

Die Spitallammsperre der Kraftwerke Oberhasli

Autor(en): **Juillard, H.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **107/108 (1936)**

Heft 24

PDF erstellt am: **19.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-48313>

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.

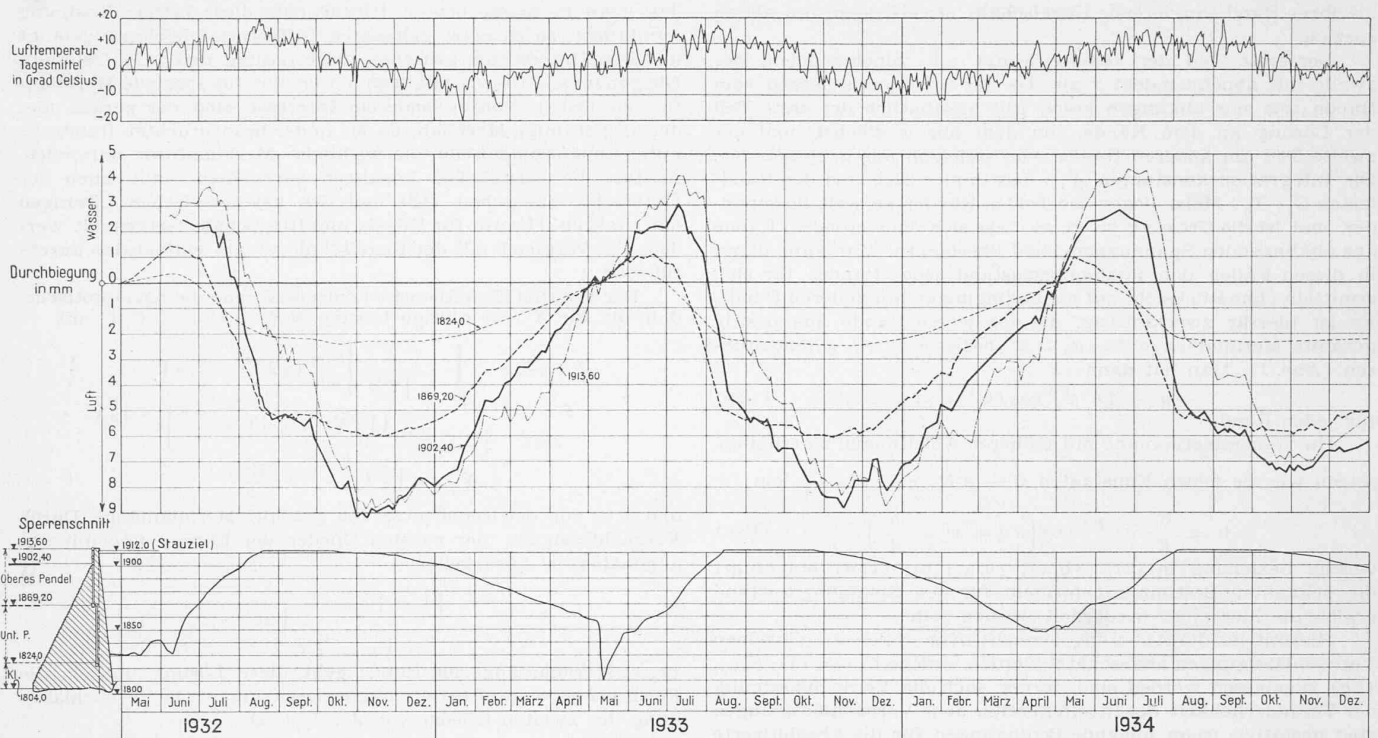


Abb. 13. Scheiteldurchbiegung, mittlere Lufttemperatur und Seestand 1932 bis 1934. Die Deformationen werden auf die Fundamentkote 1804 bezogen.

sein. Für ψ wird der Wert ψ_0 , welcher der Breite δ_0 der beanspruchten Randzone entspricht, eingeführt. Es ist $\psi_0 = \frac{\delta_0}{R_1}$. Mit dem oben gefundenen Wert $\delta_0 = 3,5 \sqrt{(R_2)_0 h}$ und durch Einführen von ρ wird

$$\frac{a}{R_1} \sqrt{\frac{(R_2)_0 h}{R_1}} \operatorname{ctg} \alpha_0 = 1,1 \rho \left(\frac{a}{R_1} \sin \alpha_0 \right).$$

Da nach der oben angegebenen geometrischen Beziehung

$$\frac{a}{R_1} = \left(\frac{(R_2)_0}{R_1} - 1 \right) \sin \alpha_0$$

ist, ergibt sich

$$\left(1 - \frac{R_1}{(R_2)_0} \right) \sqrt{\frac{(R_2)_0 h}{R_1}} \operatorname{ctg} \alpha_0 = 1,1 \rho \quad (16)$$

Für vorgegebene Verhältnisse $\left(\frac{R_2}{h} \right)_0$, $\left(\frac{R_2}{R_1} \right)_0$, $\operatorname{ctg} \alpha_0$ geben somit die Bedingungen (14a), (15), (16) ein Bild von der Grössenordnung der in der angenäherten Ableitung vernachlässigten Glieder und damit auch eine erste Abschätzung von der Genauigkeit der näherungsweise Berechnung in 100 ρ Prozents. Z. B.

sei $\left(\frac{R_2}{h} \right)_0 = 100$, $\left(\frac{R_2}{R_1} \right)_0 = 2$, $\alpha_0 = 70^\circ$ gegeben.

Es ergibt sich aus (14a) $100 \rho = 1 \text{ ‰}$,

aus (15)

$$100 \rho = 3,3 \text{ ‰},$$

aus (16)

$$100 \rho = 3,3 \text{ ‰},$$

d.h. eine Ungenauigkeit der Rechnung von 3,3 ‰.

Der Vollständigkeit halber sei die zweite Möglichkeit einer Abschätzung noch erwähnt, die darin besteht, dass man die Lösung (12) in die von Bauersfeld-Geckeler vernachlässigten Glieder der exakten Differentialgleichungen der Schalentheorie einführt und dann ihre Grössenordnung feststellt.

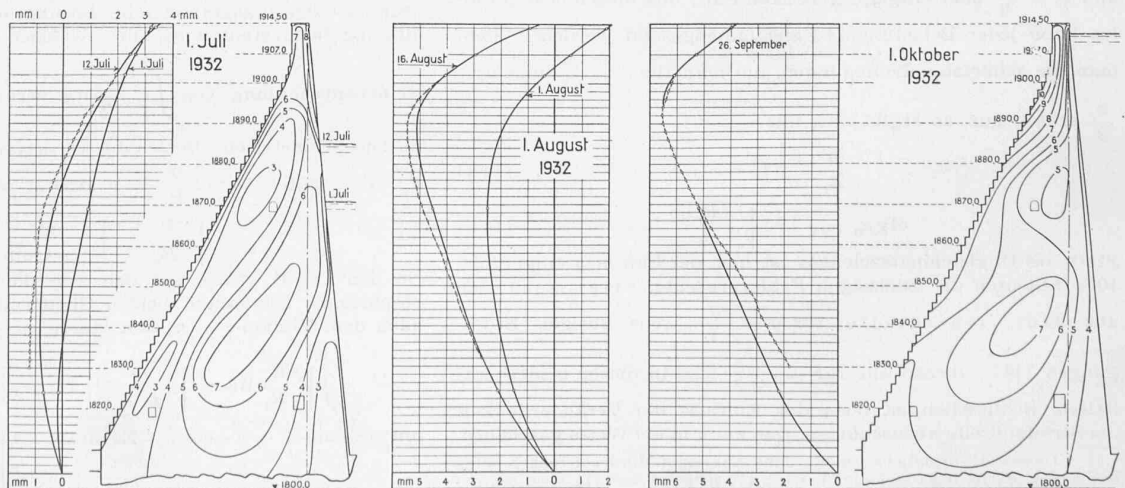


Abb. 15. Scheiteldurchbiegung (voll: Pendel, gestrichelt: Klinometerstab) und Mauertemperaturen 1932.

Die Spitalamm Sperre der Kraftwerke Oberhasli.

Von H. JUILLARD, beratender Ingenieur, Bern. (Schluss von S. 258.)

f) Temperaturmessungen.

Die Thermometeranlage der Spitalamm Sperre sollte in erster Linie über die Temperatur des Betons während der Bauperiode Auskunft geben. Auf Grund von bei andern Sperrenbauten, namentlich bei der Arrowrock-Sperre U.S.A. (1915) gemachten Beobachtungen war die grosse Bedeutung der Erhöhung der Betontemperatur zufolge des Abbindens des Zementes bekannt. Bei der Spitalamm Sperre bot die genaue Verfolgung der thermischen Vorgänge nicht nur, wie bei andern Mauern, wissenschaftliches Interesse, sondern sie war eine Notwendigkeit, um die Ausfüllung der Baufugen zum zweckmässigsten Zeitpunkt vornehmen zu können.

Die 63 installierten Thermometer sind in einem Sektor von 30 m Breite zwischen dem Sperrnscheitel und der Baufuge 2a (Abb. 1) gleichmässig verteilt. Für die Projektierung dieser Anlage liessen sich die KWO durch Prof. P. Joye in Freiburg beraten, der die Montage und die Inbetriebsetzung der einzelnen Thermometer, sowie die notwendigen Revisionen direkt durch seinen Spezialisten besorgen liess.

Während der Bauzeit sind zwei Daten besonders interessant. Einerseits die maximal erreichte Betontemperatur und andererseits die bis zum Fugenschluss erzielte Abkühlung. Die höchsten

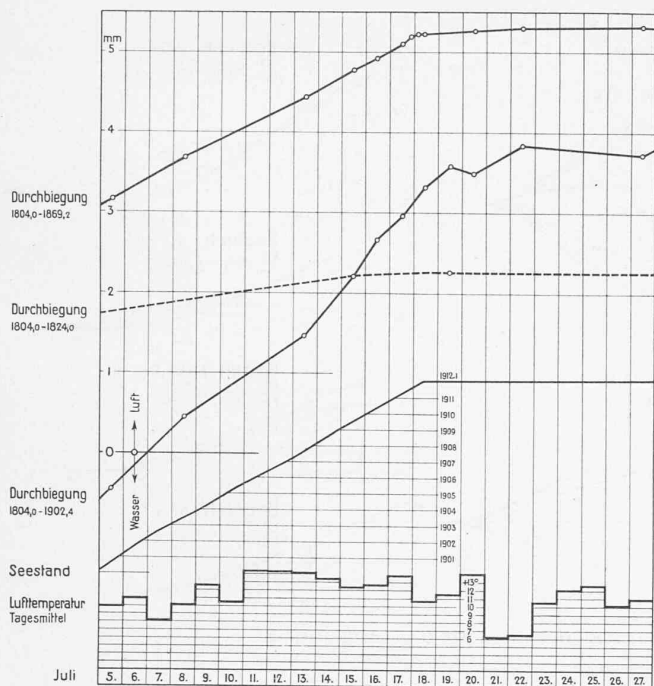


Abb. 14. Mauerdurchbiegung im Scheitelschnitt vom 5. bis 27. Juli 1935.

Temperaturen sind bei den Koten 1818 (anfangs Sept. 1928), 1850 (anfangs Sept. 1929), 1890 (Ende August 1930) registriert worden. Bei den andern Serien, 1830 (Oktober 1928) und 1872 (Ende Juni 1930), war entweder die Lufttemperatur zu niedrig oder der unterliegende Beton noch zu wenig erwärmt (Abschnitt des vorhergehenden Jahres), als dass die Temperatur des abbindenden Betons so hoch wie in der Mitte der Bausaison hätte steigen können. Im Vorsatzbeton P 300 betrug die maximale Temperatur 46°C , auf Kote 1850; im normalen Beton P 190 erreichte sie den gleichen maximalen Wert, 37°C , in den drei Jahren 1928 bis 1930.

Die maximale Abbindetemperatur des Betons ist kein massgebender Vergleichswert. Es ist richtiger, den Temperaturanstieg in Funktion der Zementdosierung pro m^3 Beton auszudrücken, wie dies bereits in verschiedenen Veröffentlichungen über Betontemperaturen in Talsperren gemacht wurde. Zum Beispiel hat Prof. Vogt von Oslo darüber am internat. Talsperrenkongress 1933 berichtet und angegeben, dass der durchschnittliche Temperaturanstieg $0,15^{\circ}\text{C}$ pro kg Zement im m^3 Beton betrage. Bei der Spitalammsperre ergibt sich für den Beton P 300 ein maximaler Anstieg von 36°C oder $0,12^{\circ}\text{C/kg}$ PZ und für den Beton P 190 27°C oder $0,14^{\circ}\text{C/kg}$ PZ; der Unterschied zwischen beiden ist auf die bessere Ausstrahlungsmöglichkeit der Wärme des Vorsatzbetons zurückzuführen. Beim P 190 kann sich nur ein kleiner Teil der Wärme während der ersten Tage verflüchtigen. Sobald die Blockabmessungen einige m betragen, werden immer die gleichen Temperaturanstiege im Blockkern beobachtet. Diese Erfahrung stimmt mit denen bei andern Sperrenbauten

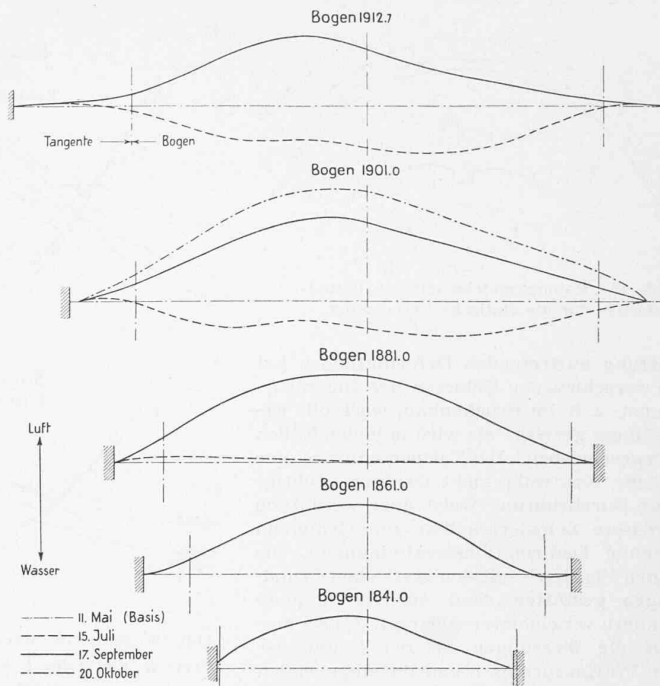


Abb. 17. Charakteristische Bogen deformationen, Mittelwerte der Jahre 1932/34. Abgewinkelte Bogenlängen 1 : 2500, Deformationen 2 : 1.

vollständig überein. In Amerika sind Temperaturanstiege von $0,14$ bis $0,17^{\circ}\text{C/kg}$ Zement festgestellt worden. Wenn bedacht wird, dass die Spitalammsperre in einer kälteren Gegend aufgestellt worden ist, und dass demzufolge die absoluten erreichten Temperaturen auch geringer geblieben sind, wodurch die Geschwindigkeit des Abbindeprozesses des Zementes relativ verzögert wurde, ist es verständlich, dass die Wärmeentwicklung auf der Grimsel etwas langsamer vor sich gegangen ist, als bei den meisten übrigen Sperren.

Die Abkühlung erfolgte für den Jahresabschnitt 1929 am langsamsten. Der luftseitige Teil der Fugen wurde trotz unvollendeter Betonabkühlung aus Baurücksichten ausgefüllt und nachträglich injiziert. Nach dem Fugenschluss im untern Sperrenteil (Frühjahr 1930) ist die Abkühlung sehr stark verzögert worden. Heute ist der Temperaturausgleich noch nicht vollständig erreicht. Es liegt die Vermutung nahe, dass sogar nach einem oder zwei Jahren die Wärmeabgabe durch die Zementhydratation noch nicht aufgehört hat. Diese Verhältnisse sind in Abb. 15 und 16 ersichtlich, wo die Isothermen zu einigen Daten angegeben sind.

Beim letzten Fugenschluss, Ende April bis Anfang Mai 1932, betrug die Betontemperatur im Kern der Mauer zwischen 0 und $3,5^{\circ}\text{C}$. Sie war also unbedingt geringer, als die später zu erwartende Temperatur der belasteten Sperre.

5. Kontrolle des statischen Verhaltens der Sperre.

Die Ermittlung der Arbeitsweise eines Bauwerks, d. h. seiner tatsächlichen Sicherheit durch Beobachtung der unter der Be-

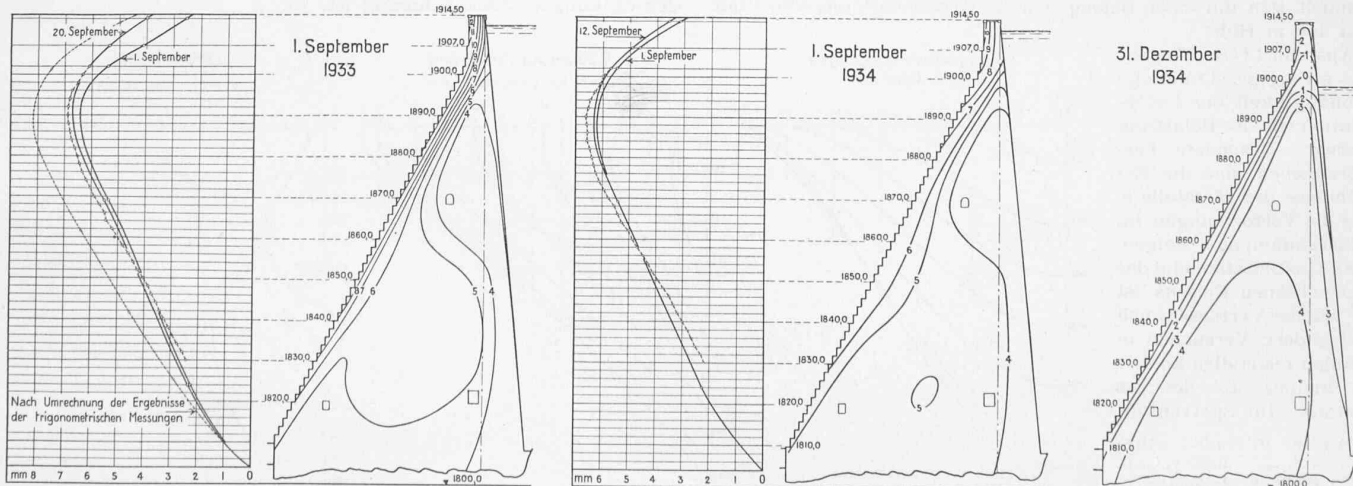


Abb. 16. Scheiteldurchbiegung (voll: Pendel, gestrichelt: Klinometer) und Mauertemperaturen.

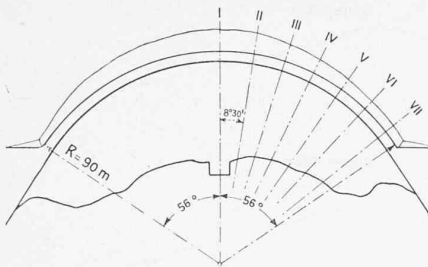


Abb. 18. Mauergrundriss mit den Radialschnitten für die statische Berechnung.

lastung auftretenden Deformationen, hat in verschiedenen Gebieten der Ingenieurkunst, z. B. im Brückenbau, wertvolle Ergebnisse gezeigt; sie wird in vielen Fällen vorgeschrieben. Bei Talsperren wäre eine solche Kontrolle nicht weniger wichtig; ihre Durchführung weist aber wesentlich grössere Schwierigkeiten auf. Genügend genaue Deformationsbestimmungen, die einen Vergleich mit den statischen Grundlagen gestatten, sind nur für kleinere Mauern versuchsweise erfolgt. Es sei hier auf die Messungen an der Staumauer am Pfaffensprung⁹⁾ und die eingehenden Beobachtungen an der Versuchs-Staumauer am Stevenson-Creek¹⁰⁾ hingewiesen. Bei beiden Mauern war es möglich, den Stauinhalt in einigen Stunden zu füllen, und somit einigermassen leicht, den Zusammenhang zwischen Belastung und Deformation festzustellen.

Die Tatsache, dass bei der Dimensionierung und der Wahl des Ausführungsprinzipes der Spitalamm Sperre neue Wege eingeschlagen wurden, und dass ferner mit der Ausführung einer Bogensperre statt der anfänglich in Aussicht genommenen Gewichtsmauer eine wesentlich wirtschaftlichere Konstruktion erzielt wurde, hat die genaue Ermittlung des effektiven statischen Verhaltens der Mauer unbedingt notwendig erscheinen lassen. Um diese Aufgabe lösen zu können, mussten die im vorangehenden Abschnitt beschriebenen Messmethoden ausgebildet werden.

Es kann hier, in den Abb. 7, 12 bis 17 und 22 nur eine Auswahl der charakteristischen Ergebnisse der Untersuchungen gegeben werden. Zu deren Erläuterung sei folgendes beigefügt.

Im Abschnitt 4e ist bereits auf die Bedeutung der in Abb. 7 dargestellten allgemeinen Bewegungen der Sperrenumgebung hingewiesen worden. Für die Kontrolle des statischen Verhaltens der Mauer spielten nur die Verformungen des Bauwerkes selbst und nicht die Verschiebungen seiner gesamten Masse eine Rolle. Es ist hier noch zu bemerken, dass die Spitalamm Sperre hinsichtlich der Deformation der Umgebung keine Ausnahme bildet, dafür bürgen schon die vorzügliche Qualität und die Massigkeit des Grimselgranites. Das Gewicht des im See gestauten Wassers wirkt wesentlich weiter als die Reaktion der Sperre auf ihre Fundamente. Die allgemeine elastische Senkung, die durch die Wasserlast verursacht wird, ist noch durch die Abkühlung des Seebeckens verstärkt. Am Seerande und auch in der Umgebung der Sperre ergibt sich daraus eine leichte Drehung der Fundamentfläche, und mit ihr der Mauer gegen die Wasserseite. Es handelt sich um einen Betrag von der Grössenordnung von 1 mm auf 100 m Höhe.

Aus Abb. 12 (S. 257) geht die streng gesetzmässige Abhängigkeit der Deformation von der Belastung hervor. Besonders hervorzuheben sind die Ergebnisse der Messtelle 3, die die Verformungen im Felsfundament zeigen. Der Elastizitätsmodul des gewachsenen Felsens ist — wie der Verfasser auch bei andern Versuchen in Stollen feststellen konnte — kleiner als der des Betons. Im Sperrun-

⁹⁾ Siehe H. Studer, «SBZ» Bd. 86, S. 258* (21. Nov. 1925).

¹⁰⁾ Siehe F. A. Noetzi in «SBZ» Bd. 87, S. 13*, 24, 318* (1926). Red.

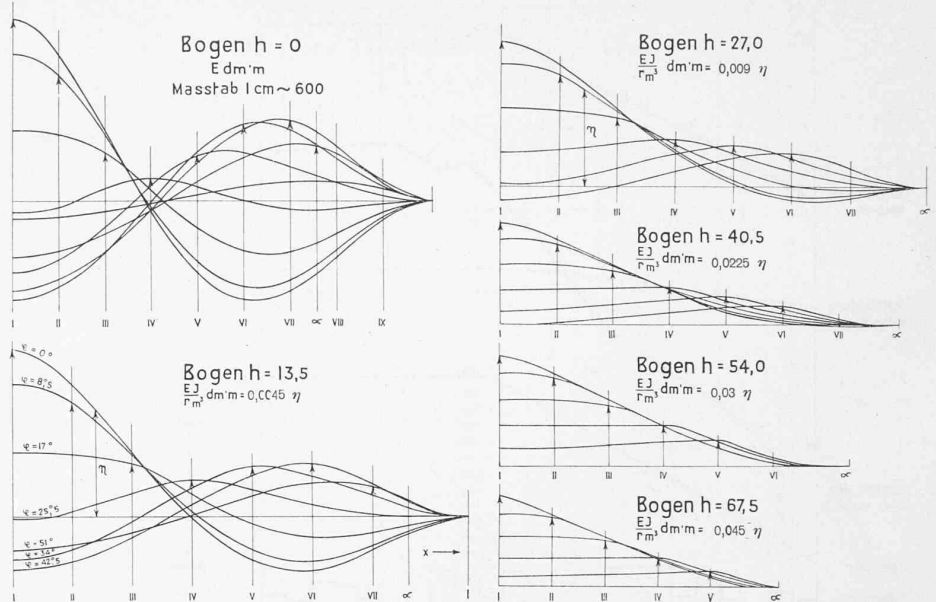


Abb. 19. Statische Berechnung: Einflusslinien der Bogendeformation.
Werte $E \cdot dm'm$ für $P = 1 t$. η in cm.

dament weisen die Verformungen, im Zusammenhang mit der während der Beobachtungsperiode stellenweise noch um 1 bis 2° C abnehmenden Temperatur, systematische Aenderungen von einigen Hundertstel mm auf, die ohne die hohe Präzision des Messverfahrens nicht wahrgenommen werden könnten. Die übrigen Kontrollen der Fundamentdeformationen, zwischen der Kote 1820 und 1868 zeigen, dass die Bewegungen genau parallel zur Sperrenaxe verlaufen.

Abb. 13 zeigt die Durchbiegungen einiger Punkte des Scheitelschnittes in Funktion der Zeit. Es fällt in erster Linie auf, wie sehr eine Staumauer ständig in Bewegung ist. Neben dem Wasserdruck übt die Temperatur einen grossen Einfluss auf die Durchbiegung aus. Das Diagramm der Bewegungen der Mauerkrone in Funktion der Zeit entspricht in seinen Einzelheiten genau dem Verlauf der mittlern Tagestemperaturen. Hervorzuheben ist hingegen die Regelmässigkeit der Durchbiegung des Pendelpunktes 1869,20 in der Mitte der Mauer, die durch die Variation der Temperatur weniger beeinflusst ist. Während der drei Jahre 1931/34 (und auch 1935) hat diese Durchbiegung bis auf wenige Zehntel-Millimeter den gleichen Wert aufgewiesen, als der See sein Stauziel erreicht hatte. Auch im Frühjahr sind, bei ähnlichen Belastungs- und Temperaturverhältnissen, alle Durchbiegungen auf den gleichen Wert zurückgekehrt. Es beweist dies, dass sich die Sperre in ihrer Gesamtheit während dieser Zeit elastisch verhalten hat.

Abb. 14 zeigt die detaillierte Aufnahme der Scheiteldurchbiegungen während der letzten Tage der Seefüllung. Auffallend ist, wie die Deformationslinie des Pendelpunktes 1869 einen Knick aufweist, wo die Staukote erreicht wird. Die Deformation auf Kote 1902 hat hingegen noch etwas zugenommen, weil sie, wie aus dem Diagramm ersichtlich, von den täglichen Temperaturschwankungen stark abhängig ist.

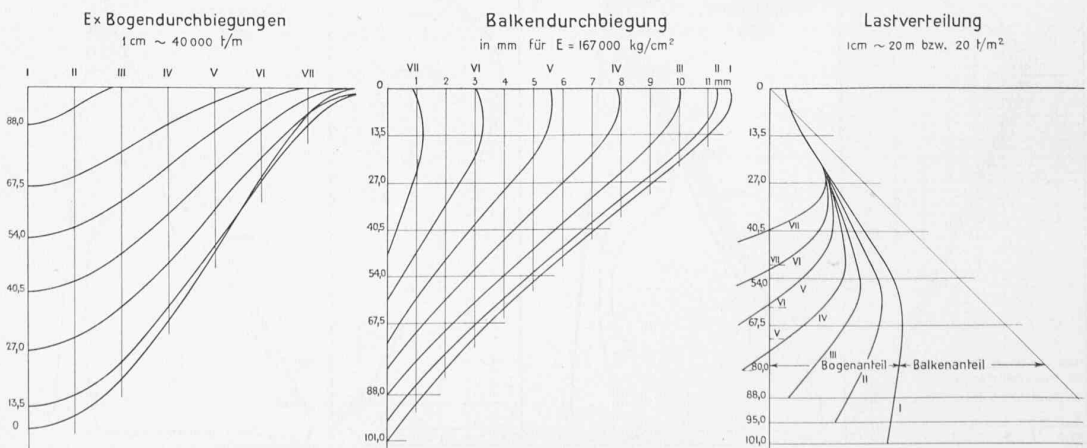


Abb. 21. Statische Berechnung: Gerechnete Durchbiegungen und Verteilung des Wasserdruckes.

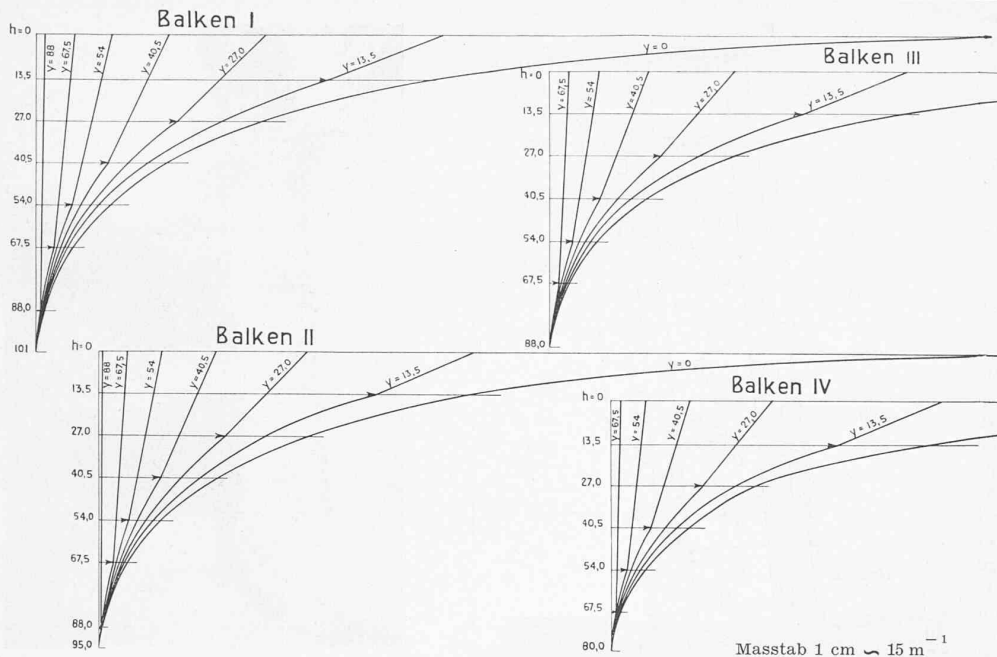


Abb. 20. Statische Berechnung: Einflusslinien der Deformation. $E \times$ Balkendurchbiegungen für $P = 1 \text{ t}$.

In Abb. 15 und 16 sind einige Durchbiegungslinien des Scheitelschnittes wiedergegeben. Sie sind von Kote 1804 bis 1824 durch die Klinometerstab-Messungen im Sperrenfundament und von 1824 bis zur Mauerkrone auch durch die Pendel ermittelt worden. Bei der Pendelzentrierung auf Kote 1902 werden die Klinometerstab-Beobachtungen auf dem Sperrenrücken angeschlossen; diese geben den genaueren Verlauf der Durchbiegungslinie. Die Bewegungen in der Pendelaxe und auf dem Sperrenrücken sind nicht absolut identisch, sondern sie unterscheiden sich um den Betrag der Längenänderungen eines Betonabschnittes, auf 38 m, unter dem Einfluss der Variationen der Temperatur und der radialen Spannungen. Im Jahre 1932 war ein strenger Vergleich der Pendel- und der Klinometerstab-Messungen noch nicht möglich, weil letztgenannte nicht in einem Tage durchgeführt werden konnten, was hingegen seit 1933 systematisch erfolgte. Die Differenz zwischen beiden Messergebnissen, in bezug auf den 11. Mai 1933, betrug 0,4 mm im September 1933, und ein Jahr später 0,5 mm. Die Schrumpfung des Querschnittes lässt sich durch die elastische radiale Deformation und die fortschreitende Abkühlung leicht begründen. Aus diesen Ergebnissen geht ferner auch die hohe Genauigkeit der angewandten Messverfahren hervor.

Die Längenmessungen auf der Rückenstufe 1901 dienen, wie schon erwähnt, zur Bestimmung der allgemeinen horizontalen Bewegungen der Sperre. Sie geben ferner, wie die Messungen im Kontrollgang 1869, interessante Anhaltspunkte über die Längen-

des Bogens 1901, während der Beobachtungsperiode 1932/34 vollständig elastisch und eindeutig waren, konnte in zweckmässiger Weise an die Durchführung des Vergleiches der Ergebnisse der Deformationsbeobachtungen mit jenen der statischen Berechnung geschritten werden. Zu diesem Zwecke sind zwei bestimmte Stadien der Mauerdeformation (am 1. Mai und 11. September 1934) miteinander verglichen worden (vergl. Abb. 22). An diesen Tagen waren die Durchbiegungen des Scheitelschnittes und die Temperaturverteilung in der Mauer genau bekannt. Zur Ermittlung des Einflusses der Wasserlast allein auf die Deformation musste jener der Temperatur ausgeschaltet werden. Hierzu wurde die Durchbiegung der horizontalen Bogen und der vertikalen Mauerlamellen unter dem Einfluss der Temperaturänderung vom 1. Mai bis zum 11. September 1934 zuerst getrennt für jedes System bestimmt. Der der Berechnung zu Grunde gelegte Ausdehnungskoeffizient des Betons beträgt $0,0082/100$; er wurde durch Laboratoriumsversuche in Innertkirchen bestimmt (vergl. «SBZ» 1932 loc. cit.). Die beiden Durchbiegungslinien weichen voneinander wenig ab. Ihre Resultierende, beim Zusammenhang der horizontalen und der vertikalen Elemente, wurde rechnerisch auf Grund der Gleichsetzung der Reaktionen und der Durchbiegungen beider Systeme bestimmt.

Abb. 22 zeigt, wie die auf Grund der Deformations- und Temperaturmessungen ermittelte Durchbiegungslinie mit der theoretischen in bemerkenswerter Weise übereinstimmt. Die systematische Differenz, die kleiner als 1 mm bleibt, rührt vom

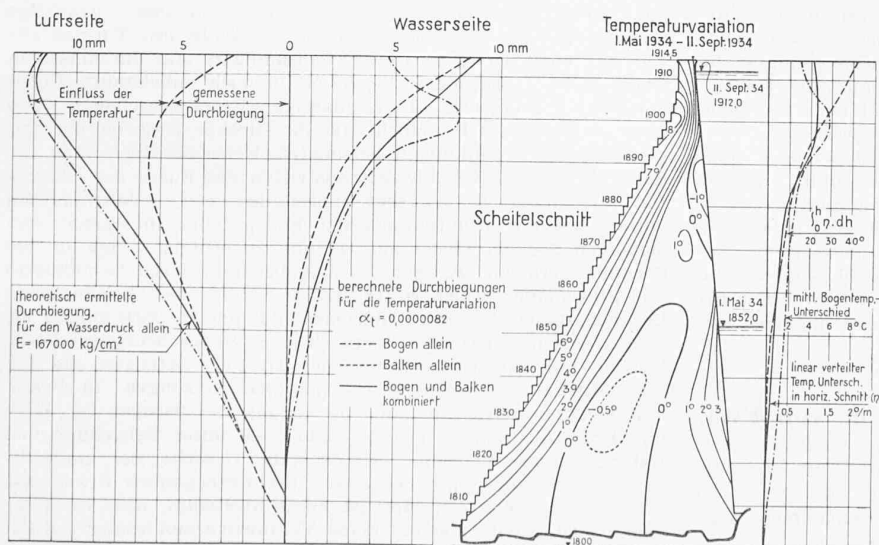


Abb. 22. Scheiteldurchbiegung am 11. September 1934 in Bezug auf den 1. Mai 1934. Ermittlung der Einflüsse der Temperatur und des Wasserdrucks auf Grund der Deformationsbeobachtungen, Vergleich mit der statischen Berechnung.

änderungen der Bausegmente der Sperre und der Fugen. An der Maueroberfläche führt der Beton Dehnungs- und Kontraktionsbewegungen in einem Betrag von rund 1 mm auf 15 m Länge aus. Diese stehen im Zusammenhang mit den oberflächlichen jährlichen Temperatur- und Feuchtigkeitsänderungen. Im Sperrenrücken bleiben die Fugen satt geschlossen.

Abb. 17 zeigt einige charakteristische Durchbiegungslinien der Bogen. Die normale jährliche Kontrolle der Deformationen beschränkt sich auf die genauere Bestimmung der Verformung des Bogens 1901. Bei der Wiederholung dieser Beobachtungen seit 1932 wurden, bei gleichen Verhältnissen, die gleichen Deformationen auf einige Zehntelmillimeter genau erhalten.

Erst nachdem einwandfrei festgestellt war, dass die Mauerdurchbiegungen, sowohl in den drei vertikalen Scheitel- und Kämpferschnitten als längs

Umstand her, dass die statische Berechnung auf eine Mauerhöhe von 101 m erfolgte, während der Ausgangspunkt der Messungen 108 m unter dem Stauziel liegt. Die Grundlagen der statischen Berechnung, die gemäss der in der «SBZ» (Dez. 1921, loc. cit.) veröffentlichten Methode erfolgte, sind in den Abb. 18 bis 21 wiedergegeben. Darin stimmen die auf Grund der Lastverteilung (Abb. 21) und der Einflusslinien (Abb. 19 und 20) berechneten Durchbiegungen der horizontalen und vertikalen Elemente bis auf wenige Prozente miteinander überein.

Der Elastizitätsmodul des Betons spielt bekanntlich bei der Berechnung der Lastverteilung keine Rolle, sondern ist nur für den Vergleich mit den Ergebnissen der Deformationsmessungen von Bedeutung. Sein Wert, $167\,000 \text{ kg/cm}^2$, wurde auf Grund von Laboratoriumsversuchen bei lang dauernder Beanspruchung, in den üblichen Belastungsgrenzen, von grösseren, dem Schwinden noch nicht oder nur noch wenig ausgesetzten Betonkörpern von gleicher Zusammensetzung wie der Talsperrenbeton ermittelt. Bei kurzfristigen, höhern Be-

lastungen wird bekanntlich ein grösserer Modul gemessen, der noch zunimmt, wenn die Probekörper vorher unter Druck schwinden konnten.

Schlussfolgerungen.

Aus den hier erwähnten, umfangreichen Untersuchungen lassen sich viele interessante Ergebnisse ableiten, die natürlich in erster Linie für die Spitalamm Sperre grosse Bedeutung haben, die aber auch für die Entwicklung der Kenntnisse über Statik und Technologie der Talsperren und insbesondere für die Frage ihrer messtechnischen Kontrolle allgemein wertvoll sind.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Feststellung, dass zwischen der Grundlage der statischen Berechnung der Spitalamm Sperre, d. h. der rechnerisch ermittelten Durchbiegung und der effektiven Mauerdeformation unter dem Wasserdruck vollständige Uebereinstimmung besteht. Damit ist die Richtigkeit der ermittelten Beanspruchung bewiesen, die folgendermassen charakterisiert werden kann: Die maximalen Druckbeanspruchungen betragen 23 kg/cm^2 am luftseitigen Mauerfuss und 15 kg/cm^2 im Bogensystem 10 bis 20 m unter dem Stauziel. Zugspannungen treten bei der belasteten Sperre weder in den horizontalen noch in den vertikalen Schnitten auf. Solche könnten, auch bei entleertem See und Temperaturabnahme, zufolge der Anwesenheit der Fugen überhaupt nicht entstehen. In Wirklichkeit ist die Verteilung der Beanspruchungen in horizontaler und vertikaler Richtung günstiger als berechnet, weil der Einfluss des Bogenschlusses unter Druck dabei nicht berücksichtigt ist, obwohl er zweifellos eine weitgehende Entlastung der Stützmauerwirkung zur Folge hat. Zusammengefasst: der gewählte Mauertypus erweist sich trotz der Massensparnis von 25% gegenüber einer Gewichtsmauer, durch die mässigen Betonbeanspruchungen als der beste und sicherste.

Bei allen jungen Talsperren sind Veränderungen des Betongefüges bis zur Stabilisierung der Temperatur und der Zementreaktionen unvermeidlich, wie auch aus den einzelnen Diagrammen der lokalen Deformationen der Spitalamm Sperre wahrgenommen werden kann. Bei dieser Mauer haben jedoch diese Erscheinungen keinen feststellbaren Einfluss auf die Gesamtdeformation und demzufolge auf die Arbeitsweise des Bauwerkes ausgeübt. Diese Feststellung ist wichtig, denn sie schliesst die vielbesprochene «Betonplastizität» vollständig aus, die als Ursache der während mehreren Jahren fortschreitenden Zunahme der Durchbiegung einiger Talsperren betrachtet wird.

Die Bedeutung der Plastizität und des Schwindens beim Talsperrenbeton geht aus den Erörterungen im Abschnitt 3 hervor. Die Ergebnisse der, Monate und Jahre lang fortgesetzten, Deformationsbeobachtungen von massiven Betonkörpern haben die Richtigkeit der Folgerungen der Laboratoriumsversuche bestätigt¹¹⁾. Der Beton kann nur so lange plastisch sein, als die Zementreaktionen noch nicht vollendet sind, und zwar nur bei relativ zu seinem Widerstand hohen Beanspruchungen, wie namentlich bei der Austrocknung.

Sicherungsarbeiten am schiefen Turm von Pisa.

Bekanntlich begann die Schiefstellung des Turmes schon wenige Jahre nach Baubeginn anno 1174. Die Angst vor weiteren Senkungen hatte lange Bauunterbrüche zur Folge; so wurde die Glockenstube erst 1350 in Angriff genommen. Man

¹¹⁾ Ueber diese technologischen Eigenschaften wurde bereits in der «SBZ» 1932 (loc. cit.), in «Génie Civils» vom 24. Aug. 1935 und im Schweiz. Nationalrapport zum zweiten Talsperrenkongress Washington 1936, der noch nicht veröffentlicht ist, vom Verfasser berichtet.

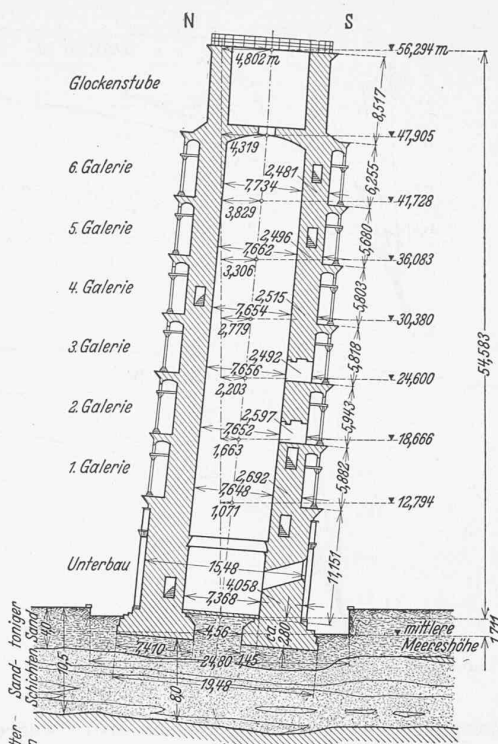


Abb. 1. Schnitt 1:700 durch den Turm.

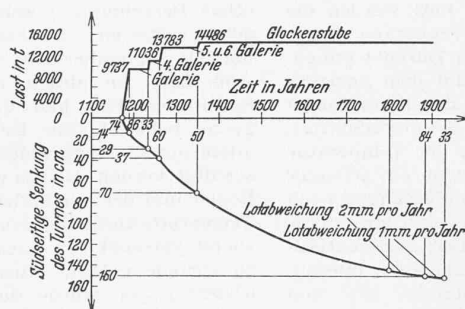


Abb. 2. Zeit-Setzungs-Diagramm des Turmes.

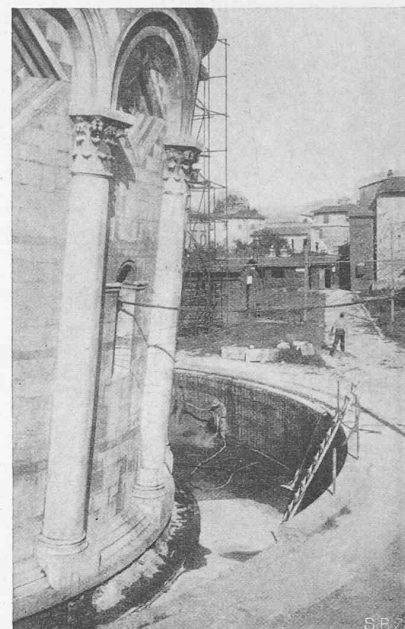


Abb. 4. Gunitierung des Ueberzuges auf der Eisenbetonbodenplatte des «Kragens». Abb. 1 und 2 aus «Bauingenieur».

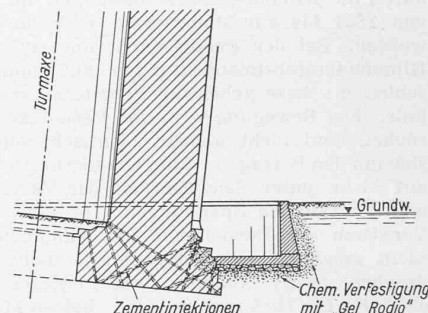


Abb. 3. Schnitt 1:350 durch Turmfuss und «Kragen».

setzte die einzelnen Turmgalerien vorweg immer horizontal an (Abb. 1), aus ihrer heutigen Stellung zur Waagrechten und den aus den Archiven bekannten Baudaten kann daher der Verlauf der Setzungen bis in die ersten Anfänge zurückverfolgt werden. Prof. K. Terzaghi hat im «Bauingenieur» 1934, Heft 1/2, erstmals diese einzigartige Beobachtung über Jahrhunderte in einem Zeitsetzungsdiagramm nach Abb. 2 festgehalten und auf Grund vorhandener Sondierungsergebnisse neuartige Schlussfolgerungen gezogen. Die Fundamente des Turmes sitzen auf einer rd. 8 m tiefen, feinsandigen und durchlässigen Oberschicht. Unter dieser liegen bis in noch unbekannte Tiefen horizontal gelagerte, undurchlässige Brackwassertone. Von jeher wurde die Oberschicht als die direkte Ursache der ungleichmässigen Senkungen betrachtet. Ueberdies hielt man die Sandführung von Grundwasseraustritten am Fusse des Turmes für mitschuldig. In den 40er Jahren des vorigen Jahrhunderts wurde, um die architektonischen Formen des im Boden versunkenen Sockels wieder zur Geltung zu bringen, rings um die Sockelmauern ein «Kragen» ausgehoben und durch Grundplatte und Stützmauer gesichert. Dieses im Bereich des Grundwassers liegende Bauwerk zeigte bald Quellenbildungen, doch gelang es, nachzuweisen, dass die gefürchteten Sandführungen dieser Quellen nur einen Bruchteil jener Mengen betrug, die für eine Mitwirkung an den beobachteten Setzungen in Frage kommen mussten. Die ganze Bewegung des Turmes ist überhaupt am Ausklingen und Terzaghi stellt unter Beiziehung von Laboratoriumsversuchen fest, dass die Ursache der ungleichmässigen Setzung im Nachgeben der tief liegenden Brackwassertone zu suchen sei. Man ist heute überzeugt, dass die feinsandige Oberschicht selbst keine Volumenverminderung erlitten hat und nur eine druckübertragende Rolle spielt. Dementsprechend wird eine Notwendigkeit, die feinsandigen Oberschichten zu befestigen, heute verneint.