

Statische Modellversuche zu Gewölbestaumauern

Autor(en): **Tschech, E. / Jaburek, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **69 (1951)**

Heft 16

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-58843>

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.

Statische Modellversuche zu Gewölbestaumauern

Von Prof. Dr. sc. techn. E. TSCHÉCH und Dr. sc. techn. F. JABUREK, Versuchsanstalt der Techn. Hochschule Graz¹⁾

DK 627.821.4.00157

A. Einleitung

Als die Steirische Wasserkraft- und Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (*Steweag*) vor einigen Jahren an den weiteren Ausbau der steirischen Wasserkraft schritt und die Projekte grosser Speicherwerke mit Gewölbestaumauern in Ausführung nahm, entschloss sie sich, die theoretischen Vorarbeiten bezüglich der Gestaltung der Gewölbestaumauern durch statische Modellversuche zu ergänzen. Diese Versuche betreffen die inzwischen fertiggestellte 52 m hohe symmetrische *Salzasperre* bei St. Martin am Grimming in Obersteiermark sowie die 55 m hohe, unsymmetrische *Hierzmansperre* bei Edelschrott in der Weststeiermark.

Diese statischen Versuche waren die ersten solcher Art in Oesterreich. Die vorliegenden Ergebnisse haben sich als aufschlussreich für die Gestaltung von Bogenmauern erwiesen. Sie zeigten, wie sehr die technische Forschung die Industrie in der Ausführung von so verantwortungsvollen Bauvorhaben zu unterstützen vermag.

Die Berechnung einer grossen Gewölbestaumauer ist eine sehr umfangreiche statische Aufgabe, die heute in der Regel nach dem *Versuchslastverfahren* durchgeführt wird. Die grundlegende Vereinfachung bei diesem Rechenverfahren ist darin zu sehen, dass es eine Gewölbestaumauer nicht, wie es der Wirklichkeit entspricht, als doppelt gekrümmte Schale zu erfassen vermag, sondern die Mauer in einen Rost von Bogen- und Kragträgerelementen auflösen muss. Dadurch ist es nur im begrenzten Masse möglich, das Steifigkeitsverhalten der Schale durch die Rechnung wirklichkeitsgetreu wiederzugeben.

Diese Einschränkung gilt nicht für den Modellversuch. Ein naturgetreues Modell einer Staumauer muss bei sachgemässer Ausführung unter seiner Belastung das statische Verhalten einer solchen Schale getreu widerspiegeln und dabei erkennen lassen, welche statischen Reserven in der Schale vorhanden sind.

Wohl aber ist der Modellversuch in der Hinsicht beschränkt, dass von den an der Mauer auftretenden Belastungszuständen in der Regel nur der von der Wasserlast erzeugte Hauptzustand nachgebildet werden kann, während die Nebenzustände infolge Eigengewicht der Mauer, Temperatureinflüssen, Schwinden und Schwellen des Betons ausser Acht gelassen werden müssen.

B. Versuchsdurchführung

Modelle von Staumauern werden ihrer äusseren Form nach der wirklichen Mauer geometrisch ähnlich nachgebildet und *geometrisch ähnlich* belastet. Dann ist der Spannungszustand in ihnen geometrisch ähnlich, sofern die Querkontraktionsziffer des Modellbaustoffes gleich der des Originals ist. Um gut messbare Ergebnisse bei den notwendig kleinen Modellmasstäben zu erhalten, muss der Modellbaustoff wesentlich elastisch nachgiebiger sein als Beton, und das Modell mit einer vielfachen Wasserlast beansprucht werden.

I. Modellbaustoff

Staumauermodelle wurden bisher aus Zelluloid, Gummi und aus Gipsmischungen hergestellt. Eingehende Untersuchungen des *Bureau of Reclamation* in den USA haben gezeigt, dass unter zahlreichen Modellbaustoffen sich ein Gemisch aus *Gips* und *Kieselgur* bestens für die modellmässige Nachbildung von Staumauern eignet. Auf Grund eingehender Prüfungen verschiedener Mischungsverhältnisse dieser Stoffe wurde für die vorliegenden Zwecke folgende Zusammensetzung des Modellbaustoffes gewählt: 1 Gewichtsteil hochwertiger Gips, 0,5 Gewichtsteile Kieselgur und 1,2 Gewichtsteile Wasser mit 1 % Leimzusatz. Der Leimzusatz bewirkt eine Erhöhung der Zugfestigkeit und zusammen mit 0,4 % Borax eine für die Herstellung grösserer Modelle genügende Abbindeverzögerung. Die mechanischen Eigenschaften dieses Baustoffes können durch folgende Mittelwerte angegeben werden:

Elastizitätsmodul	24 000	kg/cm ²
Querkontraktionszahl	0,21	
Druckfestigkeit	24,0	kg/cm ²
Zugfestigkeit	6,4	kg/cm ²
Biegezugfestigkeit	12,6	kg/cm ²
Zulässige Druckspannung	10,0	kg/cm ²
Zulässige Zugspannung	3,2	kg/cm ²
Raumgewicht	0,9	kg/dm ³

Der Modellbaustoff wurde in Vorversuchen durch Spannungs- und Verformungsmessungen an einer Dreieck- und an einer Bogenscheibe auf sein elastisches Verhalten hin erprobt, und die dabei erhaltenen Messergebnisse fand man in guter Uebereinstimmung mit den exakt berechneten Werten.

¹⁾ Bei der Planung der Versuche wirkten Prof. Dr. H. Beer und Dr.-Ing. W. Mudrak mit. Weiter danken die Verfasser Dipl.-Ing. Th. Povse für seine Mitarbeit an den Versuchen.

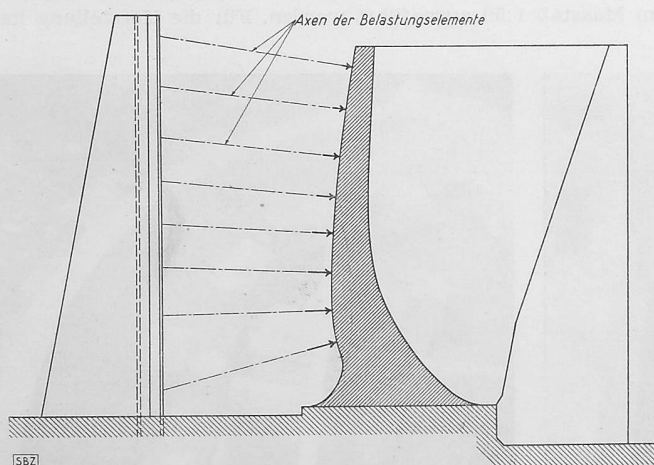


Bild 1. Anordnung der Belastungselemente am Modell der Salza-Mauer

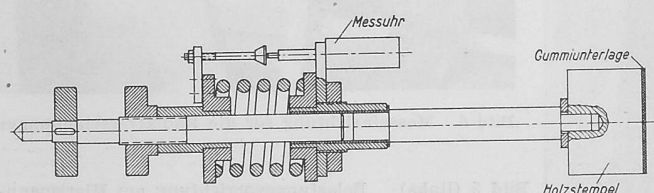


Bild 1a. Belastungselement, Massstab rd. 1:6

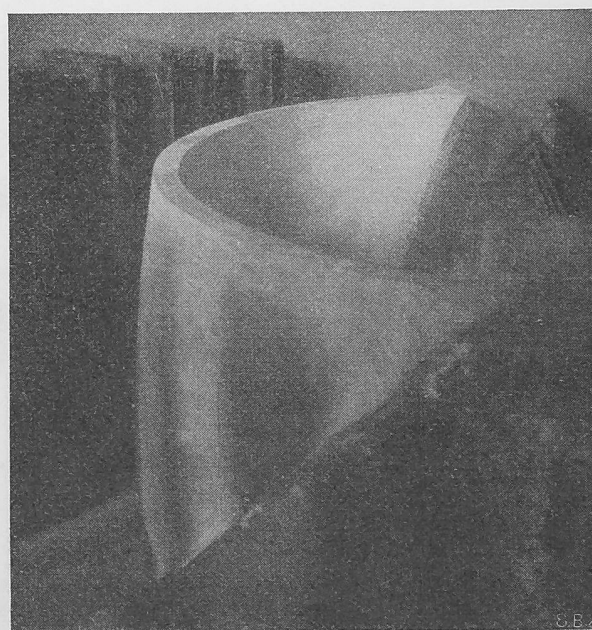


Bild 2. Modell der Salza-Gewölbestaumauer

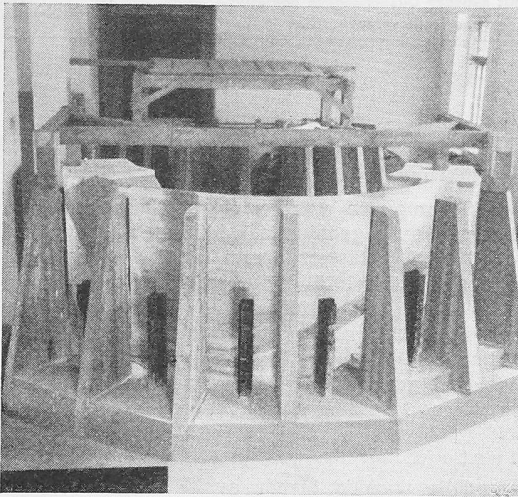


Bild 3. Modell der Hierzmansperre

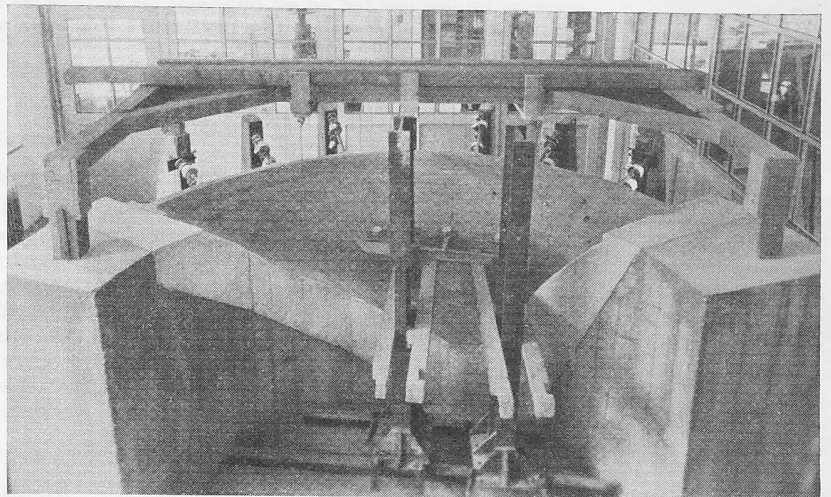


Bild 4. Versuchsstand des Hierzmanmodells

II. Modellbelastung

Was die Belastung der Modelle anbetrifft, so wurde eine *mechanische Lastaufbringung* gewählt, die zwar den Nachteil der diskontinuierlichen Verteilung mit sich bringt, es dafür aber erlaubte, die Last beliebig stufenweise zu steigern und auch Spannungsmessungen an der Wasserseite durchzuführen. Es wurden rd. 50 geeichte *Belastungselemente* verwendet, die senkrecht zur Maueroberfläche ausgerichtet waren und deren Wirkungslinien durch die Schwerpunkte der zu ersetzenden Wasserdruckanteile eingestellt waren. Sie übertrugen ihre einzeln einstellbaren und messbaren Kräfte über Hartholzpolster und Gummiunterlagen auf die Maueroberfläche und stützten sich gegen Betonkonsolen (Bild 1) ab.

III. Die Anordnung der Versuchseinrichtung

Die allgemeine Anordnung der Versuchseinrichtung des *Salzamodells* wurde so gewählt, dass auf einer dicken Fundamentplatte aus Eisenbeton das Gelände in Form einer stark armierten, im Halbkreis geführten Betonmauer nachgebildet wurde (Bild 2). Für die Lagerung des Mauermodells im Gelände war bei der Versuchsplanung massgebend, dass die elastische Bettung der Mauer im Fels vom gleichen E-Modul im Modell nachgeahmt werden sollte und dass eine möglichst grosse Sicherheit gegen ein Abheben oder Abschieben der Modellmauer vom Beton erreicht werden sollte. Diesen Forderungen wurde in der Weise entsprochen, dass die Mauer in Anlehnung an die Vogtsche Annahme passend verlängert und auf einem mitgegossenen armierten Gipsfuss gelagert wurde. Die Armierung des Mauerfusses wurde bei der Herstellung des

Betongeländes miteinbetoniert und reichte bis auf 1 cm an die Mauerbegrenzung heran. Dadurch wurde eine Sicherung des Mauerfusses erreicht und eine Störung des elastischen Verhaltens der Modellmauer selbst vermieden.

Bei dem Modell der *Hierzmansperre* lagen die Bettungsverhältnisse etwas anders. Die Hierzmansperre wurde in einem Tal erbaut, dessen Felshänge nach Angaben der geologischen Sachverständigen nur einen Bruchteil des Elastizitätsmoduls des Sperrenbetons aufweisen. Es wurde die Forderung gestellt, diese Verhältnisse, die bei der Berechnung durch Einführung des halben E-Moduls für den Felsen berücksichtigt wurden, im Versuch möglichst nachzuahmen. Um dies zu verwirklichen, wurde das Modell der Hierzmansperre in ein Gipsgelände gelagert, dessen E-Modul niedriger als der des Modellkörpers gehalten wurde (Bild 3). Während für das Modell selbst die gleiche Mischung aus Gips und Kieselgur wie für das Salzmodell verwendet wurde, hat man die angrenzenden Geländeschichten aus einer Gips-Kieselgur-Mischung geringerer Festigkeit und grösserer Elastizität ausgeführt. Die für das Modell der Salzamauer notwendige Verlängerung der Mauer zur Verwirklichung der Felsnachgiebigkeit kam dadurch in Wegfall. Das Hierzmanmodell wurde nur mit einer leichten Ausrundung zur sicheren Uebertragung von Zugspannungen direkt in das richtige Talprofil eingegossen und somit möglichst naturgetreu gestaltet.

IV. Herstellung des Modells

Sowohl das Salzmodell als auch das Hierzmanmodell sind im Masstab 1:50 ausgeführt worden. Für die Herstellung hat

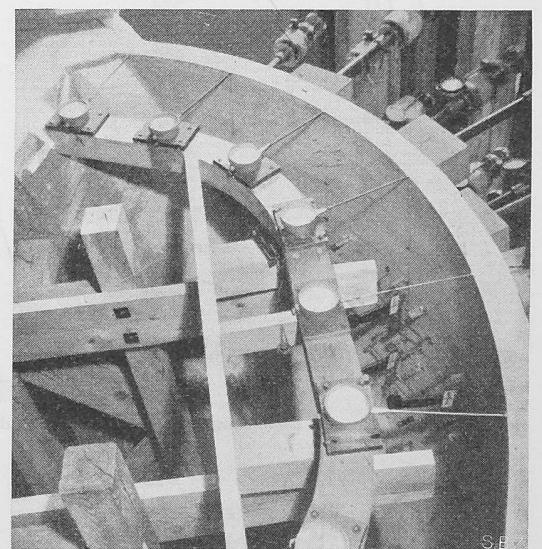
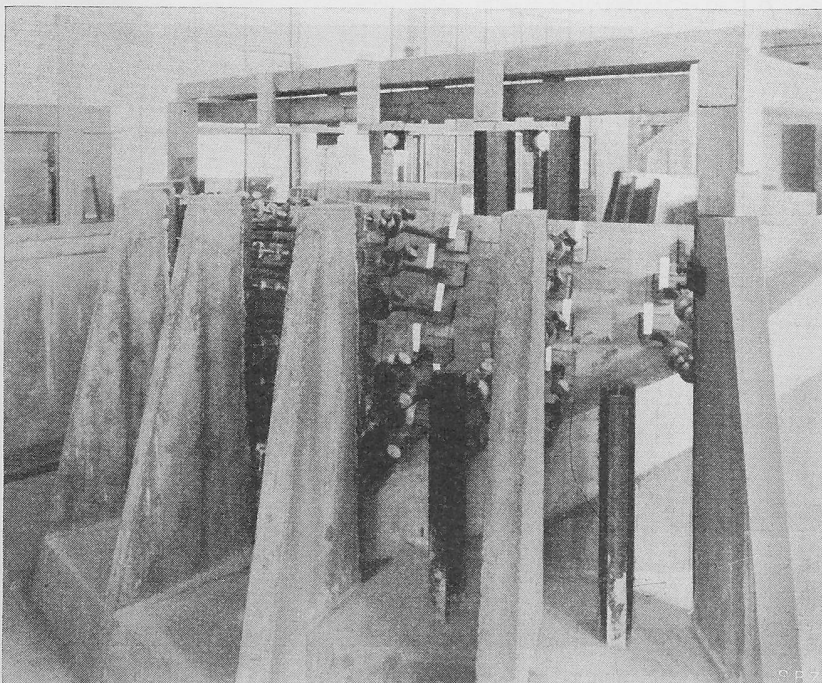


Bild 6. Messeinrichtung für die Radialverschiebungen

Bild 5 (links). Belastungsvorrichtung am Hierzmanmodell

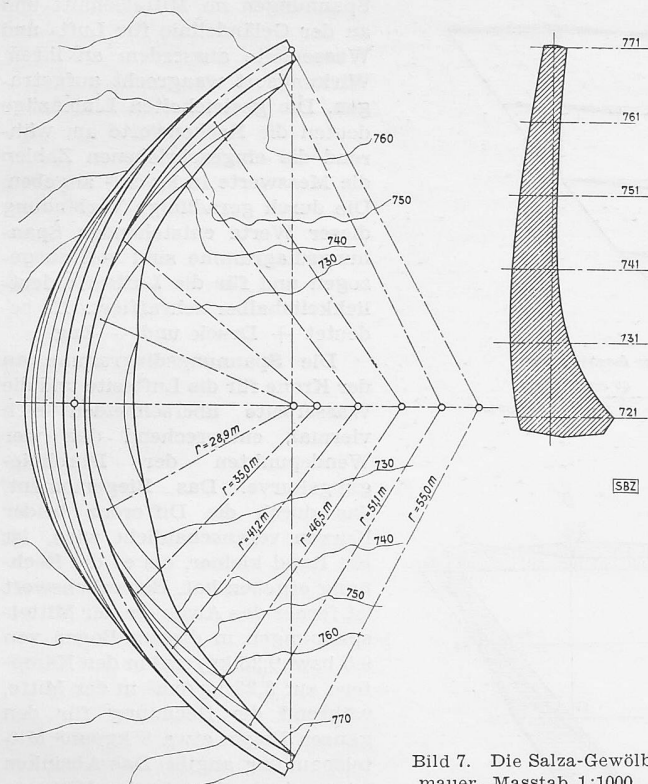


Bild 7. Die Salza-Gewölbemauer, Masstab 1:1000

man je eine Innen- und Aussenform aus Holz in der Weise verfertigt, dass die inneren und äusseren Begrenzungsflächen der Mauer in einzelnen horizontalen Schichten als *Lehrbogen* nachgebildet wurden. Diese Holzschichten sind dann verleimt worden, so dass grössere Formstücke entstanden, die, untereinander verdübelt und verschraubt, die beiden Gesamtformen ergaben. Die Leibungen der Schalung wurden glattgearbeitet und imprägniert, um das Haften des Gipses zu verhindern. Die ganze Schalung wurde auf das Gelände gesetzt, ausgerichtet und mit Gips untergossen.

Der Guss der Modellkörper erfolgte in einem Zuge. Die gewählte Gips-Kieselgur-Mischung wurde unter Beigabe eines Abbindeverzögerers in Zeitintervallen angemacht und knapp vor Abbindebeginn in die Form eingefüllt. Auf diese Weise sind die Schichten noch während der Abbindezeiten aufeinandergegossen worden, so dass sie sicher untereinander banden. In einem kontinuierlichen Gussprozess von einigen Stunden konnte so eine Modellmauer als homogener Körper gegossen werden. Nach Ablösen der Holzform wurde das Modell geglättet und in einem warmen Luftstrom getrocknet. Von jeder der eingebrachten Mischungen hat man laufend Probekörper verschiedener Art mitverfertigt und damit nach gründlicher Trocknung die mittleren Festigkeitswerte ermittelt. Die Oberfläche des Modells erhielt einen Schellackanstrich.

V. Die Messungen

Nachdem das Modell genügend getrocknet, ausgemessen, angezeichnet und die Versuchseinrichtung montiert war (Bilder 4 und 5), wurden die ersten Versuche mit geringen Belastungen vorgenommen und die günstigste Laststufe für die Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen durch langsame Steigerung der Last erprobt. Hierbei hat man an einigen kritischen Punkten die Spannungen gemessen, um eine örtliche Ueberlastung des Baustoffs zu vermeiden. Als *günstigste Laststufe*, bei der die Zugspannungen noch innerhalb der zulässigen Grenzen blieben und die Ausschläge der Messinstrumente bereits gross genug waren, um eine sichere Auswertung zu ermöglichen, wurde die acht- bzw. zehnfache Wasserlast festgelegt und mit dieser dann die Gesamtausmessung des Spannungs- und Verformungszustandes der Mauer durchgeführt.

Zur Messung der *Durchbiegung* dienten Stoppani-Messuhren mit $\frac{1}{1000}$ mm Anzeige. In den Messpunkten klebte man Metallplättchen mit konisch versenkten Löchern an, in die Stahlstäbe mit runden Enden gelenkig eingesetzt wurden, die die Messbewegung ebenfalls gelenkig auf die Messstifte übertrugen (Bild 6). Die Stahlstäbe von etwa 20 cm Länge wurden genau radial zur Oberfläche eingerichtet, so dass nur Bewe-

gungen in dieser Richtung übertragen werden konnten, während tangential Verschiebungen der Mauer hierauf ohne Einfluss blieben. Für die Ausmessung der *Dehnungen* (Spannungen) standen Huggenberger-Tensometer mit 1200-facher Vergrösserung zur Verfügung. Die Messlänge betrug in der Regel 100 mm.

Die Tensometer sind auf die in den richtigen Lagen angeklebten, sehr dünnen und kleinen Messplättchen aus Aluminiumblech aufgesetzt und mit elastisch nachgiebigen Stahlstäben gegen die Modelloberfläche niedergespannt worden. Die Verankerungen befanden sich in entsprechender Entfernung ausserhalb des Messbereiches, so dass sie die Ergebnisse nicht beeinflussen konnten.

C. Die Messergebnisse und ihre Deutung

I. Modell der Salzasperre

Die Salza-Gewölbemauer ist 1949 fertiggestellt worden (Bild 7). Ihre Höhe beträgt 52 m, die Kronenlänge 140 m, die Kronenstärke 3 m, die Stärke am Fuss 14 m. Sie ist als *symmetrische* Gleichwinkelmauer mit Kreisbogen gleicher Stärke ausgeführt und weist neben der horizontalen Gewölbekrümmung auch eine leichte vertikale gegen den Mauerfuss hin stärker werdende Profilkrümmung auf. Diese Sperre speichert mit einem Stauraum von 10,5 Mio m³ die Wasser der Frühjahrsschmelze der Salza, um im darauffolgenden Winter Energie in das österreichische Verbundnetz liefern zu können.

Zur Bemessung dieser Gewölbemauer war vom Bauherrn zuerst eine Vorberechnung nach dem einschneitigen Lastaufteilungsverfahren, wie es von *Ritter* vorgeschlagen wurde, ausgeführt worden. Bei der sodann erfolgten genaueren Durchrechnung wendete man das erweiterte Rittersche Verfahren an, das als mehrschnittiges Lastaufteilungsverfahren bezeichnet werden kann. Die Gewölbemauer wird hierbei einerseits durch eine Anzahl waagrechter Schnitte in ein System von Bogen-scheiben und andererseits durch Vertikalschnitte in ein System von Kragbalken unterteilt. Das so entstehende Bogen-Krag-trägersystem wurde nach den bekannten Regeln der Baustatik für elastisch unbestimmte Probleme berechnet. Im Rahmen dieses Verfahrens legte man bei der Salzamauer fünf Horizontalebene (entsprechend den Koten 771, 761, 751, 741, 731) und sieben Vertikalschnitte, die mit D, C, B, A, B', C', D', bezeichnet wurden. Für die symmetrische Mauer unter symmetrischer Belastung ergaben sich 16 solche Kreuzungspunkte und daher ebensoviel Elastizitätsgleichungen.

a) Auch für die Messungen am Modell, die mit der Rechnung vergleichbar sein sollen, wurden an der Luftseite die selben Kreuzungspunkte gewählt. Die Messungen der *radialen Verschiebungen* am Modell ergaben den in Bild 8 dargestellten Durchbiegungsverlauf. Dabei hat sich eine gute Uebereinstimmung zwischen Rechnung und Messung auch in den Gebieten negativer Durchbiegungen (in den beiden oberen Ecken der Mauer) ergeben. Der obere Teil der Mauer hat sich in den Schnitten 771 und 761 in der Mitte und auch in den Randgebieten mit negativem Ausschlag etwas weniger durchgebogen als es der Rechnung entspricht. Im Bogen Kote 751 ist weitgehende Uebereinstimmung vorhanden, dagegen sind die Durchbiegungen in den Koten 741 und 731 in der Mitte grösser als die berechneten Werte. Das Maximum der Durchbiegungen ist demnach im Modell etwas tiefer gelegen. Dies kommt insbesondere in den Durchbiegungslinien der Vertikalträger zum Ausdruck. Der Maximalwert der radialen Verschiebungen des Schnittes A hat sich aus dem Modellversuch und der Berechnung gleich gross ergeben und beträgt 8,9 mm auf die wirkliche Mauer bezogen.

b) Der *Spannungszustand* in der Gewölbemauer, der durch den Wasserdruck erzeugt wird, kann in vereinfachender Anschauung aufgebaut gedacht werden, *einerseits* aus den gleichmässig über die Mauerdicke verteilten Mittelspannungen in der Richtung der Bogen- und Kragträger (als Mittelwerte der Spannungen an den beiden Leibungen), die im Rahmen der Membrantheorie der Schalen die massgebliche Rolle spielen und *andererseits* aus den die Ungleichmässigkeit der Spannungsverteilung über die Mauerdicke kennzeichnenden Biege- und Drillungsmomenten, die mit den senkrecht zur Mauermitelfläche stehenden Querkraften den Biegezustand ausmachen.

Bei der für die Salzamauer durchgeführten, mehrschnittigen Rechnung hat man vertikale Kragträger und horizontale, voneinander unabhängig wirkende Kreisbogen angenommen. Die Mittelspannung (Normalkraft) im Kragträger ist daher für horizontale Wasserlastanteile nach diesen Rechnungs-

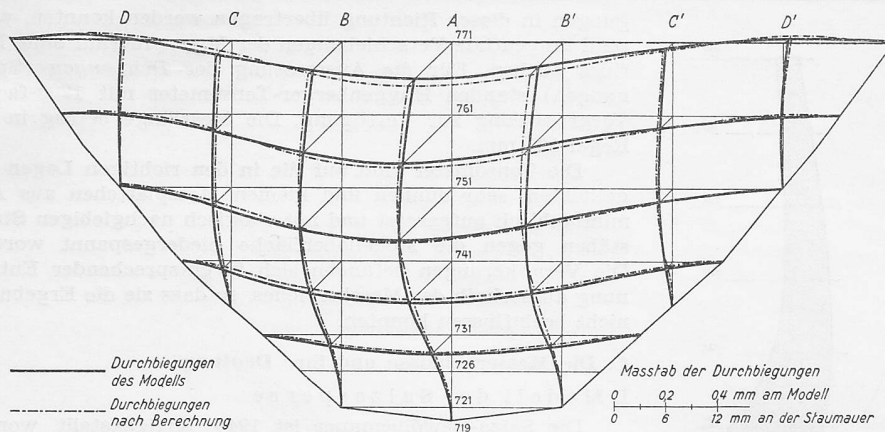


Bild 8. Radiale Verschiebungen der Salzamauer

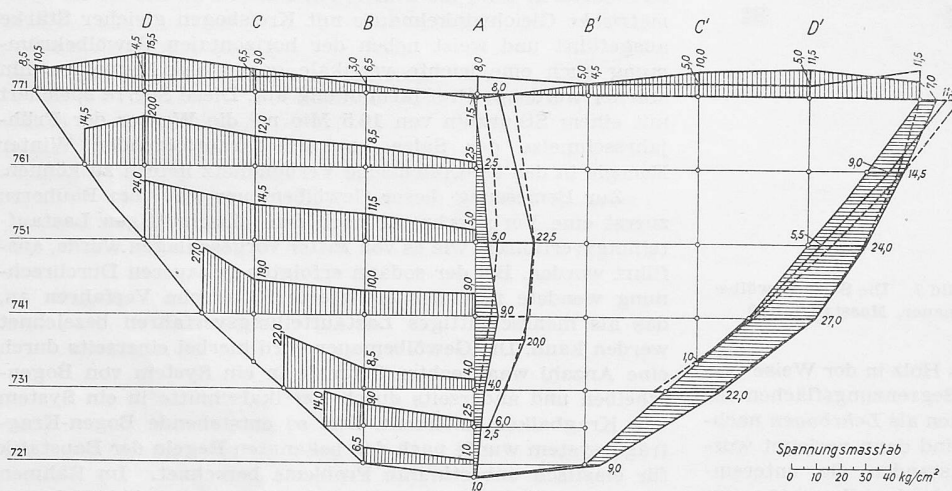


Bild 9. Verlauf der horizontalen Normalspannungen an der Luftseite

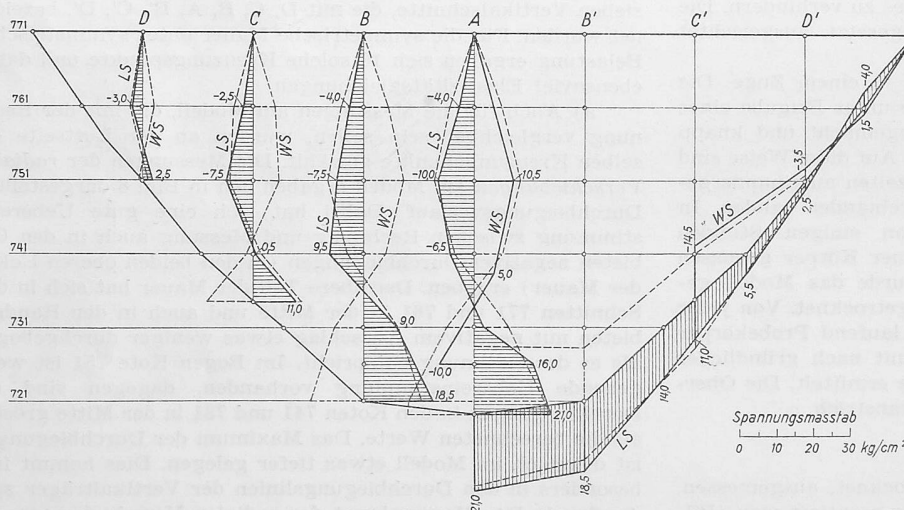


Bild 10. Verlauf der vertikalen Normalspannungen, LS = Luftseite, WS = Wasserseite

annahmen null, während die Normalkraft im Kreisbogen für radiale Lastanteile konstant ist. Die mittlere tangential Schubspannung findet bei der vorliegenden Berechnung keine Berücksichtigung. Sie wird erst bei weiteren Rechenschritten des Versuchslastverfahrens erfasst, wenn die Zusammenhänge der Mauerverschiebung auch in tangentialer Richtung formuliert werden. Vom Biegespannungszustand erfasst die Rechnung die Biegemomente der Träger und Bogen unabhängig voneinander unter Vernachlässigung des Querdehnungsfaktors. Die Torsionsspannungen können erst in zusätzlichen Rechnungsgängen des Versuchslastverfahrens berücksichtigt werden, in denen noch die entsprechenden Verdrehungen der Elemente in Rechnung zu stellen wären.

c) Der Verlauf der horizontalen Normalspannungen in den einzelnen Bogen ist in Bild 9 eingetragen, wobei an der Krone, im Mittelschnitt und an den Widerlagern auch an der Wasserseite gemessen wurde. Zur deutlicheren Darstellung sind die

Spannungen im Mittelschnitt und an der Geländelinie für Luft- und Wasserseite ausserdem an ihrem Wirkungsort waagrecht aufgetragen. Die gestrichelten Linienzüge deuten die Rechenwerte an, während die eingeschriebenen Zahlen die Messwerte in kg/cm^2 angeben. Die durch geradlinige Verbindung dieser Werte entstehenden Spannungsdiagramme sind voll ausgezogen und für die Luftseite deullichkeitshalber schraffiert. Es bedeutet + Druck und - Zug.

Die Spannungsdiagramme an der Krone für die Luftseite und die Wasserseite überschneiden sich viermal, entsprechend den vier Wendepunkten der Durchbiegungskurve. Das Biegemoment, das durch die Differenz beider Kurven veranschaulicht wird, ist am Rand kleiner, als es die Rechnung ergeben hat. Bemerkenswert ist ferner das Absinken der Mittelspannungen in diesem Bogen von 9,5 bzw. 9,25 kg/cm^2 in den Kämpfern auf 3,25 kg/cm^2 in der Mitte, während die Rechnung für den ganzen Bogen etwa 8 kg/cm^2 Mittelspannung angibt. Das Absinken ist so stark, dass in der Mitte an der Luftseite sogar eine Zugspannung von -1,5 kg/cm^2 gegen +2,4 kg/cm^2 Druck der Rechnung entstanden ist. Diese Abminderung des Mitteldruckes kann nur von tangentialen Schubspannungen herrühren, die an den Begrenzungsflächen von den nächsten Bögen her entlastend einwirken.

Die Abnahme der Normalspannung an der Luftseite im Bogen Kote 761 gegen den Rand deutet darauf hin, dass hier noch die Tendenz einer negativen Durchbiegung im Randgebiet wie beim Kronenbogen vorhanden ist. Diese Tendenz ist bei den tieferen Bogen nicht mehr angedeutet, sondern die Bogenspannungen steigen hier gegen den Rand entsprechend der starken Krümmungszunahme der Durchbiegungskurve stark an.

d) Die vertikalen Normalspannungen der Kragträger für die Luftseite und die Wasserseite in den Vertikalschnitten und am Mauerrand sind in Bild 10 dargestellt. Der Vergleich mit den Rechnungswerten (gestrichelt) zeigt eine gute Uebereinstimmung, die

auch die Momentennullpunkte (Wendepunkte der elastischen Linie) umfasst. Im Mittelträger A ist die Zunahme der mittleren Längsspannung gegen den Fuss bemerkenswert, die von der Krümmung des Vertikalschnittes gegen das Widerlager hin herrührt und in Kote 726 bereits 3 kg/cm^2 ausmacht. Diese Mittelspannung bringt es mit sich, dass die Zugspannungen an der Wasserseite hier gegen die Rechnung abgemindert sind.

Aus der Verteilung der vertikalen Spannungen am Mauerrande ist das Umschlagen der Einspannmomente der Träger oberhalb der Kote 757 entsprechend der negativen Ausbiegung des Gebietes zu erkennen. Weiter ist aus dem Spannungsverlauf am Fusse auf mittlere Zugspannungen in den Trägern C und D zu schliessen. Dies bewirkt, dass am Fusse des Trägers C an der Wasserseite eine höhere Zugspannung entsteht, als es die Rechnung zeigen konnte.

e) In Bild 11 ist der Verlauf der horizontalen Schubspannungen und der Schubspannungen längs des Randes an der

Luftseite, wie er sich aus den Messungen ergeben hat, dargestellt. Diese Schubspannungen sind in den oberen Bogen noch klein, nehmen aber in den unteren Bogen gegen den Rand hin beträchtliche Größen bis zu $15,5 \text{ kg/cm}^2$ an. Die an den oberen Bogen noch mit wechselndem Vorzeichen auftretende Schubspannungsverteilung geht nach unten zu in eine nahezu dreieckförmige Verteilung über.

Der leider nur an der Luftseite erfasste tangentielle Schubspannungszustand bedingt im grossen gesehen eine Entlastung des oberen mittleren Teils der Mauer und eine Verlagerung der Beanspruchung auf den unteren Gewölbe teil. Er ist somit in erster Linie für die aus Bild 8 ersichtlichen Abweichungen der radialen Verschiebungen gegenüber der Rechnung verantwortlich.

f) Bild 12 zeigt Grösse und Richtung der *Hauptnormalspannungen* und zwar links die luftseitige und rechts die wasserseitige Verteilung. Die Hauptdruckspannungen, die an der Krone den Horizontalspannungen gleich sind, neigen sich mit zunehmender Tiefe immer stärker und erreichen im Punkt 731 C mit 34 kg/cm² den grössten Wert. Sie nehmen gegen die Mauermitte zu rasch ab. Dagegen sind die zweiten Hauptnormalspannungen überwiegend Zugspannungen entsprechend den auf die Kragträger im oberen Teil wirkenden Biegemomenten. Sie steigen in den Punkten 751 A und 741 B bis auf — 10 kg/cm² an.

Die Richtung der *Hauptnormalspannungen* an der *Luftseite* ist übersichtlich aus den Hauptspannungstrajektorien in Bild 13 zu ersehen. Die Schubspannungsfreien Gewölbebogen fallen nach unten zu immer steiler in das Gelände ein. Sie zeigen, wie der untere Mittelteil der Mauer seine Belastung an die Ränder absetzt. Etwa in Kote 730 tritt im Mittelträger A ein singulärer Punkt in Erscheinung, der unter allseitig gleichförmigem Druck steht.

g) *Zusammenfassend* kann gesagt werden, dass die nach der Rechnung erwartete Uebertragung der Wasserlast aus tieferen Lastflächen auf die Krone, die durch die Auflage der Kragträger auf den Kronenbogen erfolgt, nicht in dem Masse eingetreten ist, wie es die Rechnung erwarten liess. Schon aus der Verteilung der radialen Durchbiegungen über die Mauerfläche war dies im Vergleich zur mehrschnittigen Rechnung zu erkennen. Die Kragträgerspannungen im oberen Teil

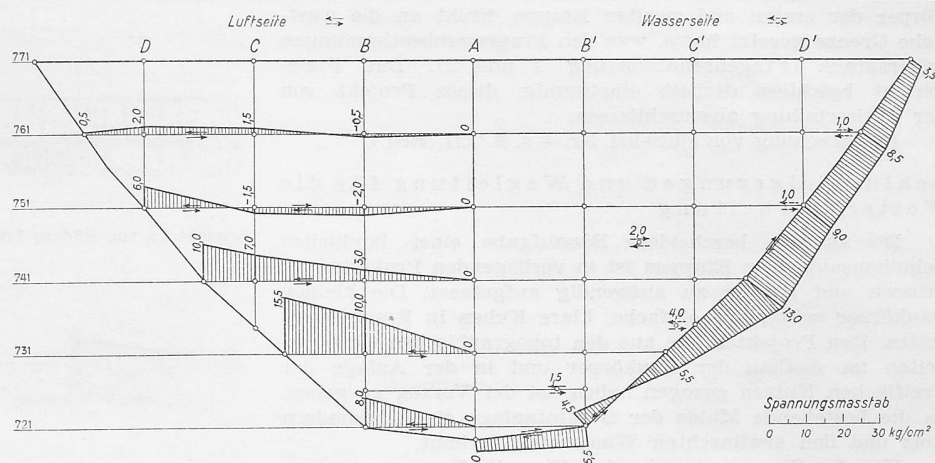


Bild 11. Verlauf der Schubspannungen an der Luftseite

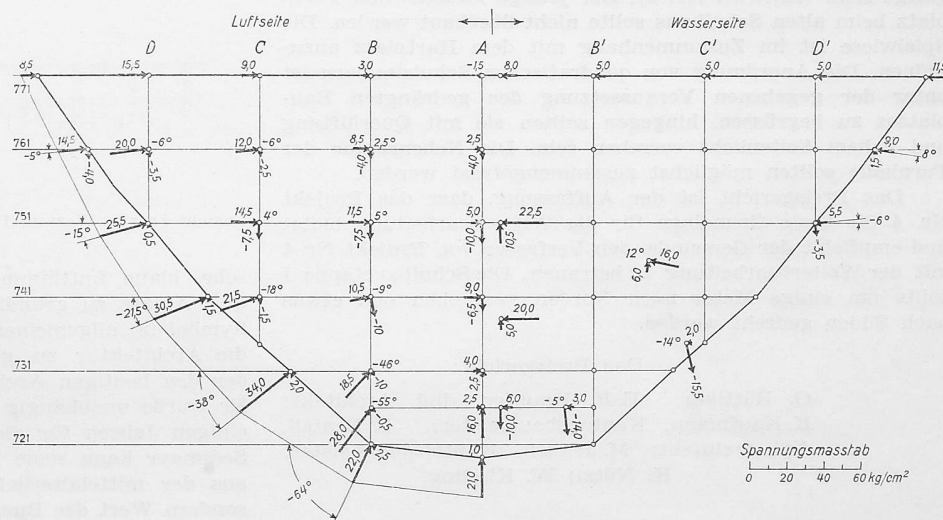


Bild 12. Hauptnormalspannungen

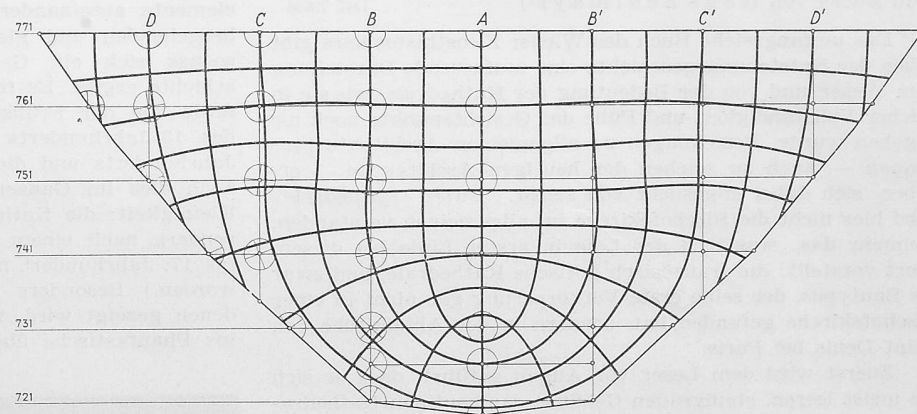


Bild 13. Hauptspannungstrajektorien an der Luftseite

der Mauer haben sich gegen die Rechnung etwas erniedrigt, während sie gegen den Fuss hin an der Luftseite etwas grösser sind. Die Druckgebiete der Horizontalspannungen weichen nur unwesentlich von der Berechnung ab und ihr Maximum an der Luftseite der Kämpfer in halber Höhe ist mit $27,0 \text{ kg/cm}^2$ der mehrschnittigen Rechnung gleich. (Schluss folgt)

Wettbewerb für ein neues Primarschulhaus in Wolfwil, Kanton Solothurn

DK 727.1 (494.32)

Das Programm dieses auf sechs eingeladene Architekten beschränkten Wettbewerbes verlangte Entwürfe für ein Schulhaus mit Turnhalle, das in folgenden Etappen sollte gebaut werden können: Ia vier Schulzimmer, Handfertigkeits- und Vereinszimmer, sowie Nebenräume, Ib zwei weitere Schulzimmer, II Turnhalle, III weitere Schulzimmer. Diese Etappen sind im Lageplan eingeschrieben. Dort ist auch das bestehende Schulhaus ersichtlich, es liegt östlich des Baues Ib.

Das Ergebnis des Wettbewerbes wurde bereits in Nr. 14, S.198 veröffentlicht; heute zeigen wir den mit dem ersten Preis ausgezeichneten, zur Weiterbearbeitung empfohlenen Entwurf Nr. 4.

Aus dem Bericht des Preisgerichtes

Es sind sechs Entwürfe eingereicht worden. Die Vorprüfung ergab, dass der Verfasser von Entwurf Nr. 1 die Bau-