydraulische Profilradius R dagegen gross, sodass man in erster Annäherung die Reibungshöhe vernachlässigen kann, die auch für ganz grosse Verhältnisse nur wenige cm beträgt. Man kann also annähernd $V = 0,95 \sqrt{2g} H$ setzen. Damit ergibt sich

$Q' = (T' - h) 0,95 \sqrt{2g} H$ pro $1 m$ Breite. Die Funktion $f [(T' - h) 4,43 \sqrt{h}]$ wird ein Maximum für $h = \frac{T'}{3}$ und ergibt dabei für die Variable Q' den Wert

$$Q' = 1,62 T'^{3/2} \dots (4)$$

Da nach Gleichung (1) bei vollkommenem Ueberfall

¹⁾ Weyrauch, «Hydraulisches Rechnen».

$Q = 1,9$ bis $2,1 T^{3/2}$ (pro m Breite) wird, so ergibt sich, dass bei einem Längenprofil nach Abbildung 2 der Ueberfall nur dann tatsächlich voll zur Wirkung kommt, wenn

$$Q' \geq Q, \text{ also } T' \geq \left(\frac{1,9 + 2,1}{1,62} \right)^{2/3} T$$

$$\text{also } T' \geq 1,11 \text{ bis } 1,2 T \dots (5)$$

ist. Da in der Praxis auch noch der, wenn auch kleine, Reibungsverlust zu Ungunsten von Q' , bezw. T' hinzukommt, wird man gut tun, T' nicht kleiner als $1,25$ bis $1,3 T$ zu wählen; andernfalls wird der teure Verschlusskörper, sei er eine Stauklappe, eine Schütze oder drgl., nicht voll ausgenützt.

Der Einfluss einer genügend grossen Tiefe T' wird durch nachstehendes Beispiel aus der Praxis veranschaulicht:

$$\text{Es sei } T = T' = 3,00 m; \quad B = 16,00 m.$$

Der Verschlusskörper an und für sich würde als vollkommener Ueberfall durchlassen (Gl. 1):

$$Q = 16 \cdot 1,9 \cdot 3^{3/2} = 156 m^3/\text{sek}.$$

Das Zulaufgerinne von $3 m$ Tiefe und $16 m$ Breite (kurz vor dem Ueberfallrücken gemessen), lässt dagegen nur durch (Gl. 4)

$$Q' = 16 \cdot 1,62 \cdot 3^{3/2} = 133 m^3/\text{sek}$$

Die bewegliche Stauvorrichtung wird also hier nur unvollkommen ausgenützt.

Obige Betrachtung gilt für konstante Kanalbreite = Ueberfallbreite. Bis zu einem gewissen Grade kann nun die Vergrösserung der Wassertiefe auf $T' = 1,3 T$ ersetzt werden durch eine Verbreiterung des Zulaufkanals gegenüber der Ueberfallbreite. Dann müsste aber (analog Gl. 5)

$$B' \geq \frac{1,9 + 2,1}{1,62} B = 1,17 \text{ bis } 1,3 B \dots (6)$$

sein, ohne Berücksichtigung des Reibungsverlustes, daher in Wirklichkeit $B' > 1,3 B$. Diese Bedingung muss bis unmittelbar vor dem Ueberfall, wo die Umbildung der Gerinneströmung in den Strömungsvorgang des Ueberfalls beginnt, erfüllt sein. In der kurzen Umbildungstrecke — nach Beobachtungen des Verfassers ist deren Länge etwa $1,0$ bis $1,2 T$ — müsste auch der Uebergang von $1,3 B$ auf B erfolgen. Diese Bedingung ergibt aber schon bei mittleren Breiten B zu schroffe Uebergänge. Bei dem oben betrachteten Beispiel müsste die Breite auf eine Strecke von etwa $4 m$ von $21 m$ (oder mehr) auf $16 m$ übergehen. Zudem würde bei seitlich der Talsperre in das Gelände eingeschrittenen Hochwasserüberläufen in der Regel eine Verbreiterung des Ablaufkanals eine unverhältnismässige Vermehrung der Ausbruchkubatur bedingen, sodass man schon aus diesem Grunde der, auch hydraulisch günstiger Vertiefung der Zulaufkanalsole den Vorzug geben wird. Am

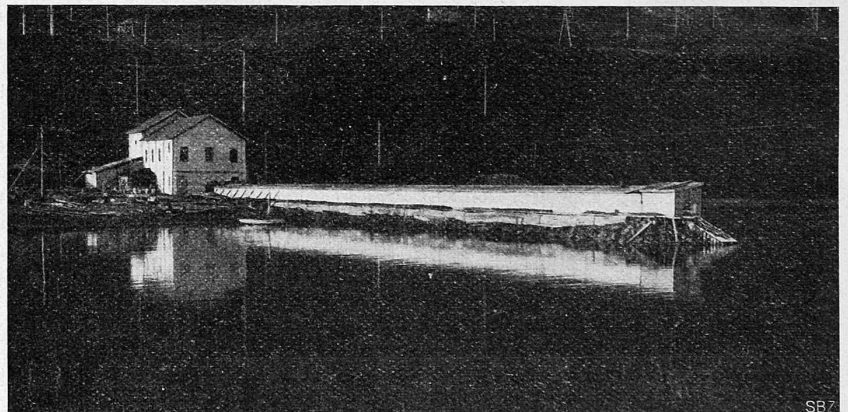


Abb. 4. Die Zentrale auf Spitzbergen mit der überdeckten Kühlwasser-Leitung.

besten ist eine Vereinigung beider Elemente: eine ganz sanfte Verengung gegen den Ueberfall hin und die Bemessung der Wassertiefe $T = 1,25$ bis $1,3 T$.

Zürich, im Oktober 1921.