

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 77/78 (1921)
Heft: 21

Artikel: Theoretische Betrachtungen zum Problem des Druckstollenbaues
Autor: Mühlhofer, Ludwig
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-37352>

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: 06.01.2025

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

INHALT: Theoretische Betrachtungen zum Problem des Druckstollenbaues. — Abwärme-Verwertung. — Formzertrümmerung. — Rechenschieber System Rieger für Eisenbeton-Ingenieure. — Feuilleton: Von der XXXVI. Generalversammlung der G. E. P. vom 3. bis 5. September 1921 im Tessin. — Miscellanea: Laufkrane mit Ward-Leonard-Antrieb. Die Schweizerische Lokomotiv- und Maschinen-Fabrik Winterthur. Péroles-

brücke in Freiburg. Bündner Kraftwerke. Die VII. Internationale Ausstellung für Luftschiffahrt in Paris. — Nekrologie: Rudolf Escher. — Vereinsnachrichten: Gesellschaft ehemaliger Studierender der G. e. P. Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. Stellenvermittlung. — Tafel 9: Altes Städtchen Baschi in der Umbria. — Tafel 10: Castello bei San Mamette am Luganersee.

Band 78.

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

Nr. 21.

Theoretische Betrachtungen zum Problem des Druckstollenbaues.

Von Ing. Ludwig Mühlhofer, Innsbruck

bei der Bauunternehmung Innerebner & Mayer, vorm. J. Riehl¹⁾

Anknüpfend an die „Schlussfolgerungen“ des Experten-Gutachtens über den Ritomstollen,²⁾ das bekanntlich die Hauptursache für die in der Betonauskleidung aufgetretenen Risse in der Nachgiebigkeit der Gesteinshülle erblickt, berichtete Professor Ing. K. E. Hilgard in einem an dieser Stelle erschienenen Aufsätze über die im Zuge der Catskill-Wasserleitung zur Ausführung gelangten Druckstollenbauten.³⁾

Was den von Hilgard hervorgehobenen *Druckstollen unter dem Hudsonfluss*, bezw. den unter der Stadt New-York und dem Eastriver hindurch nach Brooklyn führenden Stollen, neben der bedeutenden Länge und der ansehnlichen Grösse des durchwegs kreisförmig gestalteten Profiles besonders auszeichnet, ist der beträchtliche Betriebsdruck von 450 m Wassersäule im ersten, bezw. 260 m im zweiten Falle. Beim erstgenannten Bauwerke sind, wie der Autor bemerkt, anscheinend keinerlei Gebrechen eingetreten, während beim zweiten infolge des Ausweichens des Gebirges im Beton Risse entstanden, die jedoch durch eine Auskleidung mit dünnem Kupferblech unter verhältnismässig geringem Kostenaufwand abgedichtet werden konnten. Prof. Hilgard führt dieses Ergebnis in erster Linie auf die in ausgiebiger Weise durchgeführten Zementinterpressungen zurück, die beim erstgenannten Tunnel, wo Schäden nicht eintraten, unter einem Drucke von 50 at, beim anderen hingegen, wo sich Risse zeigten, unter einem solchen von 6 bis 21,5 at vorgenommen wurden.

Es unterliegt keinem Zweifel, dass Zementinjektionen von grösster Bedeutung für den gesicherten Bestand eines Druckstollens sind, denn erst durch sie wird jener satte Anschluss des Mauerwerkes an das Gebirge erzielt, der die Voraussetzung für die entlastende Mitwirkung des letztgenannten bildet. Dennoch muss das befriedigende Verhalten des nicht armierten, 0,40 m bis 0,60 m starken Betonmauerwerkes des Hudson-Druckstollens als in hohem Grade überraschend erscheinen, wenn man die weit weniger günstigen Erfahrungen zum Vergleiche heranzieht, die an andern Orten mit nicht armierten Druckstollen und Druckschächten gemacht wurden.

Der in letzter Zeit wiederholt genannte *Ritom-Stollen*, dessen Profil allerdings von der am günstigsten wirkenden Kreisform nicht unwesentlich abweicht, wurde trotz vorgenommener Mörtelinjektionen schon unter einem Innendruck von 4,4 at undicht.⁴⁾

Der einen ovalen Querschnitt aufweisende *Druckstollen des Kraftwerkes D'Albertville* am Doron zeigte bei einem grössten Betriebsdruck von 8 at zahlreiche Risse und musste durch nachträgliches Einbetonieren eines eisernen Futterrohres gedichtet werden.⁵⁾

Der *Sand-Creek Syphon* der Wasserleitung von Los Angeles, als Druckstollen mit kreisförmigem Querschnitt in festem Granitgebirge ausgeführt, konnte, obgleich Zementinterpressungen mit 14 at Druck durchgeführt worden waren, nicht einmal bis zu seiner vollen Druckhöhe (140 m) gefüllt werden, da sich so viele Risse bildeten, dass alles zu-

flussende Wasser sogleich wieder entwich; dieses Bauwerk wurde gänzlich aufgelassen und durch eine eiserne Rohrleitung ersetzt.¹⁾

Bei dem gleichfalls durch Granit führenden, mit kreisförmigem Profil sorgfältig hergestellten *Druckschacht des Biaschina-Werkes*, der unter einem Betriebsdruck von 18 at arbeitet, haben sich zahlreiche Risse gezeigt, die schliesslich durch geteerte Jutestreifen abgedichtet werden konnten.

Wenn man von den genannten Druckstollen der Catskill-Wasserleitung und den bei ihnen aufgetretenen verhältnismässig geringen Gebrechen absieht, so finden sich nirgends in der Literatur Druckstollen oder (ungepanzerte) Druckschächte angeführt, die bei einem grösseren Drucke als 7 at im Betriebe stehen und keinerlei Mängel zeigen. So haben sich bewährt: Der Druckschacht des Kraftwerkes Lend der Aluminium-Industrie A.-G. Neuhausen (Innendruck: 6,5 at) und der Druckschacht des Töllwerkes der Städte Bozen und Meran (Innendruck: 6,9 at). Beide besitzen kreisförmigen Querschnitt und haben laut Angabe der Werkeigentümer im Verlaufe ihres 30jährigen, bezw. 23jährigen Bestandes keinen Anlass zu Klagen gegeben.

Die Ursache des gegensätzlichen Verhaltens der Druckstollen der Catskill-Wasserleitung liegt nun zweifellos darin, dass diese Stollen, die als Düker unter den zahlreichen, sie kreuzenden breiten Flusstälern hindurchführen, zum Unterschiede von den anderen genannten Bauwerken, im Grundwasser liegen, also auch unter einem *äusseren Wasserdruck* stehen²⁾, wodurch eine Herabminderung der Zuganstrengungen des Stollenmauerwerkes, und damit dessen teilweise Entlastung erfolgt, was umso mehr ins Gewicht fällt, als ja die Zugfestigkeit des Betons eine verhältnismässig geringe ist.

Für den Hudson-Tunnel z. B. beträgt der Aussendruck, seiner Tiefenlage unter dem Hudsonflusse entsprechend, 335 m Wassersäule.

Im Nachfolgenden soll nun auf die theoretische Seite des Problems eingegangen werden, wobei wir den Fall des letztgenannten Stollens als Beispiel heranziehen wollen. Durch Zergliederung der gewonnenen Ergebnisse wird sich Gelegenheit geben, den hervorragenden Einfluss des Grundwasserdruckes festzustellen, und Schlüsse über die grössten, zulässigen Druckhöhen zu ziehen, bis zu denen nicht armierte, nicht im Grundwasser gelegene Druckstollen von kreisförmigem, also dem in statischer Hinsicht am günstigsten wirkenden Querschnitt noch mit befriedigender Sicherheit ausgeführt werden können.

Die vorgelegte Aufgabe ist grundsätzlich dieselbe, wie sie beim Druckschachtbau zur Erörterung steht, und vor kurzem auch hier behandelt wurde.³⁾ Wir schlagen hierbei denselben Weg der Berechnung ein, den der Verfasser an anderer Stelle für die Berechnung gepanzerter und ungepanzelter Druckschächte verwendete.⁴⁾

Von der Berücksichtigung einer Zone gerissenen Gebirges⁵⁾ möge hierbei abgesehen werden, da es sich zeigen wird, dass die im Hinblick auf das Stollenmauerwerk zulässigen Druckhöhen relativ klein sind, sodass bei gutem,

¹⁾ „Engineering Record“, Bd. 67, Nr. 23, New-York 1913.

²⁾ A. Ludin, „Die Wasserkräfte“, II. Bd., Berlin 1913; „Handbuch für Eisenbetonbau“, XIV. Bd., Berlin 1912; „Engineering Record“, Bd. 67, Nr. 23, und Bd. 69, Nr. 9, New-York 1913, bezw. 1914.

³⁾ J. Büchi, Zur Berechnung von Druckschächten, Bd. LXXVII, Nr. 6, 7, 8 (Februar 1921).

⁴⁾ L. Mühlhofer, Die Berechnung kreisförmiger Druckschachtprofile unter Zugrundelegung eines elastisch-nachgiebigen Gebirges, „Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architektenvereins“, 73. Jahrgang, Heft 15, 24/25, 26/27, Wien 1921.

⁵⁾ Vergl. die beiden vorgenannten Druckschacht-Studien.

¹⁾ Manuskript eingegangen am 31. März d. J. Red.

²⁾ Bd. LXXVI, Nr. 15 und 16 (Oktober 1920). [Nähere Mitteilungen anhand des Gutachtens sollen demnächst erfolgen. Red.]

³⁾ Bd. LXXVI, Nr. 19 vom 6. November 1920 (Seite 216).

⁴⁾ Bd. LXXVI, Nr. 2 vom 10. Juli 1920, (Seite 19).

⁵⁾ „Congrès de la houille blanche“, 2. Bd., Grenoble 1902.

nicht etwa schon von Anbeginn an zerklüfteten Gestein, mit der Bildung von Felsrissen nicht gerechnet zu werden braucht. Mit Benützung der Angaben des eingangs erwähnten Aufsatzes führen wir folgende Werte und Bezeichnungen ein:

- Lichtweite des kreisförmigen Tunnels : $2a_1 = 4,50$ m
- Wandstärke der Betonauskleidung : $\delta = 0,40$ bis $0,60$ m
- Innendruck (Betriebsdruck) : $p = 45,0$ kg/cm²
- Aussendruck (Grundwasserdruck) : $p_w = 33,5$ kg/cm²

Im übrigen legen wir unseren Betrachtungen folgenden Gedankengang zu Grunde: Die Stollenmauerung stellt eine dickwandige, elastische Röhre dar, die in einer gleichfalls elastischen Grundmasse, dem Gebirge, eingebettet ist, wobei infolge der vorgenommenen Zement einspritzungen ein vollkommen sattes Anliegen des Betons an den Felsen vorausgesetzt werden darf. Die Gesteinshülle können wir gleichfalls als eine Röhre auffassen, deren Wandstärke jedoch, verglichen mit der Stärke der Betonauskleidung, unendlich gross ist. Tatsächlich besteht auch zwischen dem Spannungsverlaufe in einer unendlich ausgedehnten, gelochten Scheibe, die von innen her in radialer Richtung beansprucht wird, und dem in einer ebenso belasteten Röhre von nur 50 m Wandstärke, welch' letztere in Gestalt der Stollenüberlagerung in der Regel vorhanden ist, so gut wie gar kein Unterschied.

Infolge eines inneren Ueberdruckes sucht sich die Betonröhre unter Beibehaltung der Kreisform zu erweitern, wird aber darin durch das angrenzende Gebirge gehindert, weshalb an der Grenze der beiden Materialien [(1) = Beton, (2) = Gebirge] eine radial gerichtete Druckspannung geweckt wird, die wir mit p_{12} bezeichnen wollen. Das elastische Verhalten des Betons, bzw. des Gebirges wird hierbei durch die Elastizitätsmoduli E_1 und E_2 , ferner durch die Poissonzahlen m_1 und m_2 , bestimmt (Abbildung 1).

Aus der Erwägung heraus, dass Beton und Gebirge auch nach der elastischen Erweiterung der Tunnelröhre in Kontakt bleiben werden, folgt die Beziehung, dass die elastische Verschiebung eines auf der Grenzlinie der beiden Materialien gelegenen Punktes für beide Materialien denselben Wert annehmen muss. Diese Beziehung ermöglicht es uns auch, die bisher noch unbekannte Druckspannung p_{12} zu berechnen.

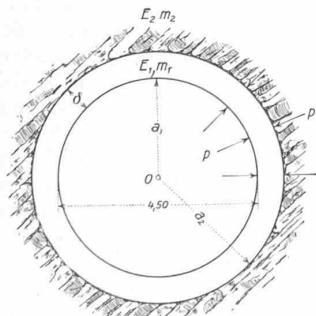


Abb. 1.

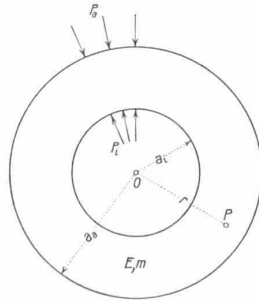


Abb. 2.

Unter Bezugnahme auf Abbildung 2 und die daselbst eingetragenen Bezeichnungen, lässt sich bei Vernachlässigung der Axialspannungen, also bei Behandlung des Problems als ebenes, die radiale Verschiebung ϱ eines beliebigen Punktes P (mit dem Abstand r von der Rohraxo o) einer dickwandigen Röhre, die von innen und aussen mit den Drücken P_i und P_a belastet wird¹⁾, ausdrücken wie folgt:

$$\varrho = \frac{a_i^2}{r} \cdot \frac{1}{E \cdot m} \cdot \frac{\left(\frac{a_a}{a_i}\right)^2}{\left(\frac{a_a}{a_i}\right)^2 - 1} \times \left[\left[(m+1) + \left(\frac{r}{a_i}\right)^2 \cdot (m-1) \right] \cdot P_a - \left[- \left[(m+1) + \left(\frac{r}{a_a}\right)^2 \cdot (m-1) \right] \cdot P_i \right] \right] \quad (1)$$

¹⁾ A. Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, III. Bd., S. 321, Leipzig 1918.

Da wir im Folgenden Zugspannungen als negativ und Druckspannungen als positiv in Rechnung stellen wollen, bedeutet ein negativer Wert von ϱ eine Verlängerung, ein positiver hingegen eine Verkürzung.

Zunächst wenden wir Gl. (1) auf den Aussenrand des Betonrohres an, weshalb wir zu setzen haben:

$$\begin{aligned} a_i &= a_1 & E &= E_1 \\ a_a &= a_2 & m &= m_1 \\ r &= a_2 & P_i &= p \end{aligned}$$

$$P_a = p' = p_{12} + p_w \text{ (elast. Gegendruck des Gebirges + Grundwasserdruck)} \quad (2)$$

Mit der weiteren Einführung von

$$k_1 = \frac{a_2}{a_1} \dots \dots \dots (3)$$

erhalten wir dann die Längenänderung des Aussenhalbmessers a_2 mit

$$\varrho_2' = - \frac{1}{E_1} \cdot \frac{1}{k_1^2 - 1} \cdot a_2 \times \left\{ 2p - \left[\frac{m_1 + 1}{m_1} + \frac{m_1 - 1}{m_1} \cdot k_1^2 \right] \cdot (p_{12} + p_w) \right\} \quad (4)$$

Ebenso gehen wir für den Innenrand des Gebirges vor, wobei wir folgende Sonderwerte einzuführen haben:

$$\begin{aligned} a_i &= a_2 & E &= E_2 \\ a_a &= \infty & m &= m_2 \\ r &= a_2 & P_a &= 0 \\ P_i &= p_{12} \text{ (elast. Gegendruck des Gebirges; der Grundwasserdruck kommt hier nicht in Betracht, da wir uns das Gebirge ganz mit Wasser gesättigt denken).} \end{aligned}$$

Damit erhalten wir eine zweite Gleichung für die Längenänderung des Halbmessers a_2 , und zwar:

$$\varrho_2'' = - \frac{1}{E_2} \cdot \frac{m_2 + 1}{m_2} \cdot a_2 \cdot p_{12} \quad (5)$$

Da nun aber, wie wir oben ausführten, diese Längenänderungen einander gleich sein müssen, erhalten wir durch Gleichsetzung der Ausdrücke für ϱ_2' und ϱ_2'' eine weitere Gleichung, aus der wir nach einigen Umformungen den elastischen Gegendruck des Gebirges, p_{12} , finden mit

$$p_{12} = \frac{p - \left[\frac{k_1^2 - 1}{2} \cdot \frac{m_1 - 1}{m_1} + 1 \right] \cdot p_w}{(k_1^2 - 1) \cdot \frac{M}{2} + 1} \quad (6)$$

worin M eine Hilfsgrösse ist, gegeben durch den Ausdruck

$$M = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{m_2 + 1}{m_2} + \frac{m_1 - 1}{m_1} \quad (7)$$

Wie Gl. (6) zeigt, wird der elastische Gegendruck des Gebirges p_{12} gleich 0, wenn

$$k_1^2 = 2 \cdot \frac{p - p_w}{p_w} \cdot \frac{m_1}{m_1 - 1} + 1 \quad (8)$$

Mit den im untersuchten Falle vorliegenden Drücken $p = 45,0$ kg/cm² und $p_w = 33,5$ kg/cm², ferner mit Einführung von $m_1 = 10$ ergibt sich aus Gl. (8) $k_1^2 = 1,763$. Da die Wandstärke δ des Betons wegen Gl. (3) durch die Beziehung

$$\delta = a_1 \cdot (k_1 - 1) \quad (9)$$

gegeben ist, so folgt für den in Rede stehenden Stollen, dass bei einer Betonstärke von $\delta \geq 73,7$ cm eine elastische Mitwirkung des Gebirges nicht mehr eintritt. Die dem Grundwasserdrucke dargebotene Angriffsfläche ist dann schon so gross, dass keine Verlängerung, sondern eine Verkürzung des Halbmessers a_2 erfolgt, wodurch der Anlass für die Entstehung des Druckes p_{12} in Wegfall kommt. Bei einer Wandstärke von $\delta \geq 73,7$ cm wird die Betonauskleidung des Stollens daher wie eine frei verlegte Röhre beansprucht.

Der gesamte, auf die Betonröhre von aussen her wirkende Druck beträgt nach Gl. (2) und (6):

$$\begin{aligned} p' &= p_{12} + p_w = \\ &= \frac{p + \frac{k_1^2 - 1}{2} \cdot \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{m_2 + 1}{m_2} \cdot p_w}{(k_1^2 - 1) \cdot \frac{M}{2} + 1} \end{aligned} \quad (10)$$

Durch Anwendung der bekannten Gleichungen für die Berechnung dickwandiger Röhren¹⁾ können nunmehr für jeden Punkt P (im Abstand r von der Stollenaxe o) sowohl die in der Betonauskleidung, als auch im Gebirge auftretenden Spannungen ermittelt werden; bezeichnen wir mit σ_t die Tangential-, und mit σ_r die Radialspannungen, und berücksichtigen ferner, dass wir das Gebirge als eine Röhre von unendlich grossem Aussenradius betrachten, so nehmen die genannten Gleichungen folgende Form an:
 a) Für die Tunnelröhre:

$$\sigma_t = \frac{-r^2 \cdot (\rho - k_1^2 \cdot \rho') + a_2^2 \cdot (\rho' - \rho)}{r^2 \cdot (k_1^2 - 1)} \quad (11)$$

$$\sigma_r = \frac{-r^2 \cdot (\rho - k_1^2 \cdot \rho') - a_2^2 \cdot (\rho' - \rho)}{r^2 \cdot (k_1^2 - 1)} \quad (12)$$

b) Für das Gebirge:

$$\sigma_t = -\frac{a_2^2}{r^2} \cdot \rho_{12} \quad (13)$$

$$\sigma_r = +\frac{a_2^2}{r^2} \cdot \rho_{12} \quad (14)$$

In der Tunnelröhre erreichen die Spannungen ihren Höchstwert an der Stelle $r = a_1$, im Gebirge an der Stelle $r = a_2$.

Führen wir als Mass der Gesamtbeanspruchung des Materiales, wie dies in der Festigkeitslehre üblich ist, die „reduzierten“ Spannungen ein, so ergeben sich die Höchstanstrengungen wie folgt:

a) Für die Tunnelröhre ($r = a_1$):

$$\sigma_{11} = \sigma_t - \frac{\sigma_r}{m_1} = \frac{\left\{ \left[-\frac{m_1 + 1}{m_1} \cdot k_1^2 - \frac{m_1 - 1}{m_1} \right] \cdot \frac{M}{2} + \frac{m_1 - 1}{m_1} \right\} \cdot \rho}{(k_1^2 - 1) \cdot \frac{M}{2} + 1} + \frac{\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{m_2 + 1}{m_2} \cdot k_1^2 \cdot \rho_w}{(k_1^2 - 1) \cdot \frac{M}{2} + 1} \quad (15)$$

b) Für das Gebirge ($r = a_2$):

$$\sigma_{12} = \sigma_t - \frac{\sigma_r}{m_2} = \frac{-\frac{m_2 + 1}{m_2} \cdot \left\{ \rho - \left[\frac{k_1^2 - 1}{2} \cdot \frac{m_1 - 1}{m_1} + 1 \right] \cdot \rho_w \right\}}{(k_1^2 - 1) \cdot \frac{M}{2} + 1} \quad (16)$$

Nach dem zu den Gl. (6), (8) und (9) Ausgeführten, gelten die Gl. (15) und (16) für das von uns behandelte Beispiel nur so lang, als $\delta \geq 73,7$ cm ist. Eine Ausnahme bildet bloss der Sonderfall der frei verlegten Röhre, der in den beiden genannten Gleichungen mit enthalten ist; er ist dadurch ausgezeichnet, dass der Elastizitätsmodul E_2 des Gebirges den Wert ∞ annimmt. In diesem Falle behalten Gl. (15) und (16) für jeden beliebigen Wert der Wandstärke ihre Giltigkeit. σ_{12} , die Anstrengung des (nicht vorhandenen) Gebirges ergibt sich selbstverständlich zu 0 , während Gl. (15) die Sonderform annimmt:

$$\sigma_{11} = \frac{\left[-\frac{m_1 + 1}{m_1} \cdot k_1^2 - \frac{m_1 - 1}{m_1} \right] \cdot \rho + 2 k_1^2 \cdot \rho_w}{k_1^2 - 1} \quad (17)$$

Nach den frühern Darlegungen muss σ_{11} im behandelten Beispiel für Wandstärken $\delta \geq 73,7$ cm bei jeder Gebirgsbeschaffenheit nach Gleichung (17) berechnet werden.

Aus Gl. (17) folgt, dass σ_{11} für den untersuchten Stollen bei $k_1^2 = 2,314$ entsprechend einer Betonstärke $\delta = 117,3$ cm, gleich 0 wird. Bei einer Wandstärke $\delta > 117,3$ cm erhalten wir keine Zug-, sondern nur mehr Druckbeanspruchungen, was auf den dann eben überwiegenden Einfluss des Grundwasserdruckes zurückzuführen ist.

In Tabelle I sind die Werte σ_{12} nach Gl. (15) u. (17) für verschiedene Betonstärken δ und verschiedene Verhältnisse $\frac{E_1}{E_2}$ der Elastizitätsmoduli des Betons und des Gebirges

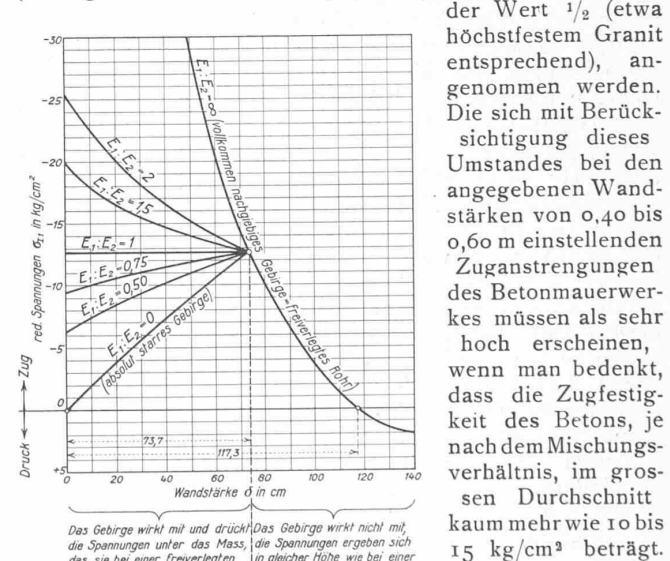
¹⁾ A. Föppl, Vorlesungen über technische Mechanik, V. Bd. S. 82, Leipzig 1907.

zusammengestellt. Neben dem oben genannten Sonderfalle der frei verlegten Röhre ($E_2 = \infty$, daher $\frac{E_1}{E_2} = 0$), wurde auch der Sonderfall des vollkommen starren Gebirges ($E_2 = 0$, daher $\frac{E_1}{E_2} = \infty$), berücksichtigt. Die Poissonzahlen für den Beton und für das Gebirge, m_1 und m_2 , hinsichtlich deren Grösse derzeit erst nur spärliche Angaben vorliegen, wurden hierbei mit 10 in Rechnung gestellt. In Abbildung 3 sind die Zahlwerte der Tabelle I auch noch graphisch dargestellt.

Tabelle I.

δ (cm)	$\frac{E_1}{E_2}$							Anm.
	∞	2,00	1,50	1,00	0,75	0,50	0	
	σ_{11} (in kg/cm ²)							
0	∞	-25,3	-19,0	-12,7	-9,5	-6,3	0	
20	-105,4	-20,1	-16,5	-12,7	-10,6	-8,4	-3,8	
40	-41,9	-16,5	-14,7	-12,7	-11,5	-10,2	-7,3	
60	-20,6	-14,0	-13,4	-12,7	-12,2	-11,7	-10,6	
73,7	-12,7	-12,7	-12,7	-12,7	-12,7	-12,7	-12,7	$\rho_{12} = 0$
80	-10,0	-10,0	-10,0	-10,0	-10,0	-10,0	-10,0	
100	-3,7	-3,7	-3,7	-3,7	-3,7	-3,7	-3,7	
117,3	0	0	0	0	0	0	0	$\sigma_{11} = 0$
120	+0,5	+0,5	+0,5	+0,5	+0,5	+0,5	+0,5	
140	+2,2	+2,2	+2,2	+2,2	+2,2	+2,2	+2,2	
∞	+17,5	+17,5	+17,5	+17,5	+17,5	+17,5	+17,5	

Soweit nach dem Dargelegten eine Mitwirkung des Gebirges erfolgt, kann als obere Grenze für $\frac{E_1}{E_2}$ der Wert 2 (etwa gutem Sandstein entsprechend), und als untere der Wert $1/2$ (etwa höchstfestem Granit entsprechend), angenommen werden.



Das Gebirge wirkt mit und drückt, die Spannungen unter das Mass, das sie bei einer freiverlegten Röhre annehmen würden, herab.
 Das Gebirge wirkt nicht mit, die Spannungen ergeben sich in gleicher Höhe wie bei einer freiverlegten Röhre.

Abb. 3.

diese Spannungen selbstverständlich eine wesentliche Erhöhung erfahren. So liefert uns Gl. (15) für $\frac{E_1}{E_2} = 1/2$ und $\delta = 0,60$ m ohne Grundwasserwirkung, also bei $\rho_w = 0$, eine grösste Betonzuganstrengung $\sigma_{11} = -32,3$ kg/cm² (gegenüber $-11,7$ kg/cm² bei einem Grundwasserdrucke $\rho_w = 33,5$ kg/cm²), eine Anstrengung, der das Mauerwerk nicht gewachsen wäre. Hätten wir es überdies mit einer frei verlegten Röhre zu tun, so ergäbe sich bei einem Innendrucke von $\rho = 45$ kg/cm² nach Gleichung (17) eine Betonzuganstrengung $\sigma_{11} = -198,4$ kg/cm², also ein noch weit höherer Wert, was sich daraus erklärt, dass in diesem Falle die entlastende Mitwirkung der Gesteinschülle ausbleibt.

Die sich mit Berücksichtigung dieses Umstandes bei den angegebenen Wandstärken von $0,40$ bis $0,60$ m einstellenden Zuganstrengungen des Betonmauerwerkes müssen als sehr hoch erscheinen, wenn man bedenkt, dass die Zugfestigkeit des Betons, je nach dem Mischungsverhältnis, im grossen Durchschnitt kaum mehr wie 10 bis 15 kg/cm² beträgt.

Durch einen Wegfall des Grundwasserdruckes würden

Andererseits aber entnehmen wir der Tabelle I, bezw. der Abbildung 3, dass bei einer Wandstärke von 1,00 m bloss noch eine Zuganstrengung $\sigma_{11} = -3.7 \text{ kg/cm}^2$ eintritt; bei einer Mauerstärke von 1,20 m hingegen, hat der Beton überhaupt keine Zuganstrengungen, sondern nur mehr Druckspannungen aufzunehmen, und dies unabhängig von der Beschaffenheit des Gebirges. Eine verhältnismässig geringe Vergrösserung der Wandstärke übt also schon einen merklichen, günstigen Einfluss aus. Der Grund hierfür liegt darin, dass eine Verstärkung des Mauerwerkes auch eine Vergrösserung der dem Grundwasserdrucke entgegengesetzten Angriffsfläche zur Folge hat, wodurch die spannungsmindernde Wirkung des Aussendruckes eine Steigerung erfährt.

Der gleiche Erfolg, der nach Obigem durch eine Verstärkung der Ausmauerung erzielt werden kann, wird aber auch durch die mehrfach genannten Zementinpressungen erreicht, denn zweifellos dringt der unter hohem Druck eingebrachte Mörtel auch in alle offenen Fugen des Gesteins ein, diese abdichtend und wasserundurchlässig machend. Ist a_2 in Abbildung 4 der Aussenradius des Mauerungsprofils, und wird das Gebirge durch Zementinjektionen in einem Umkreise vom Radius a_2' wasserdicht gemacht, so bietet sich dem Grundwasserdrucke nunmehr eine ebenso grosse Druckfläche dar, als wenn die Wandstärke δ auf das Mass δ' vergrössert worden wäre.

Auch bei entleertem Stollen äussert sich die gedachte Wirkung der Zementinpressung in gleich günstiger Weise. Nehmen wir z. B. einmal eine Mauerstärke $\delta = 0.60 \text{ m}$, das anderemal eine solche von 1,20 m an, so gibt uns Gl. (17) mit dem Innendrucke $p = 0$ und einem Grundwasserdrucke $p_w = 33.5 \text{ kg/cm}^2$ im ersten Falle eine grösste Druckanstrengung des Mauerwerkes $\sigma_{11} = +177.8 \text{ kg/cm}^2$, im zweiten Falle hingegen eine solche von $\sigma_{11} = +116.6 \text{ kg/cm}^2$. Diese Spannungen erreichen wohl die mit bis zu 250 kg/cm^2 zu bewertende Druckfestigkeit des Betons nicht, sind aber immerhin recht beträchtlich, was jedoch umso weniger bedenklich ist, als eine derartige Beanspruchung nur selten, z. B. bei Stollenbegehungen, vorkommt.¹⁾

Die Bedeutung der Zementinspritzungen bei Druckstollen anlangend, — ob diese nun im Grundwasser liegen oder nicht — sei noch folgendes bemerkt. Es erscheint nicht ausgeschlossen, dass durch das Einpressen des unter hohem Drucke stehenden Mörtels auch an und für sich ein, wenn auch vielleicht nur bescheidener dauernder äusserer Ueberdruck auf die Betonauskleidung erzeugt und so ein künstlicher Spannungszustand geschaffen wird. In diesem Falle hätten wir es dann mit ähnlichen Verhältnissen zu tun, wie sie bei Ringgeschützen vorliegen, bei denen man bekanntlich durch Aufziehen eines erhitzten äusseren Mantels auf das Geschützrohr in diesem Druckspannungen erzeugt, um deren Grösse sich dann die beim Abfeuern des Geschützes entstehenden Zugspannungen vermindern.

*

Das im Vorstehenden Ausgeführte *zusammenfassend*, gelangen wir zu folgendem Ergebnis:

A) Die Ursache dafür, dass die Druckstollen der Catskill-Wasserleitung ohne wesentliche Rissebildungen im Stampfbetonmauerwerke Innendrücken bis zu 45 at Stand halten, liegt darin, dass diese Tunnel gleichzeitig unter äusseren Grundwasserdrücken bis zu 33.5 at stehen.

B) Weiterhin tragen die unter einem Drucke bis zu 50 at in ausgiebiger Weise zur Durchführung gelangten Zementmörtel Einspritzungen in hohem Masse zum sichern Bestande des Bauwerkes bei und zwar:

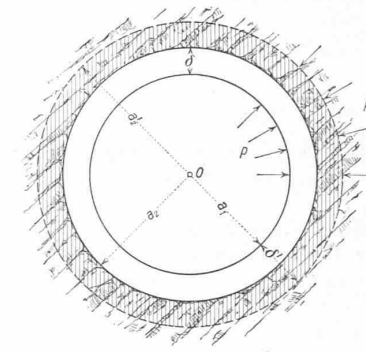
1. durch Herstellung eines satten Anschlusses der Stollenauskleidung an das Gebirge, der dessen entlastende Mitarbeit ermöglicht,

¹⁾ A. Ludin gibt für den Rondout-Tunnel der Catskill-Wasserleitung die Druckbeanspruchung des Mauerwerkes durch den Grundwasserdruck bei entleertem Stollen mit 106 kg/cm^2 an („Die Wasserkräfte“, II. Band, S. 1128, Berlin 1913).

2. durch Erzeugung eines dauernden, äusseren Ueberdruckes auf die Tunnelröhre, sodass bei leerem Stollen im Mauerwerke Druckspannungen vorhanden sind, um deren Mass sich die Zugspannungen bei gefülltem Stollen vermindern,

3. und hauptsächlich aber durch die Schaffung einer wasserdichten Gebirgsschicht um den Stollen herum, die dem Grundwasser eine vergrösserte Angriffsfläche entgegenstellt, wodurch dessen, die Zugspannungen erniedrigende Wirkung eine Erhöhung erfährt.

Der Einfluss der Mörtelinspritzungen nach Punkt 1 und 2 kommt, gleichgültig ob der Druckstollen im Grundwasser liegt oder nicht, zur Geltung, im ersten Falle jedoch nur so lange, als auch das Gebirge mitarbeitet, d. h. also dann, wenn der Grundwasserdruck nicht hinreichend gross ist, um eine elastische Vergrösserung des Durchmessers der Betonröhre durch den Betriebsdruck zu verhindern.



Die schraffierte Fläche deutet den durch die Zementinpressung wasserdicht gemachten Teil des Gebirges an

Abb. 4.

Fällt, wie dies für die häufigste Verwendung der Druckstollen, das ist als Oberwasserleitung bei Wasserkraftanlagen, zutrifft, der

Grundwasserdruck fort, dann ist es selbst bei bester Beschaffenheit des Gebirges ausgeschlossen, einen nicht armierten Druckstollen auch nur mit einem annähernd so grossen Innendrucke, wie er z. B. beim Hudson-Tunnel angewendet wurde, auszuführen, ohne dass es zu weitgehenden Rissebildungen im Mauerwerk kommt. Um uns hiervon zu überzeugen, greifen wir auf Gl. (15) zurück, setzen darin den Grundwasserdruck p_w gleich 0, und berechnen für eine Reihe von k_1 -Werten, die die Wandstärke kennzeichnen, und für die drei Fälle

$$a) \frac{E_1}{E_2} = 2, \quad b) \frac{E_1}{E_2} = 1, \quad c) \frac{E_1}{E_2} = 1/2$$

(weichem, festem und höchstfestem Gestein entsprechend)

dem Ausdruck $\frac{\sigma_{11}}{p}$, d. i. das Verhältnis der sich einstellenden grössten Betonzuganstrengung zum Betriebsdruck, wobei die Poissonzahlen m_1 und m_2 wieder mit 10 angenommen werden sollen.

Die Rechnungsergebnisse sind in Tabelle II zusammengestellt und in Abbildung 5 als Schaulinien gebracht.

Tabelle II

k_1	$\frac{\sigma_{11}}{p}$		
	$E_1 : E_2 = 2$	$E_1 : E_2 = 1$	$E_1 : E_2 = 1/2$
1,0	- 2,200	- 1,100	- 0,550
1,1	- 1,930	- 1,100	- 0,623
1,2	- 1,754	- 1,100	- 0,683
1,3	- 1,632	- 1,100	- 0,733
1,4	- 1,542	- 1,100	- 0,776
1,5	- 1,475	- 1,100	- 0,812
1,6	- 1,422	- 1,100	- 0,842
1,7	- 1,380	- 1,100	- 0,868
1,8	- 1,346	- 1,100	- 0,890
1,9	- 1,318	- 1,100	- 0,910
2,0	- 1,304	- 1,100	- 0,927
∞	- 1,100	- 1,100	- 1,100

Man erkennt, dass bei gleichbleibendem Betriebsdruck p eine mässige Verminderung von σ_{11} im Falle a) durch eine Vergrösserung, im Falle c) hingegen durch eine

Verkleinerung von k_1 , und damit auch der Wandstärke, bewirkt werden kann, während σ_{11} im Falle b) konstant, also von der Stärke der Stollenauskleidung unabhängig ist. Dieses Ergebnis war zu erwarten, denn im Falle a) ersetzen wir bei einer Vergrößerung der Betonstärke das — im Sinne seiner elastischen Wirksamkeit betrachtet — minderwertigere Gebirge durch den hochwertigeren Beton; im Falle c) erfolgt das Umgekehrte, während im Falle b) eine Aenderung der Mauerstärke wirkungslos bleiben muss, weil hierbei nur Gleiches gegen Gleiches ausgetauscht wird.

Die Untersuchung ausgeführter Druckstollen und ungepanzelter Druckschächte zeigt, dass k_1 zwischen 1,1 und 1,8 liegt, und im Durchschnitt etwa 1,3 beträgt. Lässt man als grösste Beton-Zugspannung $\sigma_{11} = -3 \text{ kg/cm}^2$ zu, was einer drei- bis fünffachen Sicherheit entspricht, so erhält man laut Abb. 5 bei Zugrundelegung der jeweils günstigsten, praktisch in Betracht kommenden k_1 -Werte folgende grössten, zulässigen Druckhöhen $H = 10 \text{ } \rho$ in m:

- Im Falle a), weiches Gestein, für $k_1 = 1,8$. . . $H = 22 \text{ m}$
- " " b), festes Gestein, für jeden beliebigen Wert von k_1 $H = 27 \text{ m}$
- " " c), höchstfestes Gestein, für $k_1 = 1,1$ $H = 48 \text{ m}$

Wir sehen somit, dass selbst bei weitgehender Anpassung der Wandstärken die möglichen Druckhöhen recht klein ausfallen, sodass unsere Annahme, die Bildung von Rissen im Gestein brauche nicht berücksichtigt zu werden, bei gutem, nicht zerklüftetem Gebirge in der Tat zutrifft. Selbstredend würde es aber auch keinen Schwierigkeiten begegnen, eine nur zur Druck-, nicht aber zur Zugübertragung befähigte, gerissene Gesteinschicht zwischen Stollenmauerwerk und Berginnerem mit in Rechnung zu ziehen.

Abbildung 5 kann zur Ermittlung von σ_{11} verwendet werden, wenn die Abmessungen des Stollens und die Druckhöhe gegeben sind, und hinsichtlich des Verhältnisses $E_1 : E_2$ einer der drei untersuchten Fälle vorliegt.

So ist z. B. für die obere Stufe des geplanten Kraftwerkes

Wäggital¹⁾ ein Druckstollen von kreisförmigem Querschnitt und 3,50 m Lichtweite bei einem grössten Innendruck von rund 70 m Wassersäule, entsprechend $\rho = 7 \text{ kg/cm}^2$, vorgesehen. In nachfolgender Tabelle III sind nun für verschiedene Mauerstärken und verschiedene Gebirgsverhältnisse an Hand

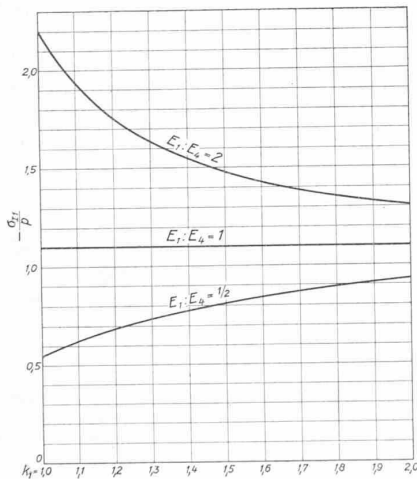


Abb. 5.

der Abb. 5 die grössten Betonzuganstrengungen zusammengestellt, wie sie sich bei diesem Stollen ergeben würden, wenn man ihn ohne Eisenarmierung ausführen wollte.

Tabelle III

δ (cm)	k_1	$\frac{\sigma_{11}}{\rho}$			σ_{11} (kg/cm ²)		
		$E_1 : E_2 = 2$	$E_1 : E_2 = 1$	$E_1 : E_2 = 1/2$	$E_1 : E_2 = 2$	$E_1 : E_2 = 1$	$E_1 : E_2 = 1/2$
20	1,114	1,90	1,10	6,63	- 13,3	- 7,7	- 4,4
30	1,171	1,79	1,10	0,66	- 12,5	- 7,7	- 4,6
40	1,229	1,71	1,10	0,70	- 12,0	- 7,7	- 4,9
50	1,286	1,65	1,10	0,73	- 11,5	- 7,7	- 5,1
60	1,343	1,59	1,10	0,75	- 11,1	- 7,7	- 5,3
70	1,400	1,54	1,10	0,78	- 10,8	- 7,7	- 5,5
80	1,457	1,50	1,10	0,80	- 10,5	- 7,7	- 5,6

¹⁾ Vergl. Band LXXVII, Nr. 8 (S. 87, vom 19. Februar 1921).

Diese Aufstellung zeigt, dass der Beton selbst bei günstigster Kombination von Wandstärke und Gebirgsbeschaffenheit Zuganstrengungen σ_{11} aufzunehmen hätte, die über das bei anderen Konstruktionen zugelassene Mass erheblich hinausgehen. Nun haben wir eingangs allerdings zwei ungepanzerte Druckschächte angeführt, die unter annähernd gleicher Druckhöhe arbeiten und die sich bewährten; hierbei ist jedoch zu bedenken, dass jene Bauwerke nur geringe Länge besitzen und daher viel leichter eine in allen Teilen gleich sorgfältige Herstellung erfahren konnten, als ein mehrere Kilometer langer Stollen. Ueberdies war bei ihnen in Anbetracht ihrer Steilheit der satte Anschluss des Betonmauerwerkes an das Gestein auf direktem Wege, und daher erheblich sicherer zu erzielen, als dies bei einem nahezu horizontalen Tunnel, namentlich in der First, selbst bei gewissenhaftester Ausführung der Zementhinterpressungen, möglich ist. Aus diesem Grunde erscheint es sehr zweckmässig, dass dieser Stollen, wie aus dem angezogenen Berichte hervorgeht, als widerstandsfähiges Eisenbetonrohr ausgebildet werden soll, eine Ausführungsweise, die auch für den Druckstollen des im Baue befindlichen Kraftwerkes Barberine¹⁾, der unter einem grössten Innendruck von rund 68 m Wassersäule stehen wird, in Erwägung zu ziehen sein dürfte.

Abwärme-Verwertung.

Von Privatdozent M. Hottinger, Ingenieur, Zürich.

I. Allgemeine Gesichtspunkte.

Während langer Zeit haben die Ingenieure und Konstrukteure über der Verbesserung des mechanischen und des thermischen Wirkungsgrades der Wärmekraftmaschinen den wärmetechnischen Wirkungsgrad der Gesamtanlagen vielfach vernachlässigt, und ähnlich lagen die Verhältnisse bei industriellen Feuerungen aller Art. Man war zufrieden, wenn der gewünschte Effekt möglichst gut erreicht wurde, ob und wie viel Wärme dabei verloren ging, kam wenig in Betracht und wird auch heute überall da, wo die Kohlen billig sind, kaum beachtet. Erst seit etwa 15 Jahren macht sich bezüglich der Verwertung von Abfallwärme ein erfreulicher Umschwung bemerkbar. Das Bestreben, Abwärmequellen zu finden und Abfallwärme zu verwerten, erreichte aber seinen Höhepunkt während des Krieges, als Kohlen nicht mehr in genügender Menge und nur zu ausserordentlich hohen Preisen erhältlich waren.

In der Schweiz bestehen Abwärmeverwertungsanlagen von z. T. sehr bedeutendem Umfange in Gaswerken, Giessereien, Schmieden, Verzinkereien, sowie in Fabriken der Maschinen-, Textil-, der chemischen und keramischen Industrie, ferner in Zementfabriken usw. Mit der Abwärme wird daselbst Dampf zum Antrieb von Maschinen, zu Heiz- und Fabrikationszwecken, sowie Warmwasser für Bäder, Wäschereien und industrielle Zwecke erzeugt, ferner werden Luft-, Dampf- und Wasserheizungen, Trocken- und Dörranlagen für Obst und Gemüse, Trester, Holz usw. damit betrieben. Im Ausland, wo die Abwärmeverwertung ebenfalls grosse Beachtung fand, heizte man sogar Freilandkulturen damit, indem man den Boden mit Heizröhren durchzog, um auf diese Weise den Ernte-Ertrag zu erhöhen.

Der Wert der Abwärme ist naturgemäss von verschiedenen Umständen abhängig, vor allem von der Art und dem Umfang ihrer Verwendungsmöglichkeit, dem Preis der Kohlen und den Kosten der zu erstellenden Anlagen. Es ist zu erwarten, dass gewisse Abwärmeverwertungs-Einrichtungen, die infolge der hohen Kohlenpreise während des Krieges mit Vorteil erstellt werden konnten und sich bei guter Verzinsung oft schon in wenigen Monaten oder doch in 1 bis 2 Jahren abschreiben liessen, an Orten wo die Kohlenpreise stark gesunken sind, in Zukunft nicht mehr erstellt werden. Andererseits gibt es aber eine grosse Zahl von Ausführungsmöglichkeiten, die schon bei den

¹⁾ Vergl. Bd. LXXIII, Nr. 22, Seite 259 (vom 31. Mai 1919).