

Dehnungsmessungen im Druckstollen des Juliawerkes Tiefencastel

Autor(en): **Vonplon, R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **73 (1955)**

Heft 14

PDF erstellt am: **23.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-61886>

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.

Gebirgsdruck im Stollen- und Kavernenbau

Von Dipl. Ing. Otto Frey-Bär, Motor-Columbus AG., Baden

DK 627.842:622.83

Die Auskleidung der Druckstollen und Druckschächte von Kraftwerken wird in der Regel nur für die Aufnahme des inneren Wasserdruckes dimensioniert. Die Wirkung des Gebirgsdruckes tritt dabei in den Hintergrund, da es sich meistens um kleinere kreisrunde Querschnitte handelt. Sofern sich eine gewisse Belastung durch das Gebirge einstellt, kann sie durch die Betonverkleidung sehr gut aufgenommen werden. Der Gebirgsdruck bewirkt in diesem Falle eine Druckvorspannung im Betonring, bringt also eine Entlastung der durch den inneren Wasserdruck auf Zug beanspruchten Auskleidung.

Bei weiten Stollen mit grosser Gebirgsüberlagerung gewinnt der Gebirgsdruck vermehrte Bedeutung. Hier kann die äussere Belastung der Auskleidung durch den Gebirgsdruck für die Dimensionierung allein massgebend sein. Ganz eindeutig tritt dieses Problem in den Vordergrund bei grossen Ausbrüchen wie Kavernenbauten für unterirdische Zentralen, Magazine usw. Mit Deformationen vor und auch nach der Ausführung der Betonverkleidung muss gerechnet werden. In den Maschinenkavernen von Kraftwerken werden die Lager der grossen Maschineneinheiten auf Bruchteile von Millimetern ausgerichtet. Schon kleine, durch den Gebirgsdruck hervorgerufene Deformationen, welche sich als Verschiebungen auf die Lager übertragen, können empfindliche Betriebsstörungen zur Folge haben.

Was ist Gebirgsdruck? Warum können beim Ausbruch grosser Hohlräume im Gebirge Kräfte ausgelöst werden, welche in der Regel, gut gefügte Steinauswölbungen zu deformieren oder welche ein Aufsteigen der unverkleideten Sohle in den Hohlraum bewirken? Vor 50 Jahren beschrieb Prof. A. Heim recht plastisch die Auswirkungen des Gebirgsdruckes und gab gleichzeitig auf Grund der Erfahrungen beim Bau der grossen Eisenbahntunnel in den Alpen und im Jura eine Erklärung für dieses Phänomen¹⁾. Er vergleicht die im Gebirge durch das Gewicht der Ueberlagerung wirkenden Kräfte mit einem «hydrostatischen Druck», welcher sich allseitig fortpflanzt, wobei jedoch mit der inneren Reibung im «Medium» gerechnet werden muss. Nach dem Ausbruch eines Stollens tritt bei kleiner innerer Reibung im Gebirge der Gebirgsdruck sofort auf und bewirkt das Eindringen des Gesteins in den Hohlraum. Wenn die Reibung jedoch gross ist,

erscheint der Druck erst im Verlaufe der Zeit. Der Zeitfaktor spielt deshalb bei allen Untersuchungen eine wesentliche Rolle. Prof. Heim hat seinerzeit ganz klar die plastische Verformbarkeit des Gebirges, das Kriechen unter der Belastung, erkannt. Heute ist diese Eigenschaft durch Messungen in Versuchsstollen und an Gesteinshandstücken vielfach nachgewiesen worden, und es sei auch an dieser Stelle an die Kriechfähigkeit des Betons (künstliches Gestein) erinnert.

Nach dem Ausbruch eines Hohlraumes im Gebirge gesellen sich zu den primär vorhandenen Spannungen (Auflagebelastung und allfällige tektonische Spannungen) die sekundären Randspannungen infolge der Kerbwirkung des Hohlraumes. Die Berechnungen und Modellversuche lassen erkennen, dass an einigen Stellen am Umfange die resultierenden Druckbeanspruchungen im Gebirge ein Vielfaches der Primärspannungen erreichen. Je nach der Gebirgsart zeigen sich diese grossen Beanspruchungen in den verschiedensten Formen an wie Ausquetschungen, schalenförmige Einbrüche, Bergschlag, Hebung der Sohle usw.

Aus diesen Erkenntnissen lassen sich bereits einige wesentliche Voraussetzungen ableiten, die von der Auskleidung einer grossen Kaverne erfüllt werden müssen. In erster Linie sollen nach dem Ausbruch tiefgreifende Gleiterscheinungen im Gebirge verhindert werden durch sofortige Auskleidung des Hohlraumes. In den meisten Fällen wird sodann der Betoneinbau durch die plastischen Verformungen im Gebirge nach und nach belastet. Je nach Gesteinsart kann sich die Belastungszunahme über mehrere Jahre erstrecken (Zeitfaktor). Zur Aufnahme der im Einzelfalle ganz erheblichen Aussenkräfte ist eine günstige Form des Ausbruches und damit der Verkleidung unerlässlich (z. B. allseitige Wölbung nach aussen). Aber auch im günstigsten Falle ist mit gewissen Verformungen zu rechnen. Die Auswirkungen des Gebirgsdruckes können nicht mit Bestimmtheit vorausgesehen werden. Auch wird der Verkleidungsbeton selbst infolge der Belastung gewisse Deformationen erleiden.

Bei den in den letzten Jahren zur Ausführung gelangten Kavernenbauten wurden vereinzelt grössere plastische Verformungen als Auswirkungen des Gebirgsdruckes festgestellt. Ich gestatte mir deshalb, die früher gemachten Erfahrungen in Erinnerung zu rufen und auf die Bedeutung des Gebirgsdruckes beim Kavernenbau hinzuweisen.

¹⁾ Prof. A. Heim: Tunnelbau und Gebirgsdruck, Vierteljahresschrift der Naturforschenden Gesellschaft, Zürich 1905.

Dehnungsmessungen im Druckstollen des Juliawerkes Tiefencastel

Von Dipl. Ing. R. Vonplon, Büro für Wasserkraftanlagen der Stadt Zürich

DK 627.842.0014

I. Einleitung

«Der Bau eines Druckstollens wird eintönig und uninteressant, wenn immerzu nur gutes, standfestes und trockenes Gebirge durchfahren wird», äusserte ein Mann vom Fach. Auch die Bemessung der Auskleidung eines solchen Druckstollens bedeutet kein Problem, so lange mit einem nicht abnormal hohen Innendruck (Betriebsdruck) gerechnet werden muss. Umgekehrt können ungünstige geologische Verhältnisse nicht nur einen beschwerlichen und kostspieligen Vortrieb verursachen, sondern auch die Bemessung der Auskleidung schon bei relativ kleinem Innendruck vor Aufgaben stellen, deren einwandfreie Lösung in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht ohne Vornahme von Stollenabpressungen mit Dehnungsmessungen fast unmöglich ist.

Beim Bau des Druckstollens des Juliawerkes Tiefencastel wurden gute, aber auch sehr schlechte Felsverhältnisse angetroffen. Besondere Umstände ermöglichten, im geologisch ungünstigsten Stollenabschnitt Abpressversuche mit Dehnungsmessungen auszuführen. Für die Bewertung der Ergebnisse dieser Versuche wird es notwendig sein, eine kurze Be-

schreibung der geologischen Verhältnisse im Bereich des Versuchsstollens voranzuschicken.

Bild 1 gibt eine Uebersicht des ausgeführten Druckstollens. Der erste Vortrieb vom Fenster Mulegn nach Süden verliess nach kurzer Strecke die standfesten Tonschiefer und stiess in einer Zone versackter Tonschiefer mühsam rund 150 Meter vor. Die Bilder 2 und 3 veranschaulichen die heftigen Druckercheinungen, mit welchen in solchen Gebirgen zu rechnen ist.

Ein Teil dieser Druckzone wurde mit fortschreitendem Vortrieb ausgekleidet. Nach dem Ausschalen der Betonverkleidung entstanden in mehreren Betonringen lokal begrenzte Deformationsrisse, hervorgerufen durch die ungleichmässige Druckwirkung des Gebirges. Durch periodische Durchmesserkontrollen konnten in den ersten Wochen noch kleine Deformationen festgestellt werden, die dann rasch abklangen und schliesslich zum Stillstand kamen. Auch der Holzeinbau im unverkleideten Abschnitt der Stollenbrust zeigte im Verlaufe des folgenden Jahres keine Veränderung der anfäng-

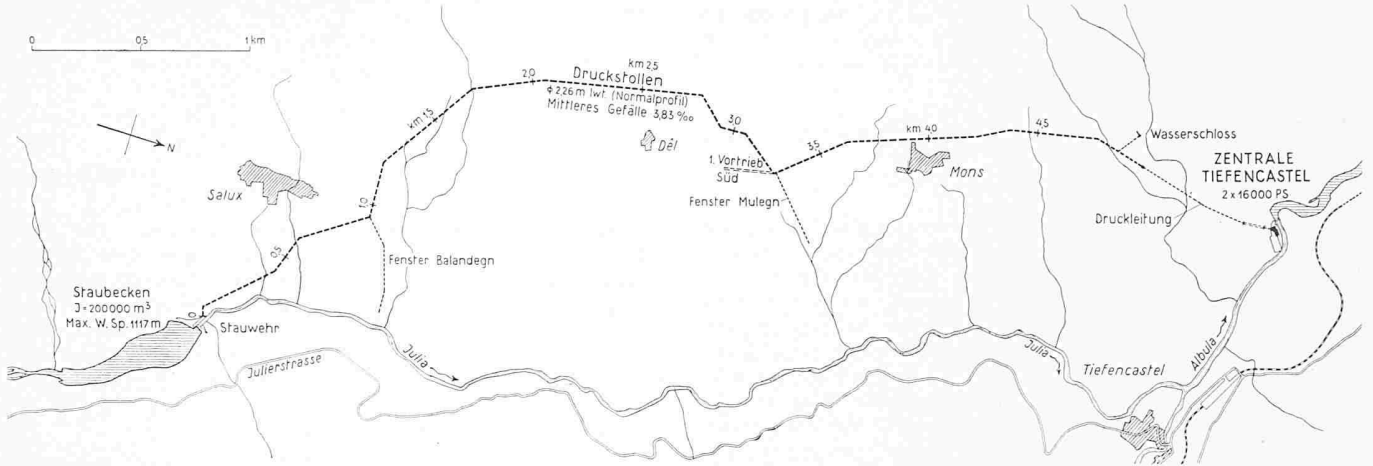


Bild 1. Juliakraftwerk Tiefencastel; Uebersichtsplan des Druckstollens 3:100 000

lichen Druckeinwirkungen. Dieser erste Vortrieb in den versackten Tonschiefern wurde aus geologischen Erwägungen aufgegeben.

Im endgültigen Vortrieb Mulegn Süd wurden keine versackte, jedoch tektonisierte, d. h. in ihrem Gefüge stark gestörte Tonschiefer durchfahren. Auch hier stellten sich die anfänglich heftigen Druckerscheinungen mit ihren Auswirkungen auf die Betonverkleidung ein. Um unerwünschte Wasserverluste auszuschliessen, musste angesichts der bestehenden Deformationsrisse sowie mit Rücksicht auf die mögliche Auslösung weiterer Risse durch den Innendruck (max. Betriebsdruck 2,5 atü) eine armierte Gunitauskleidung vorgesehen werden.

Die Beanspruchungen der Gunitarmierung, des Betons und des Felsens können berechnet werden, sofern der Elastizitätsmodul des Felsens bekannt ist ¹⁾. Andererseits kann die

1) O. Frey-Baer: Die Beanspruchung der Betonauskleidung von Druckstollen, SBZ Band 124, Nr. 14 vom 30. Sept. 1944.

ser Elastizitätsmodul E_F bestimmt werden durch Abpressversuche mit gleichzeitigen Dehnungsmessungen im unverkleideten Stollen ²⁾. Die Berechnung der Beanspruchungen zeigt, dass der Anteil des Innendruckes, der durch den Fels übernommen wird, mit grösser werdendem Elastizitätsmodul des Felsens rasch zunimmt, vorausgesetzt, dass die Grundbedingung des satten Verbandes zwischen Beton und Fels stets gewährleistet ist. Werden in standfesten Gebirgen deren Elastizitätsmoduli durch Dehnungsmessungen bestimmt, so lassen sich hiernach ohne weiteres die Beanspruchungen des Betons und des Felsens für beliebige Abmessungen und Innendrucke berechnen.

Den druckhaften Tonschiefern der Stollenvortriebe Mulegn Süd fehlen wegen ihres gestörten Gefüges elastische Qualitäten, so dass mit einem Elastizitätsmodul kaum gerechnet werden kann. Zudem ist es praktisch unmöglich, in

2) O. Frey-Baer: Die Dehnungsmessungen im Druckstollen des Kraftwerkes Lucendro, SBZ 65. Jahrgang, Nr. 41 vom 11. Okt. 1947.

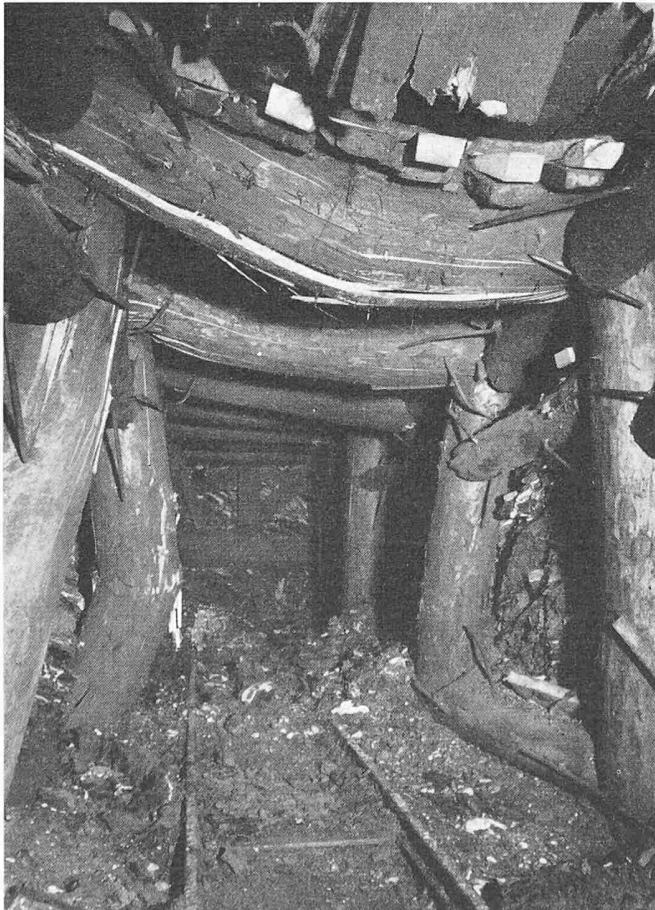


Bild 2. Druckzone Mulegn Süd bei Km. 2,700. Aufnahme vom 4. Dez. 1947, Blick gegen die Stollenbrust

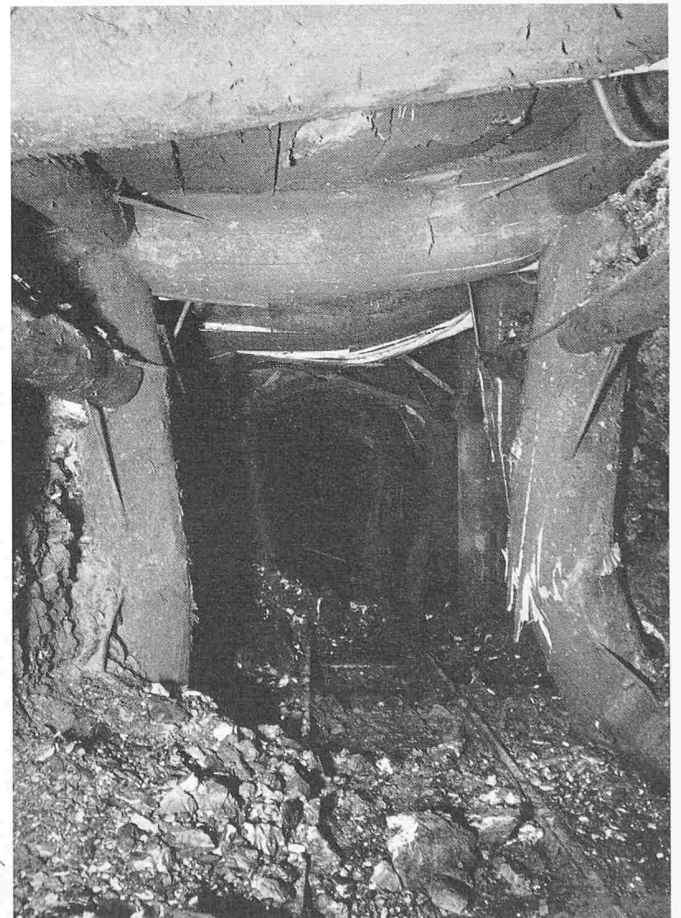


Bild 3. Druckzone Mulegn Süd bei Km. 2,700. Aufnahme vom 4. Dez. 1947, Blick stollenauswärts

solchen Gebirgen Abpressversuche im unverkleideten Stollen auszuführen. Ihre grosse plastische Verformbarkeit schliesst ihre Befähigung zur Uebernahme des Innendruckes auf die Dauer aus, wenn nicht gleichzeitig ein aktiver Druck des Gebirges wirkt und die plastischen Deformationen nach der jeweiligen Entlastung des Innendruckes wieder rückgängig macht.

Im Bild 3 sind die unter der Annahme gerissenen Betons für den Betriebsdruck $p_i = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ berechneten Beanspruchungen der Gunitarmierung, des Betons und des Felsens in Funktion des Elastizitätsmoduls E_F aufgetragen. Es ist auffallend, wie rasch die Eisenbeanspruchungen mit wachsendem E_F abnehmen. Da sich nach dem Ausschalen in der Betonauskleidung Deformationsrisse eingestellt hatten, musste bei der Bemessung der Gunitarmierung der Beton unbedingt als gerissen angenommen werden. Andererseits liessen die anfänglichen heftigen Druckercheinungen darauf schliessen, dass ein gewisser Bergdruck bleibend wirksam sein musste, dessen entlastende Wirkung aus wirtschaftlichen Gründen nicht vernachlässigt werden durfte. Auf der Grundlage $E_F = 0$ und Beton gerissen muss die Gunitarmierung nach der Kesselformel auf den vollen Innendruck bemessen werden; so würde z. B. mit $\sigma_{e \text{ zul}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ eine Armierung $F_e = \frac{110 \times 2,5}{1400} = 0,2 \text{ cm}^2/\text{cm}$ notwendig. Nach dem Diagramm

des Bildes 3 hingegen wird bei einer Entlastung äquivalent einem $E_F = 10\,000 \text{ kg/cm}^2$ eine halb so starke Armierung von $F_e = 0,1 \text{ cm}^2/\text{cm}$ nur mit rd. 430 kg/cm^2 beansprucht. Aus diesen rechnerischen Ueberlegungen geht hervor, dass eine Mitwirkung des Gebirges an der Uebernahme des Innendruckes nicht nur erlaubt, die Gunitarmierung beträchtlich schwächer vorzusehen, sondern dass sie zugleich die Gewähr bietet, dass die Armierung nur kleinen Beanspruchungen und damit der Gunit selbst um so weniger der Rissgefahr ausgesetzt wird. Die Hauptaufgabe der Gunitarmierung ist also nicht die, einen grossen Teil des Innendruckes zu übernehmen, sondern sie soll den Gunitmantel vor Rissen schützen und damit die Wasserverluste verunmöglichen.

Ein rechnerischer Nachweis der tatsächlichen Mitwirkung des Gebirges an der Uebernahme des Innendruckes kann nur auf Grund gemessener Dehnungen durchgeführt werden, welche die Unterlagen für die Bemessung der Gunitarmierung und für die Berechnung der Beanspruchungen an die Hand geben.

Im aufgegebenen ersten Vortrieb Mulegn Süd stand der Bauleitung ein günstiger Versuchstollen für die Vornahme von Abpressversuchen mit Dehnungsmessungen frühzeitig zur Verfügung. In Anbetracht der Länge der Gunitstrecke in druckhaftem Tonschiefer entschloss sie sich, solche Versuche durchzuführen, über deren Aufbau und Ergebnisse in der Folge berichtet werden soll.

II. Abpressversuche mit Dehnungsmessungen

a) Abpressversuche in der Kammer A

Die Versuchskammer A wurde im Abschnitt der Tonschiefersackung des aufgegebenen ersten Vortriebes in den ausgekleideten Teil des Druckstollens eingebaut. Nicht unwichtig für die Beurteilung der Versuchsergebnisse ist die Feststellung, dass die Versuchsabpressungen genau zwei Jahre nach Ausbruch und Betonierung des Stollens ausgeführt wurden. Im Bild 5 ist die Kammer mit ihren Abmessungen und ihrer Aufteilung in die vier Abschnitte darge-

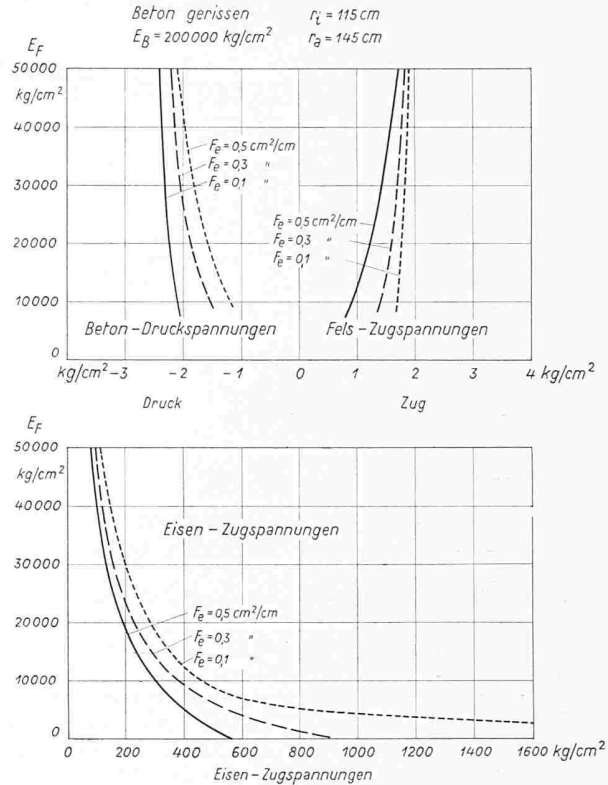


Bild 4. Spannungen für einen Innendruck $p_i = 2,5 \text{ atü}$

stellt. Die Abschnitte a bis c wurden mit einem 5 cm starken Gunitmantel verschiedener Armierung ausgekleidet, während der Abschnitt d nur einen 2 cm starken Handverputz erhielt. Der Messquerschnitt I mit den Messuhren Nr. 1 und 2 wurde im Abschnitt b, der Messquerschnitt II mit den Messuhren Nr. 3 und 4 im Abschnitt c angeordnet.

Aufbau und Durchführung der Abpressversuche lehnten sich an diejenigen der Dehnungsmessungen im Druckstollen Lucendro an. Die verwendeten Messinstrumente wurden seit den Versuchen in Lucendro konstruktiv weiterentwickelt, sind aber im Prinzip ähnlich.

Die vier Versuche wurden mit folgenden Innendrücken mit anschliessender totaler Entlastung durchgeführt:

1. Versuch: $p_{i \text{ max}} = 2,5 \text{ atü}$
2. » » = 3,0 bzw. 4,5 atü
3. » » = 5,4 atü
4. » » = 5,5 bzw. 7,0 atü

Bild 6 veranschaulicht den zeitlichen Verlauf des Innendruckes und der Durchmesserdehnungen des 2. Versuches. Im Diagramm des Bildes 6 sowie in denjenigen der übrigen drei Versuche zeigten die Dehnungen während der Zeit der Maximaldrücke keine rückläufige Bewegung und klangen mit den Entlastungen bis auf ihre Ausgangswerte ab. Auf Grund dieser Feststellung kam man zum wichtigen Schluss, dass kein entlastender Aussendruck infolge Durchsickerung des Druckwassers wirkte. Die Messuhr Nr. 3 wurde für den 3. und 4. Versuch im Kammerabschnitt d horizontal eingebaut, so dass eine Gesamtauswertung aller vier Versuche nur für den Messquerschnitt I möglich war.

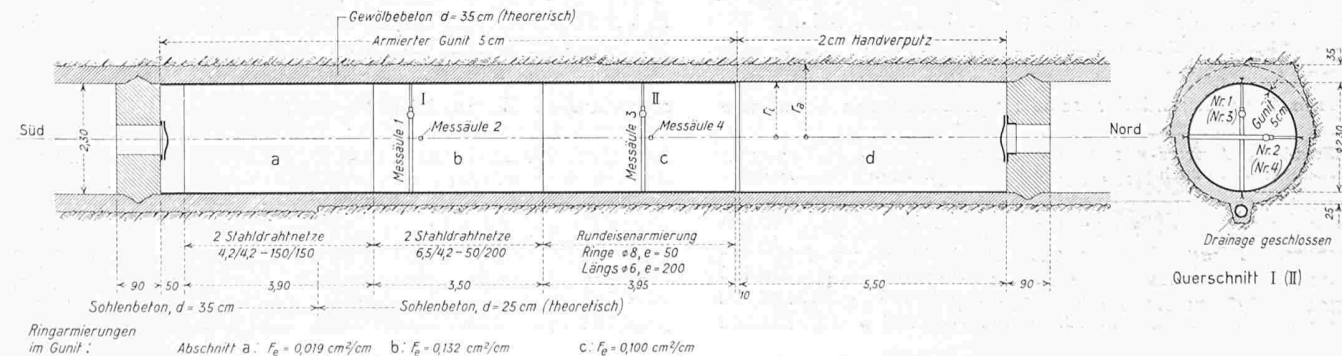


Bild 5. Versuchskammer A in druckhafter Tonschiefer-Sackungsmasse, 1:150

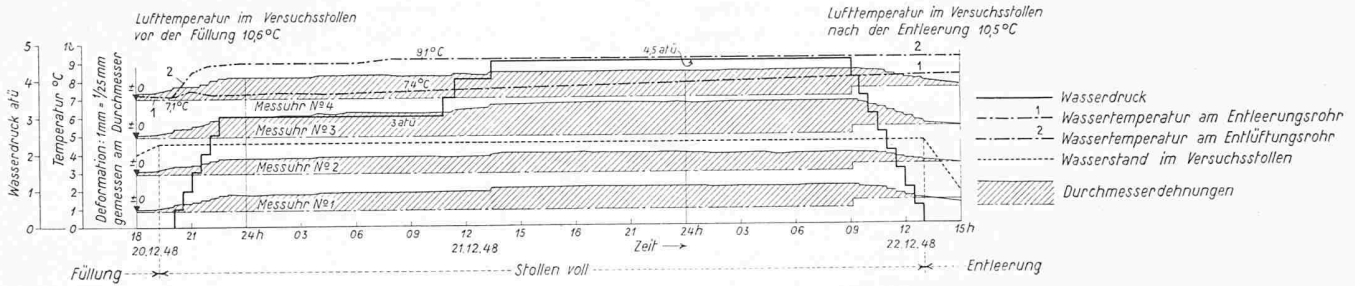


Bild 6. Abpressversuch in der Kammer A

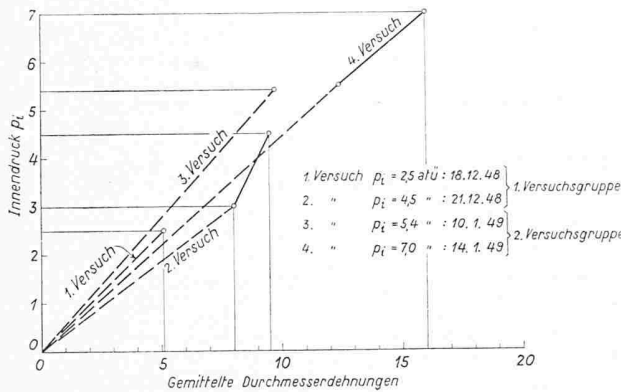


Bild 7. Gemittelte Durchmesserdehnungen (Uhren 1 und 2) im Messquerschnitt I in 1/100 mm

Die im Messquerschnitt I gemessenen Durchmesserdehnungen sind im Bild 7 in Funktion des Innendruckes aufgetragen als gemittelte Werte der Messuhren Nr. 1 und 2. In erster Linie muss auffallen, dass die gemessenen Dehnungen in Anbetracht der Felsqualität sehr klein sind. Ferner ist bezeichnend, dass die ersten Versuche jeder Versuchsgruppe kleinere Dehnungen anzeigen als die zweiten Versuche und dass ausserdem die Dehnungen der 2. Versuchsgruppe im allgemeinen relativ kleiner ausgefallen sind als diejenigen der 1. Versuchsgruppe. Aus diesen Erscheinungen kann geschlossen werden, dass die plastischen Verformungen des Gebirges bei rasch aufeinander folgenden Druckanstiegen sich überlagern, dass andererseits das Zeitintervall von rund drei Wochen vollauf genügt, um die Verformungen der 1. Versuchsgruppe durch den Bergdruck rückgängig zu machen.

Mit den gemessenen Dehnungen wurden die scheinbaren Verformungsmoduli V_F und die Beanspruchungen nach der zitierten Berechnungsmethode rückwärts berechnet. Sie sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

Die berechneten Verformungsmoduli V_F des Gebirges sind relativ gross; ihre verschiedenen Werte entsprechen der Streuung der Dehnungen. Nimmt man im Bild 6 beispielsweise den Strahl des 4. Versuches als mittlere Dehnungslinie an, so ergibt sich hieraus ein einheitlicher Verformungsmodul $V_F = 125\,000\text{ kg/cm}^2$. Dieser Wert entspricht bestimmt nicht dem wirklichen Verformungsmodul der versackten gefügelosen Tonschiefer; seine unwahrscheinliche Grösse ist bedingt durch die Mitwirkung des Gebirgsdruckes, deshalb die Bezeichnung «scheinbarer» Verformungsmodul.

Die Verhältniszahl $\sigma_r^F : p_i$ der Tabelle 1 ist fast gleich gross wie das Verhältnis der Abmessungen $r_i : r_a = 110 : 145 = 0,76$. Der volle Innendruck $p_i = 2,5\text{ kg/cm}^2$ auf den Fels übertragen müsste eine radiale Felspressung $\sigma = 2,5 \times 0,76$

= 1,90 kg/cm² hervorrufen, die sich infolge der geringen Mitwirkung der Armierung auf 1,85 kg/cm² reduziert. Das bedeutet, dass das Gebirge dank seinem Druck den Innendruck fast 100 %ig übernimmt. Wie gross dieser Gebirgsdruck in Wirklichkeit ist, kann mit Sicherheit nicht gesagt werden; sein absoluter Wert kann praktisch nicht gemessen werden.

Die Beanspruchungen der Gunitarmierung der Tabelle 1 veranschaulichen deutlich den günstigen Einfluss des Gebirgsdruckes. Die Zugspannung des Eisens beträgt für $p_i = 7,0\text{ kg/cm}^2$ nur 153 kg/cm², während sie unter der Annahme $V_F = 0$ schon für $p_i = 2,5\text{ kg/cm}^2$ (Betriebsdruck) die Streckgrenze erreicht, bei welcher auch der Gunitmantel unweigerlich reissen müsste. In den Abschnitten a, b und c der Kammer A konnten nach den Abpressversuchen im Gunit keine Risse festgestellt werden. Dass mit gerissenem Beton gerechnet werden musste, bestätigte die schon bei 4,5 atü festgestellte Klaffung der talseitigen Arbeitsfuge zwischen Sohlen- und Gewölbeton des Kammerabschnittes d ohne Gunit. Die Arbeitsfugen der Sohle und des Gewölbeschlusses bedeuten bekanntlich stets die schwachen Stellen der Betonverkleidung mit geringer Zugfestigkeit.

Nachstehend seien die Schlussfolgerungen zusammengefasst, die auf Grund der Ergebnisse der beschriebenen Abpressversuche mit Dehnungsmessungen gezogen werden konnten:

Der während des Vortriebes heftig in Erscheinung tretende Bergdruck der versackten Tonschiefer bleibt trotz dem Abklingen der Druckerscheinungen weiterhin wirksam und reagiert sofort in günstigem Sinne auf die plastischen Deformationen, die durch die jeweiligen Anstiege des Innendruckes ausgelöst werden, indem er diese rasch wieder rückgängig macht und damit das an die Betonverkleidung satt anschliessende Gebirge sukzessive verfestigt, d. h. mit der Zeit verbessert. Er bedeutet eine grosse Entlastung der Stollenauskleidung, so dass er bei der Dimensionierung der Gunitarmierung berücksichtigt werden darf und sollte.

Die Gunitarmierung des Druckstollens Tiefencastel wurde gestützt auf die Resultate der Abpressversuche in der Strecke der druckhaften Tonschiefer für den vollen Innendruck $p_i = 2,5\text{ kg/cm}^2$ mit $\sigma_{e\text{zul}} = 2000\text{ kg/cm}^2$ berechnet. Die tatsächlichen Zugspannungen der Eisen betragen nach Massgabe der Dehnungen des Messquerschnittes II nur rund 60 kg/cm².

Nach der ersten Betriebsabstellung des Druckstollens konnten im Gunit keine Risse festgestellt werden. Die Einsparung in der Gunitarmierung war somit gerechtfertigt.

b) Abpressversuche in der Kammer B

Diese Versuchskammer wurde in der Strecke der standfesten Tonschiefer in den ausgekleideten Stollenabschnitt des aufgegebenen ersten Vortriebes Mulegn Süd eingebaut. Die

Tabelle 1. Auf Grund der gemessenen Dehnungen berechnete Beanspruchungen ($E_B = 200\,000\text{ kg/cm}^2$)

Messquerschnitt	Abpressversuch	Innendruck p_i atü	Halbmesserdehnungen	Verformungsmoduli V	Gunitarmierung			Fels σ_r^F	Verhältnis $\sigma_r^F : p_i$
					F_e	$\sigma_e (V_F)$	$\sigma_e (V_F = 0)$		
		kg/cm ²	cm	kg/cm ²	cm ² /cm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ² Druck	
I	1.	2,5	0,00255	143,500	0,132	49	2080	1,85	0,74
	2.	4,5	0,00475	138,000	0,132	91	3750	3,33	0,74
	3.	5,4	0,00485	168,000	0,132	92	4500	4,00	0,74
	4.	7,0	0,00800	125,000	0,132	153	5830	5,15	0,74
II	1.	2,5	0,00320	111,500	0,100	61	2750	1,86	0,74
	2.	4,5	0,00683	91,500	0,100	132	4950	3,33	0,74

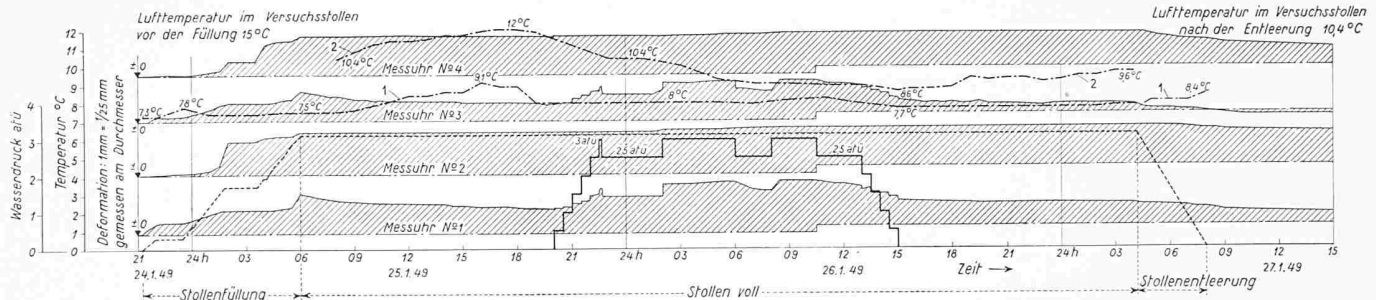


Bild 8. Abpressversuch in der Kammer B. Legende siehe bei Bild 6

Versuche in dieser Kammer sollten Aufschluss geben über den Elastizitätsmodul dieser Tonschiefer. Die Anordnung der Versuche war prinzipiell die gleiche wie in der Kammer A. In der Kammer B wurde von einer armierten Gunitauskleidung abgesehen und der Beton nur mit einem 2 cm starken Handverputz versehen. Die Dehnungen des lichten Durchmessers wurden auch hier in zwei Messquerschnitten I und II mittels je einer vertikalen und horizontalen Teleskopröhre als Uhrenträger gemessen.

Die Abpressversuche in dieser Kammer wurden aufgeteilt in drei Versuche mit 3,0, 3,5 und 4,5 atü Innendruck. Im Bild 8 ist der zeitliche Verlauf des 1. Versuches mit Innendruck 3,0 atü aufgetragen. Dieses Bild ist aufschlussreich, denn es zeigt sehr ausgesprochen den Einfluss der Temperaturunterschiede und weist damit auf die Unterlassungsfehler hin, die bei der Vornahme der ersten Dehnungsmessungen gerne unterlaufen und die erst durch die Auftragung und Auswertung der Diagramme aufgedeckt werden. Darum sei auf den grossen Vorteil hingewiesen, den die fortlaufende graphische Auftragung der Messergebnisse mit fortschreitenden Versuchen bietet, da in den Diagrammen ungünstige Einflüsse sofort bemerkt und in der weiteren Versuchsanordnung ausgeschaltet werden können.

Im Druck-Dehnungsdiagramm des Bildes 8 treten die scheinbaren Dehnungen infolge der Abkühlung der Teleskopröhren durch das kältere Füllwasser gut in Erscheinung. Im Moment der vollständigen Füllung sollten alle vier Uhren theoretisch die gleichen Dehnungen anzeigen. An den horizontalen Uhren Nr. 2 und 4 wurden aber grössere Dehnungen abgelesen, die bis zum Beginn des Druckanstieges fast gleich blieben, während die Dehnungen der Uhren Nr. 1 und 3 im Zeitraum zwischen Füllung und Druckanstieg entsprechend der langsamen Erwärmung des Wassers zurückgingen. Dieses unterschiedliche Verhalten der Temperaturdehnungen erklärt sich einmal durch die Tatsache, dass die Tonschiefer parallel zur Schieferung auf Temperaturunterschiede mehr reagieren als senkrecht zu derselben. Im Versuchsstollen streicht die Schieferung des Tonschiefers senkrecht zur Stollenaxe und fällt wenig nach Süden, so dass sich dieser Einfluss auswirken kann. Zudem ist zu beachten, dass der Beton bis über die Höhe der Stollenaxe normalerweise satt am Fels anliegt, so dass sich eine Abkühlung des Betons gut auf den Fels fortpflanzt. Die Haftfestigkeit zwischen Beton und Fels genügt, um den Beton zu zwingen, die Dehnungen des Felsens mitzumachen. Andererseits war auf Grund der grossen vertikalen Dehnungen anzunehmen, dass im Stollenscheitel zwischen Beton und Fels ein Hohlraum bestehen musste, der einen Temperatureaustausch in dieser Richtung unterband.

Im Zeitpunkt des ersten Druckanstieges hatte sich der Temperatureausgleich zwischen Wasser, Beton und Fels noch nicht vollständig ausgewirkt, denn die horizontalen Dehnungen zeigten nach der Entlastung immer noch Tendenz zur Zunahme. Ferner ist zu beachten, dass wegen Undichtheit der Abschlusszapfen für den Druckanstieg relativ viel Wasser nachgepumpt werden musste. Dieses kalte Wasser hat die Messung der Dehnungen beim Druckanstieg ungünstig beeinflusst.

Alle diese scheinbaren Dehnungen infolge der Temperaturunterschiede müssen genau erfasst und berücksichtigt werden, damit die Dehnungen infolge Druckanstieg auf ihre wahren Werte berichtigt werden können. Einfacher und sicherer gelangt man zu den gesuchten Dehnungen, indem man anhand der fortlaufenden graphischen Auftragungen sich vergewissert, wann der Temperatureaustausch sich voll ausge-

wirkt hat, und erst dann mit den Drucksteigerungen beginnt. Muss für dieselben kaltes Wasser nachgepumpt werden, so sind die Drucksteigerungen zeitlich so zu beschränken, dass der Temperatureausgleich nicht wieder gestört wird. Wie man aus dem Bild 8 ersieht, können die scheinbaren Dehnungen infolge Temperatureinflüssen Werte erreichen, die die gesuchten Dehnungen übersteigen. Die scharfe Trennung zwischen scheinbaren und wirklichen Dehnungen muss darum dauernd beachtet werden, will man nicht am Ende der Versuche mit Bemühung feststellen, dass die gemessenen Dehnungen nicht richtig beurteilt und deshalb auch nicht schlüssig verwertet werden können.

In den drei Versuchen der Kammer B wurden folgende Durchmesserdehnungen in $\frac{1}{100}$ mm gemessen:

Versuch	Innendruck p_i kg/cm ²	Messquerschnitt I		Messquerschnitt II	
		Uhr Nr. 1	Uhr Nr. 2	Uhr Nr. 3	Uhr Nr. 4
1.	3,0	14,7	2,2	12,8	2,0
2.	3,5	21,0	1,0	18,2	1,0
3.	4,5	22,0	0,0	19,0	3,0

Die vertikalen Dehnungen beider Messquerschnitte sind für ein standfestes Gebirge sehr gross. Berechnet man aus den Vertikaldehnungen der Uhr Nr. 1 für die drei Versuche die maximalen tangentialen Betonzugspannungen, so ergeben sich mit angenommenem $E_B = 200\,000$ kg/cm² die folgenden Werte:

- 1. Versuch $p_i = 3,0$ kg/cm² : $\sigma_t^B = 12,7$ kg/cm²
- 2. Versuch $p_i = 3,5$ kg/cm² : $\sigma = 18,0$ kg/cm²
- 3. Versuch $p_i = 4,5$ kg/cm² : $\sigma = 18,8$ kg/cm²

Die Betonzugspannungen des 2. und 3. Versuches nähern sich schon der Zugfestigkeit des Betons. Kommen hierzu noch fast ebenso grosse Zugspannungen infolge Temperatureabnahme, so musste der Beton mindestens in den Arbeitsfugen reissen. Tatsächlich wurde nach der Entleerung des 3. Versuches festgestellt, dass sich die Arbeitsfugen des Scheitelsschlusses geöffnet hatten. Rechnet man auf Grund der Vertikaldehnungen die Elastizitätsmoduli E_F^v für die drei Versuchsdrücke rückwärts aus, so kommt man in allen drei Fällen zum Resultat $E_F^v = 0$. Die rechnerische Auswertung der gemessenen Dehnungen hat somit das Bestehen eines Hohlräume zwischen Beton und Fels im Stollenscheitel aufgedeckt. Infolge Zeitmangel konnten die Scheitelinjektionen im Versuchsstollen nicht vollständig durchgeführt werden, woraus sich das Bestehen des Hohlräume gut erklärt.

Wegen der störenden Einflüsse des nicht abgeschlossenen Temperatureausgleiches und des Hohlräume im Gewölbescheitel können weder die horizontalen noch die vertikalen Durchmesserdehnungen dazu dienen, einen Elastizitätsmodul des Gebirges zu berechnen oder eine entlastende Wirkung eines Bergdruckes nachzuweisen. Die in der Kammer B ausgeführten Dehnungsmessungen haben somit ihren Zweck nicht erfüllt. Wenn sie trotzdem beschrieben wurden, so geschah dies in der Absicht, die hierbei gemachten Erfahrungen austauschen zu können.

In der vorstehenden Abhandlung wurden die Versuche der Dehnungsmessungen im Druckstollen des Juliawerkes Tiefencastel im Hinblick auf deren Auslegung und Auswertung ausführlicher behandelt. In einer späteren Fortsetzung soll über die Resultate der im Druckstollen des Juliawerkes Marmorera ausgeführten Dehnungsmessungen berichtet werden.

Adresse des Verfassers: Dipl. Ing. R. Vonplon, Bureau für Wasserkraftanlagen der Stadt Zürich, Zürich.