

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 78 (1960)  
**Heft:** 29

**Artikel:** Aus der Projektierung für die Kraftwerkgruppe Hinterrhein: die Bogenstaumauer Sufers  
**Autor:** Ribí, René / Schnitter, Niklaus  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-64923>

### **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:** 15.03.2025

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

## Aus der Projektierung für die Kraftwerkgruppe Hinterrhein

Motor-Columbus AG., Baden

Fortsetzung von Seite 395

DK 627.825

### Die Bogenstaumauer Sufers

Von René Ribl, dipl. Math. und dipl. Bau-Ing. ETH, und Niklaus Schnitter, dipl. Bau-Ing. ETH

#### I. Einleitung

Das verhältnismässig offene Talbecken von Sufers wird im Osten durch den markanten, massigen Felsriegel des Crestawaldrückens begrenzt, welcher unvermittelt aus dem Talboden aufsteigt und sich rund 50 m über denselben erhebt (Bild 1). Durch das südliche Ende dieser natürlichen Sperre hat sich der Hinterrhein in einer engen Schlucht Bahn gebrochen, welche für einen künstlichen Talabschluss geradezu prädestiniert ist. Der Stausee Sufers bildete denn auch seit jeher Bestandteil aller, nun bald ein halbes Jahrhundert zurückreichenden Pläne für den Ausbau der Wasserkraft des Hinterrheins<sup>1)</sup>. Das Generelle Bauprojekt 1956 der Kraftwerke Hinterrhein AG.<sup>2)</sup>, welches für die Anlagen bei Sufers auf dem früheren, hier im Detail publizierten<sup>3)</sup> sogenannten «Dreistufenprojekt 1942» fusste, sah für den Abschluss der Hinterrheinschlucht eine rund 60 m hohe Bogengewichtsmauer vor, welche durch einen niedrigen, geschütteten Flügeldamm auf dem Crestawaldrücken ergänzt wurde. Zwischen den beiden Sperrbauwerken war der durch drei Schützen kontrollierte Hochwasserüberlauf vorgesehen, mit anschliessender Ablaufrinne über den Felsrücken hinweg und Wasserabsturz in die Hinterrheinschlucht in angemessener Entfernung von der Staumauer (600 m<sup>3</sup>/s Ableitvermögen bei 1 m ausserordentlichem Ueberstau).

Diese Anordnung hat heute noch Gültigkeit, doch wurde die Hauptsperre angesichts der günstigen topographisch-geologischen Gegebenheiten in eine nach rein statischen Gesichtspunkten konstruierte Bogenmauer umgestaltet. Der wirtschaftliche Vorteil der neuen Lösung ist trotz der relativ bescheidenen Dimensionen des Bauwerkes beträchtlich, konnte die erforderliche Betonkubatur doch um 50 % herabgesetzt werden. Dieser in anbetracht des vorwiegend öffentlichen Charakters der Kraftwerke Hinterrhein AG. unmittelbar volkswirtschaftlich bedeutsamen Einsparungsmöglichkeit verschlossen sich auch die baupolizeilich zuständigen eidgenössischen zivilen und militärischen Behörden nicht. Ins Gewicht fallend war, dass der Stausee Sufers bei entsprechender Di-

mensionierung des Grundablasses (250 m<sup>3</sup>/s Schluckvermögen bei Vollstau) binnen 24 Stunden abgesenkt werden kann, ohne einerseits das unterliegende Flussbett ungebührlich zu beanspruchen, noch andererseits die weitere Energieerzeugung im Kraftwerk Sufers-Bärenburg entscheidend zu schmälern.

#### II. Konstruktive Gestaltung

Als Bogenmauertyp wurde der bewährte, im Verhältnis zu den ausführungstechnischen Anforderungen statisch wohl als optimal anzusprechende Gleichwinkel- oder Jorgensentyp gewählt. Als horizontales Krümmungselement konnte dabei am klassischen Kreisbogen festgehalten werden. Die Bogen sind durchwegs von konstanter Stärke, um die Schalungsarbeiten bei den relativ geringen Dimensionen und den damit



Bild 1. Sperrstelle Sufers aus Süden, Anfang Juli 1960. Im Vordergrund der linksufrige Fundamentschlitz für die Bogenmauer in der Hinterrheinschlucht. Links der Einlauf des Umleitstollens. Auf dem Crestawaldrücken der 6-t-Derrick mit 60 m grösster Ausladung für die Staumauerbetonierung. Die Betonmischanlage ist links an einen bereits erstellten Teil der bergseitigen Wand der Hochwasserentlastung angelehnt, deren Ablaufrinne sich im Aushub befindet. Ganz hinten links ein Stück der aus dem Staugebiet verlegten neuen Kantonsstrasse, bis zu welcher sich der niedrige Flügeldamm auf dem Crestawaldrücken erstreckt

1) G. A. Töndury: Zur Entstehungsgeschichte der Kraftwerkprojekte am Hinterrhein. «Wasser- und Energiewirtschaft» 1957, Seiten 37 bis 59.

2) L. Kalt: Die Kraftwerkgruppe Valle di Lei-Hinterrhein. «Schweiz. Bauzeitung» 1957, Seiten 65 bis 70 und 79 bis 84.

3) C. Jegher: Die Kraftwerke Hinterrhein mit den Stauseen Sufers und Rheinwald. «Schweiz. Bauzeitung» 1943 (Band 121), Seite 211.

ohnehin ziemlich starken Krümmungen nicht noch zusätzlich zu erschweren. Zudem hat gerade die Schlankheit der Konstruktion zur Folge, dass die von den schwer erfassbaren Temperatureinwirkungen erzeugten Spannungen in der Mauer an Bedeutung gewinnen. Damit erscheint eine allzu ausgefeilte, gewöhnlich nur auf die hydrostatische Last abgestimmte Formgebung wenig sinnvoll. Die Vertikalschnitte sind so gestaltet, dass die Stabilität der unabhängigen Mauerblöcke in jeder Bauphase und ohne Zuhilfenahme von unter Umständen aufwendigen Kunstgriffen gesichert ist, und zwar in dem Sinne, dass in keinem Zeitpunkt und in keinem Horizontalschnitt die Resultierende aus Eigengewicht den Querschnitt in einem Punkte trifft, dessen Abstand von einem der Querschnittsränder kleiner ist als ein Sechstel der Mauerstärke im betreffenden Bereich. Im übrigen gingen die Bestrebungen dahin, die stark belasteten unteren Partien so schlank und nachgiebig wie möglich auszubilden, um eine gute Verlagerung der Kräfte auf die dank ihrer grösseren Oeffnungswinkel statisch günstigeren oberen Bogen zu erhalten.

Nach verschiedenen Vergleichsstudien wurde die Stau-mauer pfropfenartig vor dem eigentlichen Schluchteingang angeordnet, wo die talauswärts zusammenlaufenden Höhenkurven auch in den untern Mauerpartien relativ grosse Bogenöffnungswinkel zulassen (Bild 2). Gleichzeitig gewann man damit einen möglichst grossen Abstand von einer sich in der Runse am unterwasserseitigen, linken Talhang andeutenden Grossklüft. Diese wird nun rechtsufrig, oberhalb der Strasse, vom Mauerauflager getroffen, und zwar, was wesentlich erscheint, nahezu senkrecht. Demgegenüber stellte sich einem weitern wasserseitigen Verschieben der Stau-mauer entgegen, dass die rechte Talflanke vor dem unmittelbaren Schluchteingang versackt ist und im äussersten Streubereich eines Blocksturzgebietes liegt. Wie meist, ergab sich auch im vorliegenden Falle die endgültige Mauerlage als sorgfältig ausgewogener Kompromiss zwischen den topographisch-geologisch gegebenen Möglichkeiten und den statisch-konstruktiven Anforderungen.

Ein Vorteil der gewählten Mauerlage ist die Kürze des Umleitstollens, kann dieser doch direkt durch die als linkes Mauerauflager dienende Felsrippe geführt werden<sup>4)</sup>. Diese ist allerdings recht stark oberflächlich zerklüftet und aufgelockert, was in geringerem Masse allgemein für den sich über die ganze Sperrstelle erstreckenden Rofnagneis, an sich ein solides und sehr hartes Gestein, gilt. Auch gestatten die äusseren Partien der Felsrippe ohnehin keine genügend breit verteilte Einleitung der Bogenreaktionen. Ferner wirken sie sich im Mauerlängsschnitt (Bild 3) als stark einspringende Kerbe aus. Im Interesse des als sehr wichtig erachteten möglichst stetigen Verlaufs der Fundamente und einer, nicht notwendigen, aber willkommenen Symmetrie des Mauerkörpers, wird die Felsrippe nun in reichliche Tiefe abgetragen. Auch entlang den übrigen Teilen des Mauerfundamentes liess sich die aus geologischen Gründen erforderliche Einbindetiefe gut mit der Forderung nach Kontinuität vereinbaren. Im Horizontalschnitt sind die Mauerauflager durchwegs streng radial ausgebildet. Sie sind so tief geführt bzw. die Bogenöffnungswinkel so angepasst, dass eine Gerade unter 30° zur Tangente durch den luftseitigen Auflagerpunkt die Felsoberfläche nicht verlässt. Die beidseitig entstehenden Fundamentschlitzte bleiben grösstenteils offen oder werden nur mit Lockermaterial aufgefüllt, so dass die freie Verformung der Bogen bis zu ihren Auflagern gewährleistet

4) In Abweichung vom klassischen Schema wird der Umleitstollen im vorliegenden Falle nach Bauabschluss durch einen Betonpfropfen verschlossen und nicht in den Grundablass umgebaut. Dieser ist vielmehr im Mauerfuss angeordnet, mit im Hinblick auf allfällige Rückkolkungen und Vibrationen am Ausfluss vom Mauerkörper abgesetzter Anordnung der Schieber. Mit Rücksicht auf die Montage und die Zugänglichkeit im Betrieb erwies sich die gewählte Lösung als vorteilhafter. Zudem wäre bei den nicht unbedeutenden Winterabflüssen im Hinterrhein eine zweite, mindestens vorübergehende Umleitmöglichkeit durch die Mauer ohnehin erforderlich gewesen.

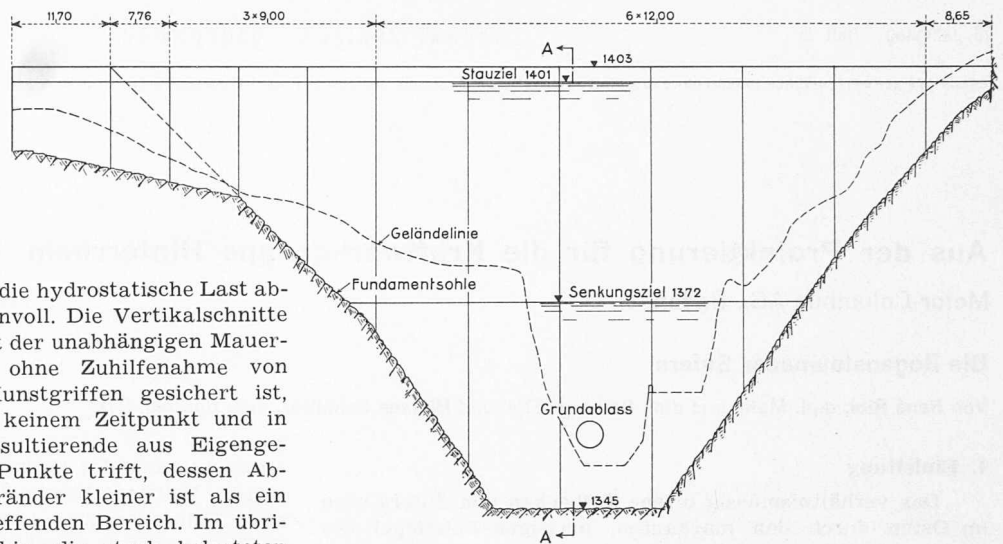


Bild 3. Längsabwicklung der Stau-mauer Sufers, 1:1000

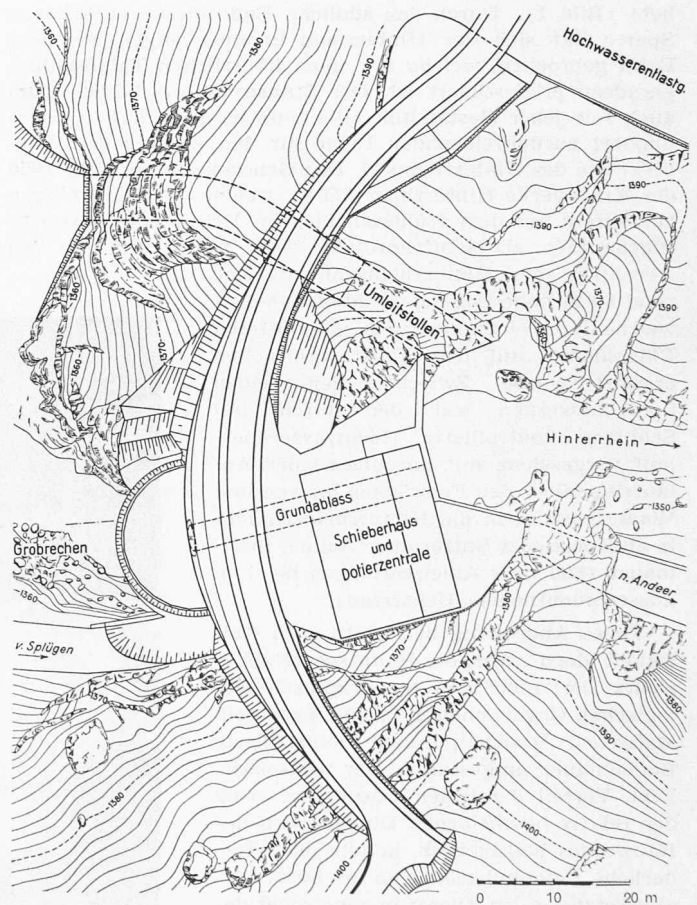


Bild 2. Stau-mauer Sufers, Lageplan 1:1000

bleibt. Auf der linken Flanke müssen die obersten Mauerpartien durch einen künstlichen Widerlagerblock gestützt werden.

Einschliesslich des letztgenannten betragen die Hauptabmessungen der Sperre:

Grösste Höhe über Fundamentsohle	58 m
Kronenlänge	125 m
Wasserseitiger Kronenradius (Bezugszylinder)	63 m
Oeffnungswinkel des Kronenbogens	105 °
Minimale Mauerstärke an der Krone	3 m
Maximale Mauerstärke am Fuss	8 m
Betonkubatur bzw. Aushubkubatur	20 000 bzw. 15 000 m <sup>3</sup>

### III. Dimensionierung und statische Ueberprüfung

#### A. Allgemeines

Die Dimensionierung einer Bogenstau-mauer ist eines der eindeutigsten Beispiele eines impliziten Problems. Tat-



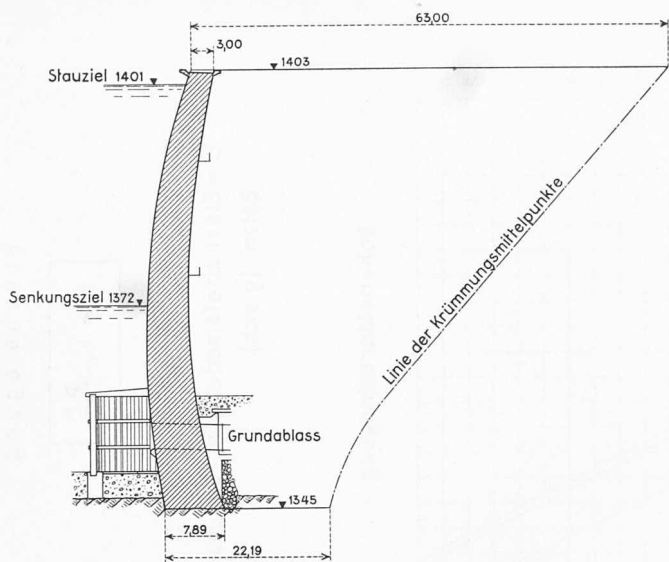


Bild 4. Hauptschnitt 1:1000 der Staumauer Sufers

sächlich lassen sich wegen der Vielzahl der Faktoren, welche die Dimensionen beeinflussen, keine expliziten Bemessungsformeln oder Tafeln aufstellen, mit deren Hilfe sich z. B. die Bogenstärken ermitteln liessen. Eine gewisse Ausnahme in dieser Beziehung bildet die Kesselformel, die heutzutage zwar kaum mehr in diesem Zusammenhange als Bemessungsformel bezeichnet werden darf; immerhin wird die daraus berechenbare Druckspannung noch oft als ein Mass für die Schlankheit einer Mauer benützt.

Die Abmessungen werden somit frei angenommen. Dann berechnet man mit Hilfe von vorerst möglichst einfachen Methoden die Spannungen infolge der gegebenen Belastungen (Eigengewicht, Wasserdruck, Temperaturänderungen, Erdbebenwirkungen, usw.). Auf Grund dieser errechneten Beanspruchungen werden, immer unter Berücksichtigung der ausführungstechnischen und konstruktiven Gesichtspunkte, die Abmessungen sukzessive modifiziert mit dem Ziel, die Druckspannungen in den betontechnisch gegebenen Grenzen und die Zugspannungen möglichst klein zu halten. Hat man die endgültige Lösung einigermaßen umrissen, so müssen feinere Untersuchungsmethoden angewendet werden. Befriedigen auch die Ergebnisse dieser Rechnungen, so kann zur endgültigen Berechnung geschritten werden, die meistens in einem mehrschnittigen Lastausgleich oder einer Schalenberechnung besteht.

Die am weitesten verbreiteten Verfahren der Spannungsanalyse in Staumauern sind die auf der Theorie der Trägerroste fussenden Methoden. Diese reichen vom sogenannten einschnittigen radialen Lastenausgleich bis zu den vielschnittigen Ausgleichen, bei denen nicht nur die radialen Durchbiegungen, sondern auch die tangentialen Verschiebungen und die Verdrehungen ausgeglichen werden. Alle diese Methoden haben gemeinsam, dass man aus der Staumauer einen Rost von im allgemeinen horizontalen und vertikalen Tragelementen von Einheitsbreite (z. B. 1 m) herausgreift, der mit dem auf ihn entfallenden Anteil an der Staumauerbelastung belastet wird. Die Lastverteilung auf die horizontalen Bogen und vertikalen Konsolen, der sogenannte Lastausgleich, erfolgt nun so, dass die Deformation von je zwei sich schneidenden Tragelementen im Schnittpunkt übereinstimmen. Die aus den Eigenspannungszuständen (z. B. gleichmässige Temperaturänderung und Temperaturgefälle) sich ergebenden Verformungen der beiden Tragsysteme des Trägerrostes werden durch Anbringen von entgegengesetzten gleichen äusseren Kräften an den Konsolen und Bogen so verändert, dass wiederum die oben geforderte Übereinstimmung der Deformationen in den Knotenpunkten des Trägerrostes herrscht. Von den sechs möglichen Bewegungen (je drei Verschiebungen und Drehungen), die in Konsole und Bogen gleich sein sollten, werden höchstens drei ausgeglichen, nämlich die horizontalen Durchbiegungen senkrecht zu den Achsen der Bogen (radialer Ausgleich), die

horizontalen Verschiebungen tangential zu den Bogenachsen (tangentialer Ausgleich) und die Verdrehungen um vertikale Achsen (Drehausgleich). In vielen Fällen begnügt man sich sogar beim definitiven Spannungsnachweis mit einem radialen Ausgleich.

## B. Einschnittiger Lastausgleich

Der erste Schritt in der statischen Ueberprüfung der Mauerdimensionen sowie angesichts der relativen Einfachheit des Verfahrens das hauptsächlichste Mittel zur sukzessiven Verbesserung der Mauerform stellt der sogenannte einschnittige Lastausgleich dar, bei dem der Trägerrost aus einer Anzahl Bogen und einer einzigen, im Bereiche des höchsten Vertikalschnittes herausgeschnittenen Konsole besteht. Ausgeglichen werden lediglich die radialen Durchbiegungen in den Schnittpunkten dieser Hauptkonsole mit den gewählten Bogen. Die erste Aufgabe besteht nun in der getrennten statischen Berechnung der Elemente der beiden Tragsysteme des Trägerrostes.

### 1. Bogenberechnung

Die horizontalen Tragelemente sind im allgemeinsten Falle elastisch eingespannte Bogen variabler Stärke, somit dreifach statisch unbestimmte Systeme, von denen die radialen Durchbiegungen in einem Punkte berechnet werden müssen, was immerhin einige Rechenarbeit erfordert. Bei Kreisbogen konstanter Stärke können für den Fall gleicher Elastizitätsmoduli von Fels und Beton und der Annahme durchschnittlicher Elastizitätsmasse an den Auflagern die Durchbiegungen im Scheitel leicht an Hand der von R. S. Lieurance<sup>5)</sup> veröffentlichten und von W. Jurecka<sup>6)</sup> ergänzten Koeffiziententabellen ermittelt werden. Bild 5 gibt z. B. die Koeffizienten wieder für die radialen Durchbiegungen im Scheitel des Bogens, infolge einer über den ganzen Bogen verteilten Last konstanter Intensität. Zur Spannungsberechnung bei gegebener konstanter radialer Last lassen sich aus den erwähnten Tabellen die in Bild 5 ebenfalls als Funktion der Schlankheit und des Öffnungswinkels des Bogens dargestellten Spannungskoeffizienten entnehmen. Diese stellen eigentlich Korrekturfaktoren zur Kesselformel dar und können z. B. in Verbindung mit einer geschätzten Wasserdruckverteilung zwischen Bogen und Konsole auch bei der Vor-dimensionierung wertvolle Dienste leisten<sup>7)</sup>.

### 2. Konsolberechnung

Die Konsole ist ein elastisch eingespannter Kragträger, also ein statisch bestimmtes System, dessen Berechnung in Bild 6 zusammengestellt ist. Es wird dabei die trapezoidale Querschnittsform berücksichtigt, die dadurch entsteht, dass die im Mittel Einheitsdicke aufweisende Konsole auf jeder Höhe radial aus dem Mauerkörper herausgeschnitten gedacht ist. Damit das statische Problem zweidimensional bleibt, werden die verschiedenen Querschnitte wenn nötig so gegeneinander verdreht, dass die Normalen zu den Bogenachsen in eine Vertikalebene zu liegen kommen. In den in Bild 6 angegebenen Formeln zur Berechnung der Durchbiegungen sind die gleichen Einspannbedingungen bereits berücksichtigt, welche den Diagrammen in Bild 5 zu Grunde liegen. Die radialen Durchbiegungen der Konsole werden in allen Knotenpunkten (Schnittpunkte mit den Bogen und Fusspunkt) ermittelt, und zwar vorerst infolge von horizontal wirkenden Einheitslasten, die je in einem Knotenpunkt Einheitsintensität (z. B. 1 t/m<sup>2</sup>) aufweisen. Nach oben und nach unten (im Kronenpunkt nur nach unten und im Fusspunkt

<sup>5)</sup> R. S. Lieurance: Design of Arch Dams. «Transactions American Society of Civil Engineers» 1941 (Vol. 106).

<sup>6)</sup> W. Jurecka: Die Berechnung bogenförmiger Staumauern nach dem Lastaufteilungsverfahren. «Oesterreichische Bauzeitschrift» 1949. Seiten 173 und 195.

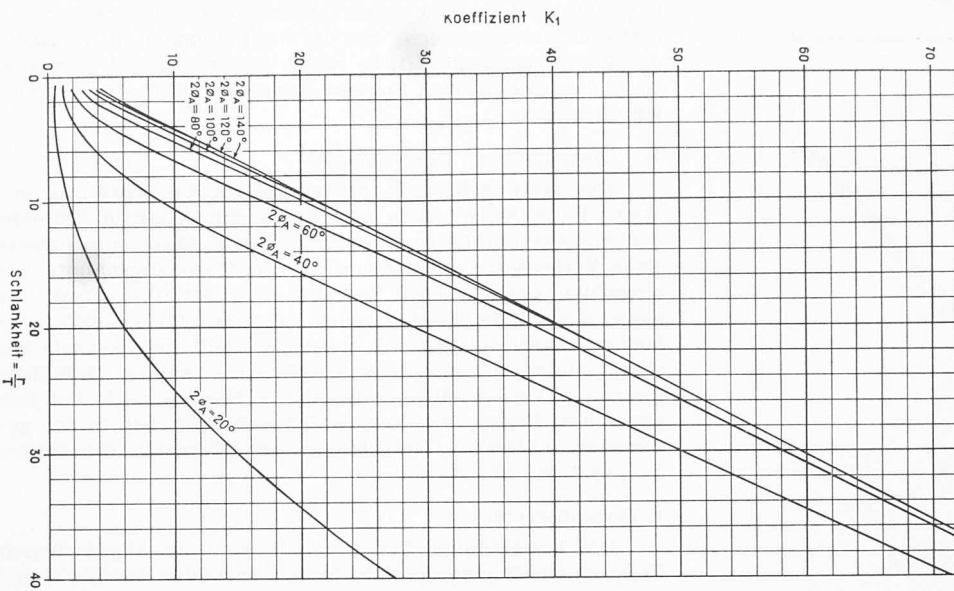
<sup>7)</sup> Andernorts sind solche Spannungsfaktoren für einige wenige Bogenöffnungswinkel auch unter der Voraussetzung verschiedener Elastizitätsmoduli für Fels und Beton veröffentlicht worden, leider ohne die entsprechenden Koeffizienten zur Durchbiegungsberechnung. Siehe: A. Stucky, F. Panchaud et E. Schnitzler: Contribution à l'étude des barrages-voûtes. «Bulletin technique de la Suisse Romande» 1950. Seiten 81, 109, 149 und 349.

Durchbiegung

$$d = k_1 \cdot \frac{p \cdot r}{E}$$

E = Elastizitätsmodul von Fels und Beton (gleich)

Scheiteldurchbiegung



Spannungen

$$\sigma = \sigma^* \cdot \frac{p \cdot r}{T}$$

Scheitelspannungen

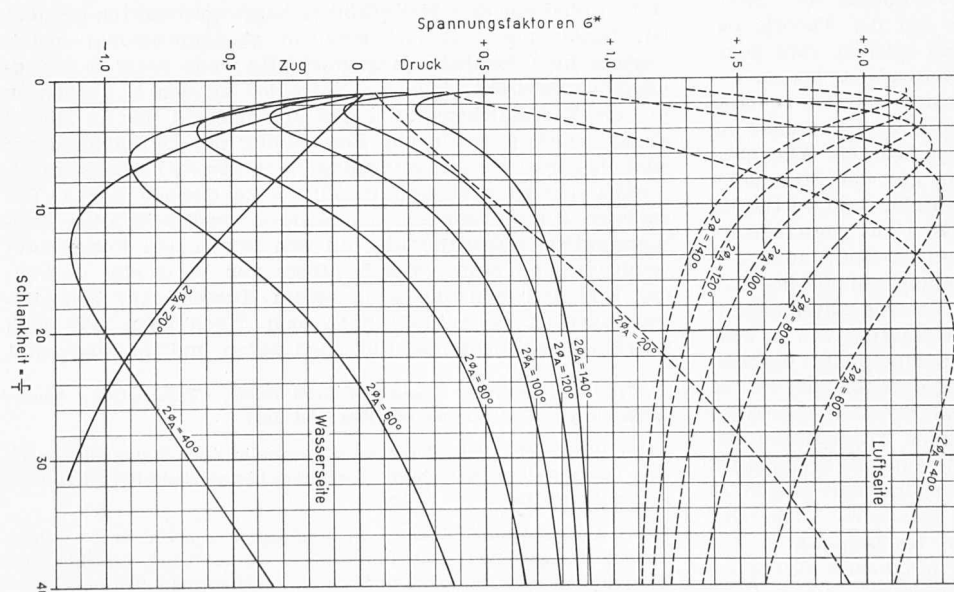
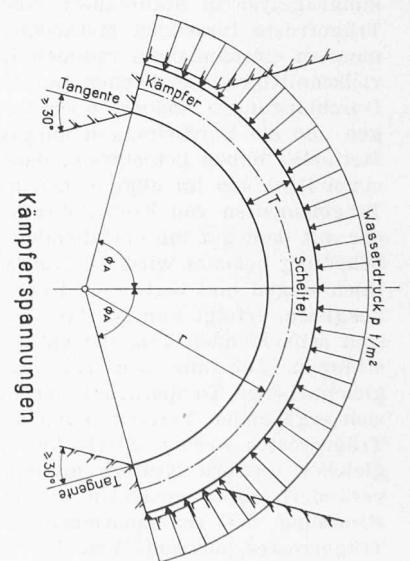
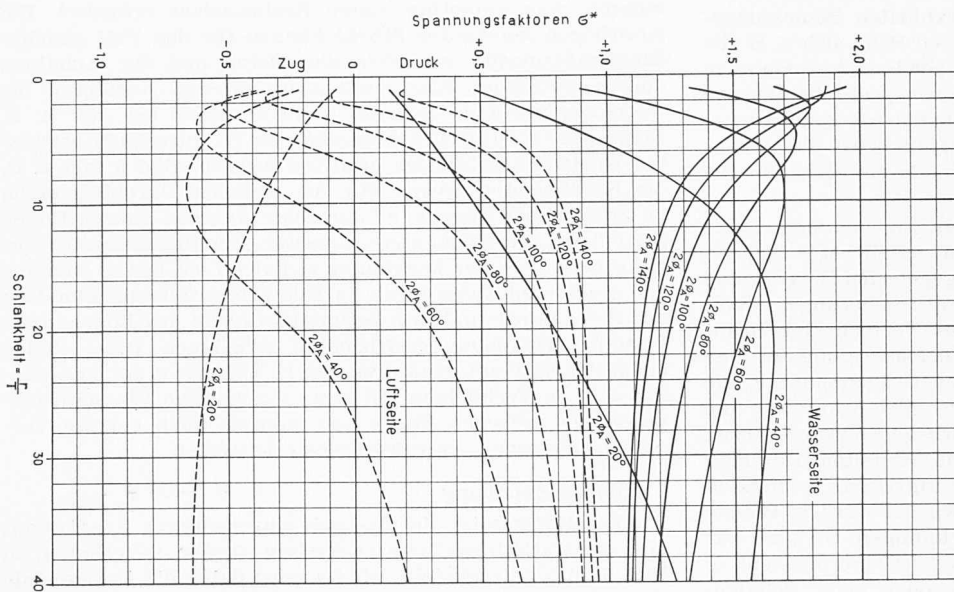


Bild 5. Koeffizienten zur Ermittlung der radialen Scheiteldurchbiegung sowie der luft- und wasserseitigen Normalspannungen in Scheitel und Kämpfer von Kreisbogen konstanter Stärke unter einer gleichmäßig verteilten radialen Belastung auf der Wasserseite. Vorausgesetzt sind gleiche Elastizitätsmoduli für Fels und Beton, sowie durchschnittliche Elastizitätsmasse an den Auflagern

nur nach oben) nimmt diese spezifische Belastung linear ab und verschwindet in den beiden nächsten Knotenpunkten. Durch Linearkombination solcher Dreiecklasten lässt sich dann jede zwischen je zwei Bogenkreuzungspunkten geradlinig verlaufende Lastfläche darstellen. Weiter ermittelt man die radialen Durchbiegungen der Konsole infolge eines gegebenen Verlaufs des Temperaturgefälles<sup>8)</sup>. Schliesslich bestimmt man die Spannungen aus dem Eigengewicht, der vertikalen Komponente des Wasserdrucks sowie den Massenträgheitskräften bei Erdbeben, da von diesen Belastungen üblicherweise angenommen wird, dass sie nur die Konsole belasten.

### 3. Lastausgleich

Als nächster Schritt kann nun die Lastenverteilung zwischen Bogen und Konsole ermittelt werden. Dazu führen wir folgende Bezeichnungen ein:

a) Durchbiegungen des *i*-ten Bogens im Schnittpunkt mit der Konsole

$d_i$  = Durchbiegung nach Lastausgleich

$d_{i1}$  = Durchbiegung am freien Bogen infolge einer gleichmässig verteilten Last konstanter Intensität  $1 \text{ t/m}^2$

$d_{i0}$  = Durchbiegung am freien Bogen infolge Temperatureinwirkung

b) Durchbiegung der Konsole im Knotenpunkt *i*

$d'_i$  = Durchbiegung nach Lastausgleich

$d'_{ij}$  = Durchbiegung an der freien Konsole infolge einer dreiecksförmigen Einheitslast mit Intensität  $1 \text{ t/m}^2$  im Punkte *j*

$d'_{i0}$  = Durchbiegung an der freien Konsole infolge Temperatureinwirkung

c) Belastungen

$p_i$  = radiale Belastung des Bogens *i* nach Lastausgleich

$p'_i$  = Intensität der radialen Belastung im Punkte *i* der Konsole nach Lastausgleich

$p_{i0}$  = Intensität der radialen Belastung der Staumauer auf der Höhe des Bogens *i*

Bekannt sind die äussere Belastung  $p_{i0}$ , sowie aus der Bogen- bzw. Konsoleberechnung die Grössen  $d_{i1}$  und  $d_{i0}$  bzw.  $d'_{ij}$  und  $d'_{i0}$ . Unbekannt sind die Lastanteile  $p_i$  und  $p'_i$ , die durch die Gleichung

$$(1) \quad p_{i0} = p_i + p'_i$$

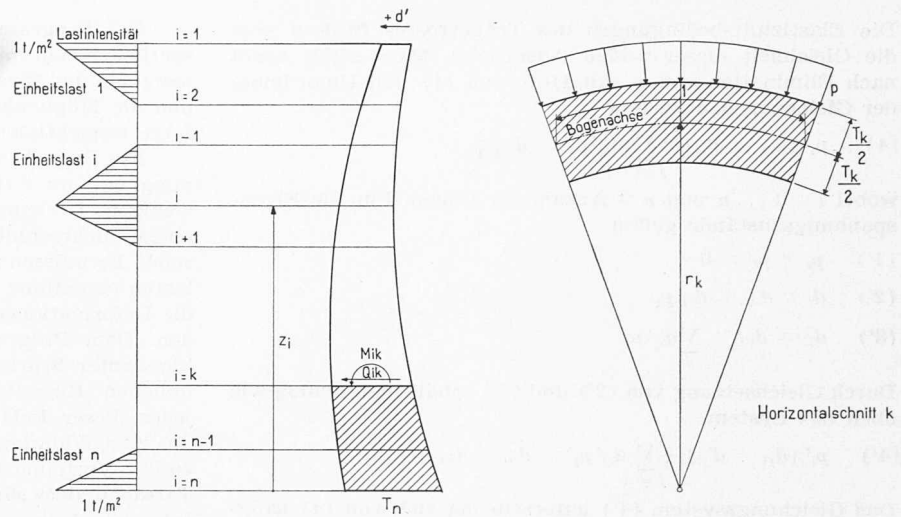
verbunden sind. Nun gelten

$$(2) \quad d_i = d_{i1} p_i$$

und

$$(3) \quad d'_i = \sum_j d'_{ij} p'_j$$

<sup>8)</sup> Die gleichmässigen Temperaturänderungen bewirken in der Konsole keine radialen Durchbiegungen, die berücksichtigt werden müssten.



$$k < i \quad Q_{ik} = 0$$

$$M_{ik} = 0$$

$$k = i \quad Q_{ik} = - \left( 1 + \frac{T_i}{2r_i} \right) \frac{z_{i-1} - z_i}{2}$$

$$M_{ik} = - \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{T_i}{2r_i} \right) (z_{i-1} - z_i)^2$$

$$k > i \quad Q_{ik} = - \left( 1 + \frac{T_i}{2r_i} \right) \frac{z_{i-1} - z_{i+1}}{2}$$

$$M_{ik} = - \left( 1 + \frac{T_i}{2r_i} \right) \left[ z_{i-1} - z_{i+1} \right] \left[ z_i - z_k + \frac{1}{3} (z_{i-1} - 2z_i + z_{i+1}) \right]$$

$$d'_{0k} = \int_0^k \left( \int_0^k \frac{M_i}{EI} ds + \alpha M_{in} \right) ds + 3 \int_0^k \frac{Q_i}{ET} ds + \gamma Q_{in}$$

mit  $I$  = Flächenträgheitsmoment eines beliebigen Querschnittes

$E = E_{\text{Fels}} = E_{\text{Beton}}$  = Elastizitätsmodul

$\alpha = \frac{5,075}{E T_n^2}$  Drehwinkel des Fundamentes infolge eines Momentes von  $1 \text{ mt}$

$\gamma = \frac{1,875}{E}$  Radiale Verschiebung des Fundamentes infolge einer Querkraft von  $1 \text{ t}$

Bild 6. Schema für die Konsolberechnung

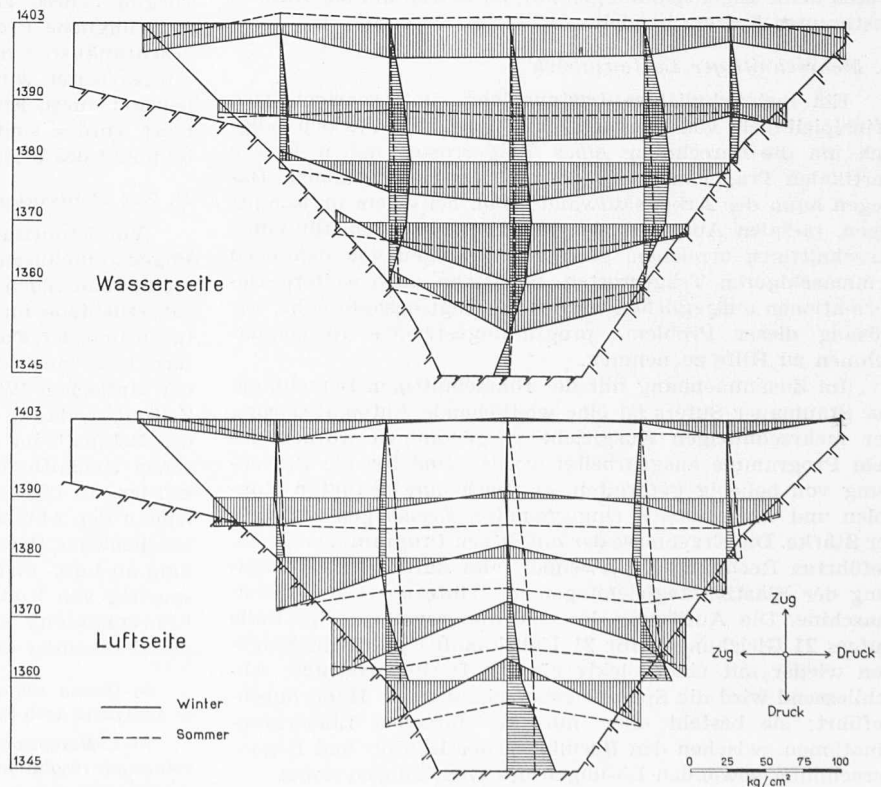


Bild 7. Wasser- und luftseitige Normalspannungen an der Staumauer Sufers auf Grund eines fünfsehnittigen radialen Lastausgleichs und für zwei Temperaturzustände bei Volltau



Die Elastizitätsbedingungen des Trägerrostes fordern aber die Gleichheit dieser Ausdrücke. Man erhält somit nach Elimination von  $p_i$  mit Hilfe von (1) und Umordnung der Gleichung das System

$$(4) \quad p_i' (d_{i1} + d'_{ii}) + \sum_{j \neq i} d_{ij}' p_j' = d_{ii} p_{i0}$$

wobei  $i = 1 \dots n$  und  $n =$  Anzahl der Bogen. Für die Eigenspannungszustände gelten

$$(1') \quad p_i + p_i' = 0$$

$$(2') \quad d_i = d_{i0} + d_{i1} p_i$$

$$(3') \quad d_i' = d_{i0}' + \sum_j d_{ij}' p_j'$$

Durch Gleichsetzung von (2') und (3') erhält man analog wie oben das System

$$(4') \quad p_i' (d_{i1} + d'_{ii}) + \sum_{j \neq i} d_{ij}' p_j' = d_{i0} - d_{i0}'$$

Das Gleichungssystem (4') unterscheidet sich von (4) lediglich in den Belastungsgliedern auf der rechten Seite. (4) und (4') können somit im gleichen Arbeitsgang aufgelöst werden und zwar bei Rechnung mit der Handrechenmaschine am besten nach der Methode von P. D. Crout<sup>9)</sup>.

Im Falle eines V-Tales kann im Fusspunkt der Konsole kein Bogen definiert und somit in diesem Punkt auch keine Elastizitätsgleichung formuliert werden. Es kann daher auch a priori keine Lastverteilung errechnet werden. Ueber diese Schwierigkeit hilft man sich hinweg, indem man die Lastverteilung linear extrapoliert aus den Werten für die beiden nächsthöher liegenden Knotenpunkte, was naheliegende Modifikationen der Gleichungssysteme (4) und (4') zur Folge hat.

#### 4. Spannungsberechnung

Nun werden die Bogen und die Konsole mit den auf sie entfallenden Lastanteilen belastet und nach den bei der Bogen- bzw. der Konsolberechnung erwähnten Verfahren die Spannungen berechnet. Bestimmt man die Beanspruchungen infolge der Temperatureinwirkungen, so muss man bei den Bogen zu den Spannungen aus den radialen Ausgleichskräften die Eigenspannungen addieren. Bei den Konsolen treten keine Eigenspannungen auf, da es sich um ein statisch bestimmtes System handelt.

#### C. Mehrschnittiger Lastausgleich

Ein mehrschnittiger Lastausgleich unterscheidet sich prinzipiell nicht von einem einschnittigen, indem es sich lediglich um die Berechnung eines Trägerrostes mit mehreren vertikalen Tragelementen statt mit nur einem handelt. Dagegen kann der Arbeitsaufwand schon bei einem dreischnittigen, radialen Ausgleich das zehnfache von dem für einen einschnittigen erreichen, ganz zu schweigen von den noch feinmaschigeren Trägerrosten, bei denen auch weitere Deformationen ausgeglichen werden. Es liegt deshalb nahe, zur Lösung dieser Probleme programmgesteuerte Rechenmaschinen zu Hilfe zu nehmen.

Im Zusammenhang mit der fünfschnittigen Berechnung der Stauwand Sufers ist eine weitgehende Automatisierung der mehrschnittigen Ausgleichs vorgenommen worden, indem Programme ausgearbeitet worden sind für die Berechnung von beliebig geformten, elastisch eingespannten Konsolen und von elastisch eingespannten Kreisbogen konstanter Stärke. Die Ergebnisse der mit diesen Programmen durchgeführten Rechnungen verwendet man darauf zur Aufstellung der Elastizitätsgleichungen mit Hilfe der Handrechenmaschine. Die Auflösung des Gleichungssystems (im Falle Sufers 21 Gleichungen für 21 Unbekannte) geschieht hingegen wieder mit einer elektronischen Rechenmaschine. Abschliessend wird die Spannungsberechnung von Hand durchgeführt; sie besteht aber nur in einfachen Linearkombinationen zwischen den Resultaten der Konsol- und Bogenberechnung sowie den Lösungen des Gleichungssystems.

<sup>9)</sup> P. D. Crout: A Short Method for Evaluating Determinants and Solving Systems of Linear Equations with Real or Complex Coefficients. «American Institute of Electrical Engineers» 1941.

Das Programm für die Konsolberechnung folgt im wesentlichen dem im Bild 6 skizzierten Rechnungsgang. Es wird lediglich die Einspannung im Fels genauer berücksichtigt und die Möglichkeit der Berechnung der Deformationen infolge tangentialer und drehender Einheitslasten geschaffen.

Die Bogenberechnung, die bei der einschnittigen Berechnung und im Falle von Kreisbogen konstanter Stärke aus wenigen Rechenschiebermanipulationen besteht, wird bei einem mehrschnittigen Ausgleich ausserordentlich umfangreich. Es müssen nämlich für jeden Bogen mehrere Einheitslasten eingeführt und in jedem der Punkte des Trägerrostes die Deformationen infolge aller Belastungen bestimmt werden. Dem Programm für die Berechnung von Kreisbogen konstanter Stärke wurden die beim Bureau of Reclamation üblichen Einheitslasten zu Grunde gelegt. Die Intensität jeder dieser Belastungen nimmt von einem Viertelpunkte aus zum Widerlager eines Halbbogens linear von 0 auf 1 t/m<sup>2</sup> zu<sup>10)</sup>. Vorteilhaft an dieser Art von Einheitslasten ist die Tatsache, dass sämtliche bei der Berechnung vorkommenden Integrale lediglich Funktionen des Öffnungswinkels sind. Sie sind daher auch tabelliert worden und sind ebenfalls in<sup>10)</sup> zu finden. Mit den übrigen Daten des Bogens werden die Werte dieser Integrale der Maschine eingegeben und diese rechnet daraus die Schnittkräfte, Spannungen und Deformationen infolge der Einheitsbelastungen in allen Viertelpunkten jedes Halbbogens aus. Da die Knotenpunkte aber nur durch Zufall (ausser eventuell in den Widerlagern) mit diesen normierten Bogenpunkten zusammenfallen, müssen die Werte der statischen Grössen in den Trägerrostpunkten durch Interpolation bestimmt werden. Hat man auf einem Bogen fünf Knotenpunkte, so lassen sich auf dieser Höhe fünf Elastizitätsgleichungen formulieren. Es ist somit naheliegend, dass man für diesen Bogen fünf unbekannte Intensitäten annimmt, mit denen fünf Bogeneinheitslasten zu multiplizieren sind, so dass nach Superposition die gesuchte Bogenbelastung resultiert. Nun stehen aber für jedes horizontale Tragelement neun Einheitslasten zur Verfügung. Die Auswahl der fünf geeignetsten ist daher ziemlich heikel. Im Falle der Stauwand Sufers mussten drei fünfschnittige Lastausgleiche durchgeführt werden mit verschiedenen Auswahlen von Einheitsbelastungen, bis aus der Auflösung des Gleichungssystems eine einigermaßen regelmässige Lastverteilung hervorging. Diese Erfahrungen sowie die Tatsache, dass das ursprüngliche Programm auf Kreisbogen konstanter Stärke beschränkt war, haben dazu geführt, dass jetzt ein Programm ausgearbeitet wird für die Berechnung allgemeiner Bogen, belastet durch Einheitslasten, wie sie bei den Konsolen definiert worden sind, d. h. Dreiecklasten, die je in einem Knotenpunkt des Trägernetzes die Intensität 1 t/m<sup>2</sup> aufweisen<sup>11)</sup>.

#### D. Zur Erfassung der Temperaturwirkungen

Vor Ermittlung der besonders bei kleinen und mittleren Bogenstauwandern bedeutenden Temperaturwirkungen sind die der statischen Berechnung zu Grunde zu legenden Temperaturzustände im Mauerkörper anhand der Aussentemperaturen und der Fugenschlusstemperatur zu bestimmen. Letztere bezeichnet die Betontemperatur bei Zustandekommen der statischen Wirkungsweise der Bogenstauwand, d. h. im Zeitpunkt, da die während des Baues zur freien Kontraktion des Betons beim Abfliessen der Abbindewärme offen gelassenen Radialfugen oder -spalten injiziert bzw. ausbetoniert werden. In diesem Zusammenhang ist es belanglos, ob der Abbau der Abbindewärme, wie im vorliegenden Fall relativ bescheidener Betonstärken, nur durch die natürliche Abkühlung an Luft- und Wasserseite erfolgt, oder ob er durch Ausparung von Kühlpalten und -schächten bzw. Einbau einer Röhrenkühlung künstlich beschleunigt wird. Wesentlich ist die Erreichung einer Fugenschlusstemperatur, welche mög-

<sup>10)</sup> United States Bureau of Reclamation: Trial Load Method of Analyzing Arch Dams, Denver 1938, Seite 91.

<sup>11)</sup> V. Mladynovitch hat in seiner Arbeit: Calcul des barrages voûtes par résolution d'équations linéaires («Travaux», décembre 1958) gezeigt, wie man aus den Einheitslasten des Bureau of Reclamation Dreiecklasten mit Intensität 1 t/m<sup>2</sup> in den Knotenpunkten konstruieren und damit auch die Integraltabellen des Bureau of Reclamation benützen kann.

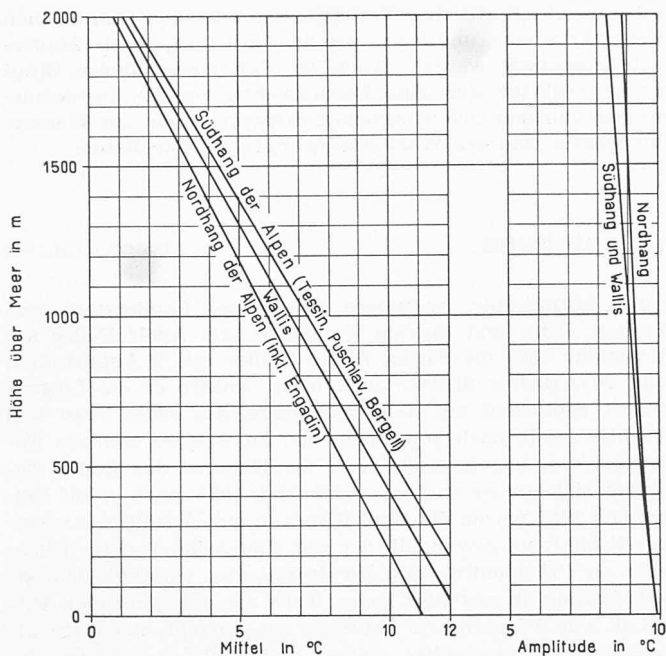


Bild 8. Jährliches Mittel und Amplitude der Lufttemperatur in der Schweiz in Funktion der Höhe über Meer, nach <sup>12)</sup>

lichst nah oder gar unter der mittleren Mauertemperatur im stationären Endzustand liegt.

Von den Aussentemperaturen muss zur rechnerischen Erfassung angenommen werden, dass sie an beiden Mauer-oberflächen in Phase oscillieren und dass sich ihre jährlichen Schwankungen wie folgt darstellen lassen:

$$\vartheta = \bar{\vartheta} + \vartheta_0 \cos \frac{2\pi t}{\Omega}$$

wo  $\bar{\vartheta}$  = Jahresmittel in °C

$\vartheta_0$  = Amplitude in °C

$t$  = Zeit in Stunden

$\Omega$  = Periode = 8760 Stunden

Für die Lufttemperatur ist eine solche Darstellung anhand von gemessenen oder geschätzten Monatsmitteln mit guter Annäherung möglich, z.B. indem die Amplitude so gewählt wird, dass die rechnerische Kurve mit der Jahresmittellinie die gleiche Fläche umschliesst wie die gegebene Treppenlinie der Monatsmittel. Fehlen Messwerte aus der unmittelbaren Umgebung der Sperrstelle, so können für schweizerische Verhältnisse aus Bild 8 das Jahresmittel und die solcherart bestimmte Amplitude in Funktion der Höhe über Meer entnommen werden. Ein Einfluss der Sonnenbestrahlung ist gegebenenfalls als Zuschlag zum Jahresmittel zu berücksichtigen <sup>13)</sup>.

Die Verhältnisse an der stets nur den Lufttemperaturen ausgesetzten Luftseite einer Stauwand lassen sich somit gut übersehen und durch obiges mathematisches Gesetz darstellen. Hingegen ist das für die Aussentemperaturen an der Wasserseite meist nicht der Fall, einerseits weil diese gewöhnlich nur während eines Teiles des Jahres eingestaut ist und dadurch scharfe Brüche im Temperaturverlauf auftreten können. Andererseits ist die Thermik von Staueisen noch ziemlich unerforscht und es ist sehr zu wünschen, dass in Zukunft vermehrte Angaben über die Temperaturverhältnisse an Stauwandwasserseiten, d.h. unter impliziter Einbeziehung des Einflusses des Stauregimes, verfügbar werden. Vorläufig bleibt man auf relativ rohe Schätzungen angewiesen,

<sup>12)</sup> J. Maurer, R. Billwiler und C. Hess: Das Klima der Schweiz. Huber & Co., Frauenfeld 1909, Seite 65.

<sup>13)</sup> N. Schnitter: Der Entwurf der Bogenstauwand Monticello des United States Bureau of Reclamation, «Schweiz, Bauzeitung» 1956, Seite 232, Bild 8. A. Stucky et M. H. Derron: Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs, P. Feissly, Lausanne 1957, Seite 26.

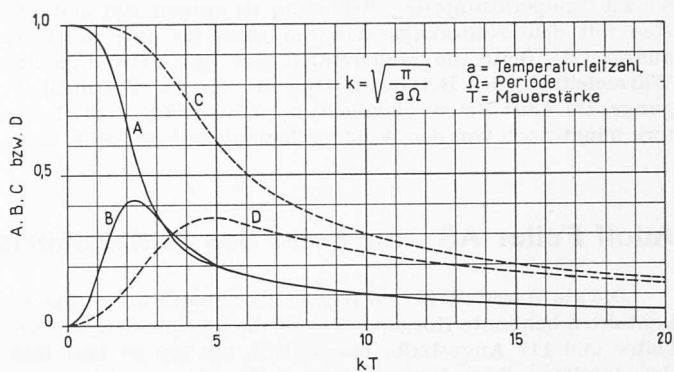


Bild 9. Amplitudenreduktionsfaktoren zur Temperaturberechnung

im Verhältnis zu welchen vorstehende Annahme über die jährlichen Schwankungen angehen dürfte.

Folgt man nun der von Prof. M. Ritter entwickelten Theorie <sup>14)</sup>, so lässt sich der Verlauf der mittleren Mauertemperatur über das Jahr darstellen als

$$\vartheta_m = \frac{\bar{\vartheta}_w + \bar{\vartheta}_l}{2} + \frac{\vartheta_{w0} + \vartheta_{l0}}{2} \left( A \cos \frac{2\pi t}{\Omega} + B \sin \frac{2\pi t}{\Omega} \right) - \vartheta_F$$

wo  $\vartheta_F$  die mittlere Fugenschlusstemperatur bezeichnet. Parallel dazu errechnet sich das Temperaturgefälle in Funktion der Zeit zu

$$\Delta\vartheta = (\bar{\vartheta}_w - \bar{\vartheta}_l) + (\vartheta_{w0} - \vartheta_{l0}) \left( C \cos \frac{2\pi t}{\Omega} + D \sin \frac{2\pi t}{\Omega} \right)$$

Die gewonnenen Formeln für den mittleren Temperaturexausschlag und das Temperaturgefälle lassen erkennen, dass sich die Schwankungen der Aussentemperaturen im Mauerkörper mit reduzierter Amplitude und phasenverschoben auswirken. In Bild 9 sind die Werte der Amplitudenreduktionsfaktoren A, B, C und D in Funktion von  $kT$  dargestellt, wobei  $T$  die Mauerstärke bezeichnet und  $k = \sqrt{\pi/a\Omega}$ . Die Temperaturleitfähigkeit  $a$  beträgt für Beton mit granitischen Zuschlagstoffen etwa  $0,004 \text{ m}^2/\text{h}$ .

Im Falle der Stauwand Sufers wurde für die Lufttemperatur ein Jahresmittel von  $+4^\circ \text{C}$  und eine Amplitude von  $\pm 10^\circ \text{C}$  angenommen. Bei der Festlegung der Temperaturannahmen an der Wasserseite war zu berücksichtigen, dass der Ausgleichbeckencharakter des Speichers Sufers einerseits nur seltene und kurzfristige grössere Stauabsenkungen, andererseits aber einen ständigen Wasserdurchfluss bedingt. Deshalb wurden die Temperaturannahmen, wie luftseits, nicht mit der Mauerhöhe variiert. Das Jahresmittel wurde zu  $+4^\circ \text{C}$  und die Amplitude zu  $\pm 4^\circ \text{C}$  gewählt. Eine Ausnahme bildet die Mauerkrone, welche beidseits stets der Lufttemperatur ausgesetzt ist. Die Fugenschlusstemperatur wurde für den ganzen Mauerkörper einheitlich mit  $+2^\circ \text{C}$  eingeführt. Mit Hilfe des Diagrammes in Bild 9 und der oben aufgeschriebenen Formeln konnten der Jahresverlauf von  $\vartheta_m$  und  $\Delta\vartheta$  für verschiedene Mauerstärken aufgezeichnet und die Werte, die in die statische Berechnung einzuführen sind, herausgegriffen werden. Hervorzuheben ist, dass bei den vorliegenden Mauerstärken die Maxima des mittleren Temperaturexausschlages  $\vartheta_m$  und des Temperaturgefälles  $\Delta\vartheta$  nicht gleichzeitig auftreten.

Über die vorbeschriebenen Annahmen hinaus ist bei dünnen Stauwänden noch die tägliche Schwankung der Lufttemperatur zu berücksichtigen, welche sich der jährlichen überlagert und deren Amplitude unter schweizerischen Gebirgsverhältnissen bis  $10^\circ \text{C}$  beträgt. Ferner ist unter diesen Bedingungen auch dem sich an der Maueroberfläche einstel-

<sup>14)</sup> M. Ritter: Temperaturverlauf und Wärmespannungen in Mauern bei oscillierenden Aussentemperaturen. «Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau.» 1943/44 (7. Band), Seite 293.



lenden Temperatursprung Rechnung zu tragen, am einfachsten mit dem Näherungsverfahren, dass für jede der Luft ausgesetzte Seite die Mauerstärke um das Verhältnis der Wärmeleitzahl des Betons ( $\text{kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ ) zur Wärmeübergangszahl Luft-Beton ( $\text{kcal/m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$ ) erhöht wird. Letztere hängt noch von der Windgeschwindigkeit ab, doch kann

unter durchschnittlichen Verhältnissen mit einer thermischen Mehrstärke von rund 0,2 m pro der Luft ausgesetzte Mauerseite gerechnet werden. Auch im Fall einer dünnen Stauwand erübrigt sich eine Berücksichtigung der verhältnismässig unbedeutenden täglichen Schwankungen der Wassertemperatur und des Wärmeüberganges Wasser-Beton.

## Adolf Feller AG. zur Feier des fünfzigjährigen Bestehens

DK 061.5:621.316.5

Die als Herstellerin von Kippbalkenschaltern und Steckkontakten bekannte Horgener Firma, die gegenwärtig 562 Arbeiter und 117 Angestellte beschäftigt, hat am 26. Mai 1959 das Jubiläum ihres fünfzigjährigen Bestehens gefeiert. Inzwischen ist nun auch eine Festschrift herausgekommen, die dank ihres wertvollen Inhaltes und ihrer gediegenen Ausgestaltung besondere Beachtung verdient. Einem besinnlichen Vorwort von Fräulein *Elisabeth Feller*, Präsidentin des Verwaltungsrates, folgt unter dem Titel: «Der Mensch und das Licht» eine umfassende Betrachtung über das Licht, seine unerschöpfliche Bedeutung als Naturerscheinung für den Menschen, sowie über die Geschichte der künstlichen Leuchten von den frühesten Zeiten bis zur Gegenwart, verfasst von *Willy Rotzler*. Eine ebenso reiche wie sorgfältige Auswahl prachtvoller Bilder zeigt Beispiele von Leuchtern aus allen Kulturepochen, teilweise Schmuckstücke von höchstem künstlerischem Wert, die den Text in wertvoller Weise unterstützen. Eine Zeittafel am Schluss orientiert über die wichtigen Geschehnisse im Leben der Firma Feller. Wir beglückwünschen die Firma Adolf Feller zu diesem Prachtwerk wie auch zum glücklichen und verheissungsvollen Weg, den sie im ersten halben Jahrhundert ihres Bestehens zurückgelegt hat, und wir wünschen ihr unter der beseelten Führung ihrer Präsidentin weiterhin Blühen und Gedeihen.

Sehr übersichtlich ist die erwähnte Firmachronik gestaltet. Sie umfasst 14 Seiten und ist gegliedert in Geschäftslei-

tung, Mitarbeiter, besondere Ereignisse, Landerwerb und Bauten, Büro und Betrieb, Produkte. Als Adolf Feller am 1. Januar 1909 die Firma David Bollier mit 9 Angestellten und 20 Arbeiter übernommen hatte, kaufte er die Liegenschaft Stotzweid mit dem Wohnhaus, das seine Frau und Tochter heute noch bewohnen, und an welches sich die Fabrikgebäude anschliessen, trotz der Ungunst des steilen Geländes sich immer weiter ausdehnend. 1931 starb Adolf Feller und 1932 wurde die Einzelfirma in eine Familien-Aktiengesellschaft umgewandelt, der seit 1955 seine Tochter Elisabeth als Präsidentin des Verwaltungsrates vorsteht, dem sie von Anfang an angehört hatte. Auch der massgebenden Mitarbeit von Direktor *O. Leuthold* sei gedacht, der 1919 als technischer Angestellter eintrat und heute Delegierter des Verwaltungsrates ist. — Die Liste der Produkte beginnt mit Drehschaltern und Steckdosen und es kommen dazu: 1914 Unterputzmaterial, 1922 Steckkontakte mit Berührungsschutz, 1932—34 Druckknopf-, Zug-, Kipp- und Paketschalter, 1939 Industriesteckkontakte, 1942—46 Kipp- und Wippschalter nach dem Silbertastkontaktsystem, 1953 Guss- und Unterputzapparate, 1955 Steckkontakte für Frequenzen bis 1000 Hz. Dass damit eine quantitative Ausdehnung der Fabrikation einherging, versteht sich von selbst, und über die interessante bauliche Entwicklung ist hier und andersorts wiederholt berichtet worden.

## Geschäftssitz der Versicherungsgesellschaften «Winterthur» in Paris

DK 725.23

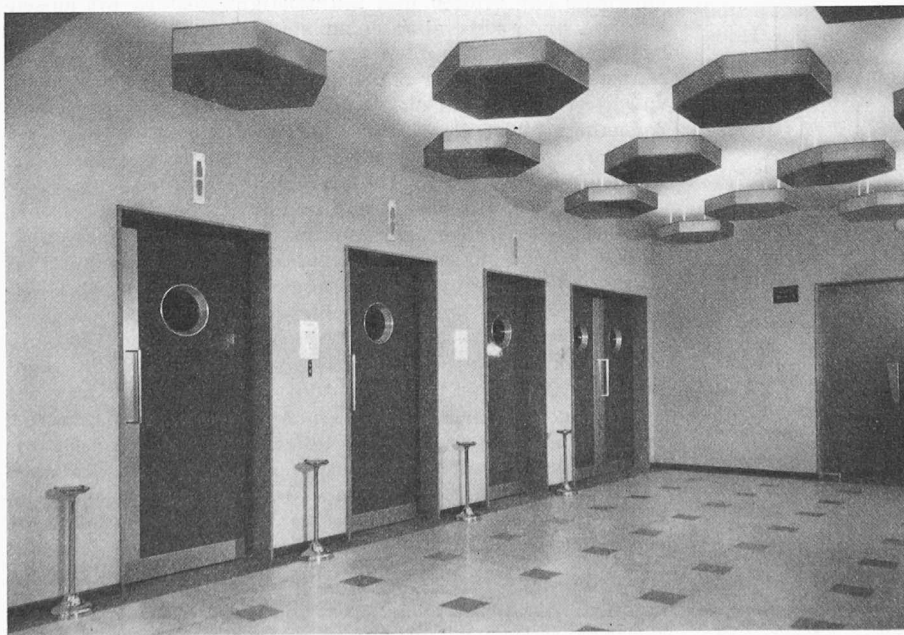
Architekten **Suter & Suter**, Basel, **Jean Tournier**, Paris. Ingenieure **Gebr. Gruner**, Basel

Wie in vielen andern Grosstädten ist auch in Paris eine Wanderung der City nach Westen festzustellen. Die Gegend um die Place de l'Etoile, die früher als ausgesprochen vornehme Wohngegend bekannt war, wird in unserer Zeit all-

mählich erneuert und zur Geschäftsstadt umgebaut. Dieser Prozess vollzieht sich verhältnismässig rasch. Die Behörden müssen dafür sorgen, dass das gewohnte Stadtbild trotz dieser Strukturwandlung keinen merklichen Schaden erleidet.

Der eigentlichen Planung des vor kurzem fertiggestellten Verwaltungsgebäudes der «Winterthur», Sociétés Suisses d'Assurances Accidents, Vie, Incendies an der Av. Victor Hugo ging eine längere Phase der sehr sorgfältigen Untersuchung der Betriebsorganisation und der Raumbedürfnisse voraus. Damit sollten die Unterlagen für die eigentliche Bauplanung beschafft werden. Genaue Studien der Arbeitsabläufe und der möglichen Arbeitsgruppen führten zu wertvollen Hinweisen betreffend die günstigste Fensterax-Teilung, Raumtiefe, Raumhöhe und erwünschte Raumkombinationen. Die Richtlinie, die der Bauherr den Architekten gab, lautete primär dahin, ein Gebäude zu schaffen, das unter Ausrüstung mit den modernsten technischen Installationen eine möglichst rationelle Abwicklung der Arbeiten in einer angenehmen Umgebung erlauben sollte.

Das sehr schöne Grundstück, das seine Längsseite gegen die Avenue Victor Hugo wendet, aber in seiner Tiefe an einen privaten, parkähn-



Erdgeschoss-Halle beim Haupteingang