

Rechnerische Spannungsermittlung in Betonauskleidungen von Druckstollen

Autor(en): **Sabljak, Raoul**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

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

Heft 14

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-61888>

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.

bracht werden. Das eigentliche Versuchsziel war damit erreicht. Man würde jedoch die Grenzen, die einem solchen Versuch durch seine ortsgebundenen geologischen Voraussetzungen gezogen sind, verkennen, wollte man sich bei der Dimensionierung nicht klar sein, dass der versuchstechnisch bestimmte α -Wert nicht unbedingt für die Verhältnisse auf der ganzen Länge des Druckschachtes Gültigkeit besitzen muss. Die nackten Versuchsergebnisse bedürfen einer geologischen und technologischen Interpretation, die dem wechselnden Schichtcharakter, dem allfälligen Auftreten von klüftartigen Zonen usw. im gesamten Gebirgsmassiv Rechnung tragen muss.

Im Falle der Druckschächte Safien-Platz und Rothenbrunnen konnten für das Felsmedium im Hinblick auf die Dimensionierung mit genügender Genauigkeit quasi-isotrope Eigenschaften vorausgesetzt werden. Trotz der Tatsache, dass der Versuchsstollen und die räumlich dazu abgewinkelten Druckschächte die Felspakete des Bündnerschiefers in stereometrisch verschiedenen Richtungen durchstossen, erlaubten die starken lokalen Verfäktelungen, die sich dem tektonischen Schichtcharakter superponieren, die Annahme einer Gleichwertigkeit aller Raumrichtungen. Dagegen bewogen das Auftreten von klüftigen Strecken während des später einsetzenden Vortriebs einerseits und Ueberlegungen ausführungstechnischer Natur andererseits, der Dimensionierung ein korrigiertes $\alpha = 0,45$ zu legen. Auf dieser Basis und unter Einhaltung der notwendigen Sicherheitsmargen ergaben sich für die unteren Enden der beiden Schrägschächte die in nachstehender Datenzusammenstellung aufgeführten Blechstärken:

Druckschacht Safien-Platz:

Rohrdurchmesser: $d = 2300$ mm,

Berechnungsdruck: 49 at ($p_{stat} + 15\%$)

Stahlqualität: Spezialstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 44 kg/mm² und einer Streckgrenze von 27 kg/mm².

Maximale Wandstärke: $\delta = 17$ mm

Druckschacht Rothenbrunnen:

Rohrdurchmesser: $d = 2100$ mm,

Berechnungsdruck: 74 at ($p_{stat} + 10\%$)

Stahlqualität: Sonderstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 50 kg/mm² und einer Streckgrenze von 34 kg/mm².

Maximale Wandstärke: $\delta = 18$ mm.

In den oberen Partien der Druckschächte werden Kesselbleche mit niedriger Zugfestigkeit, sonst aber gleichbleibender Qualitätsgüte verwendet. Als minimale Wandstärke der obersten Rohrschüsse sind in beiden Schächten aus transport- und montagetechnischen Gründen 9 mm vorgesehen. Der verminderten Tragwirkung einer gebrächen, zerklüfteten Vortriebsstrecke von rd. 40 m im untersten Teil des Druckschachtes Rothenbrunnen wurde durch eine Erhöhung der Panzerstärke auf 21 mm Rechnung getragen. Da im Zeitpunkt der Rohrbestellung der Schachtvortrieb in Safien-Platz im Gegensatz zu Rothenbrunnen noch nicht eingesetzt hatte, wurde dort der Panzerung mangels lückenloser Kenntnis der Felseigenschaften eine etwas erhöhte Sicherheitsreserve gegenüber der Streckgrenze eingeräumt. Berechnet man, gestützt auf diese Bemessungsergebnisse, die Eisen-Ringspannungen σ_e in den untersten Punkten der beiden Schrägschächte nach der Theorie des freien Rohres (Annahme $\alpha = 1$), so ergeben sich folgende Werte:

Druckschacht	σ_e für $\alpha = 1$
Safien-Platz	3300 kg/cm ² für St. 44
Rothenbrunnen	4300 kg/cm ² für St. 50

Auf die Dimensionierung auf Aussendruck soll im vorliegenden Bericht über einen Innendruckversuch nicht näher eingegangen werden, obwohl gerade die relativ schlanke Bemessung der Schachtpanzerungen den Stabilitätsproblemen vermehrtes Gewicht verleiht. Die durch den Vortrieb bestätigte Prognose, wonach die beiden Berghänge oberhalb Safien-Platz und Rothenbrunnen wenig Wasser führen, hatte jedoch Annahmen über den Aussendruck erlaubt, mit welchen im konkreten Fall auch der Sicherheitsnachweis hinsichtlich Einbeulen erbracht werden konnte. Einen wesentlichen Beitrag zur Verminderung der Beulgefahr leisten jedoch sorgfältig ausgeführte Injektionen, die den Druckschacht mit einer systematisch gedichteten Gesteinshülle zu umschliessen und seine Qualität ganz allgemein zu steigern gestatten.

Neben seiner Aufgabe, verfeinerte Dimensionierungsgrundlagen bereitzustellen, erhielt der Panzerrohrversuch Rothenbrunnen durch ein erwähnenswertes Detail eine höchst instruktive Bedeutung. Es mag aufgefallen sein, dass in der Schilderung des Versuchsaufbaus von drei Messquerschnitten die Rede war, die Diskussion der Versuchsergebnisse sich jedoch auf zwei Querschnitte beschränkte. Schon bei der Ablesung der Messinstrumente und später bei der Versuchsauswertung fiel in Messquerschnitt III eine ungewöhnlich starke Deformation des vertikalen Durchmessers und, in beschränkterem Masse, der beiden geeigneten Teleskoprohren auf. Ein Augenschein nach Versuchsabschluss führte zur Entdeckung einer Beule, die sich in unmittelbarer Umgebung der Sektion III rd. 150 cm lang und 50 cm breit über den Rohrboden ausbreitete und sich in ihrem tiefsten Punkte rd. 20 mm nach aussen wölbte. Durch Ausbrennen und Herauslösen der in Mitleidenschaft gezogenen Rohrpartie konnte das Geheimnis über die mit materialtechnischen und geologischen Ueberlegungen nicht mehr erklärbare Verzerrung der Rohrform gelüftet werden. In der Tat befand sich unter dem Panzerrohr an jener Stelle ein Hohlraum, der vom Beton trotz dessen plastischer Konsistenz unausgefüllt geblieben war und der den nackten Fels durchblicken liess. Die von innen her beanspruchte Rohrwandung fand durch das Fehlen des Betons keine entlastende Stützwirkung und das Zusammenwirken des Verbundquerschnittes ging an jener Stelle verloren.

Gerade um solche Diskontinuitäten der Betonhülle zu vermeiden, war schon vor dem Panzerrohrversuch der Entscheid getroffen worden, die Schrägschächte der Kraftwerke Zervreila in Prepekt-Beton auszuführen. Aus allen andern Vorteilen, die dieser Einbringungsart des Betons auf Grund von Erfahrungen⁷⁾ auf verschiedenen ausländischen Baustellen nachgerühmt werden, sticht derjenige der möglichst satten und lückenlosen Hinterfüllung des Panzers durch Einpressen von Prepekt-Mörtel zwischen das Kiesgerüst deutlich hervor. Der durch den Versuch gewährte Einblick in die gefährlichen Folgen einer mangelhaften Betonhinterfüllung gab Veranlassung, auch die Möglichkeit der Prepekt-Ausführung in den Flachstrecken der Druckschächte trotz ausführungstechnischer Hindernisse ernsthaft zu prüfen.

Jedenfalls geht aus dieser Episode mit aller wünschbaren Deutlichkeit hervor, welche Bedeutung einer sorgfältigen Bauausführung zugemessen werden muss. Dass ein einwandfreies Zusammenwirken der einzelnen Elemente Stahl, Beton, Fels auch eine enge Zusammenarbeit aller an der Ausführung des Druckschachtes beteiligten menschlichen Kräfte voraussetzt, hat der ungewollte, aber wertvolle Nebeneffekt dieses Panzerrohrversuches eindrücklich demonstriert.

⁷⁾ A. Brandestini: «Die Verwendung des Prepekt-Verfahrens bei Druckschachtauskleidungen», SBZ Nr. 52 vom 25. Dez. 1954.

Rechnerische Spannungsermittlung in Betonauskleidungen von Druckstollen

Von Dipl. Ing. Raoul Sabljak, Elektroprojekt, Zagreb (Jugoslawien)

DK 627.842.0012

Der projektierende Ingenieur sieht sich oft vor die Aufgabe gestellt, bei der Dimensionierung von Stollenverkleidungen einen Einblick in die Beanspruchungen zu gewinnen, denen Felsmantel und Betonverkleidung infolge Innendruck ausgesetzt sind. An dieser Stelle hat Dipl. Ing. Otto Frey-Baer die theoretischen Grundlagen zur Berechnung von

solchen Betonauskleidungen¹⁾ dargelegt. Darin wurden für verschiedene Verkleidungs- bzw. Profiltypen (armierte und unarmierte Betonauskleidung) und für verschiedene Stadien

¹⁾ SBZ Bd. 124, S. 177* und 194* (30. Sept. und 7. Okt. 1944) «Die Berechnung der Betonauskleidung von Druckstollen».

der Betonbeanspruchung (Beton ungerissen und gerissen) nach der Elastizitätstheorie die Gleichungssysteme aufgestellt, mittels welchen die Spannungen in der Verbundkonstruktion Armierung — Beton — Fels ermittelt werden können. Unbekannte in diesen Gleichungen sind die Integrationskonstanten der allgemeinen Lösung der diesen Problemen zugrundeliegenden Differentialgleichung für das dickwandige Rohr.

Die Auflösung dieser Gleichungssysteme bietet keine Schwierigkeiten, erfordert jedoch in jedem einzelnen Fall einen gewissen Arbeitsaufwand. Nachfolgend soll gezeigt werden, dass die mathematische Weiterbehandlung der Gleichungssysteme zu sehr einfachen Spannungsformeln führt, die dem praktischen Gebrauch angepasst sind. Während in manchen Fällen die allgemeine Auflösung von Gleichungssystemen äusserst komplizierte und wenig übersichtliche Ausdrücke ergibt, deren zahlenmässige Berechnung oft einen noch grösseren Arbeitsaufwand erfordert als die numerische Lösung des Gleichungssystems in jedem Einzelfall, ist es hier gelungen, durch Einführung einiger passend gewählter Relativwerte leicht auszuwertende Schlussformeln zu entwickeln.

Auf die algebraische Bearbeitung der Gleichungssysteme soll im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingetreten werden. Das Grundprinzip für die Entwicklung der Rechenformeln bestand darin, für jeden der verschiedenen Fälle «Beton unarmiert» oder «Beton armiert und gerissen» usw. unter Ausnutzung der entsprechenden Randbedingungen die Gleichungssysteme mit der Determinantenmethode aufzulösen und dabei schrittweise die in nachstehender Zusammenstellung aufgeführten Bezeichnungen einzuführen. Der vorliegende Aufsatz stützt sich in seinen Bezeichnungen auf die eingangs genannte Veröffentlichung, deren Kenntnis vorausgesetzt wird.

Bezeichnungen und Abkürzungen

p Innendruck im Druckstollen in kg/cm^2
 p_F Teil des Innendruckes, der vom Felsen übernommen wird

$\pi = \frac{p_F}{p} = \frac{\lambda - 1}{\psi - 1}$ Prozentualer Anteil des Innendruckes, der vom Felsen übernommen wird.

a Radius des Stolleninnenprofils
 b Radius des Stollenausbruchsprofils
 E_F, E_B, E_e , Elastizitätsmoduli vom Fels, Beton und Eisen.

$$\alpha = \frac{a^2}{b^2}; \epsilon_F = \frac{E_B}{E_F}; \epsilon_e = \frac{E_e}{E_B}$$

F_e Querschnitt der Eisenarmierung auf 1 cm Stollenlänge (cm^2/cm)

σ_r, σ_t Radiale bzw. tangentielle Spannung im Felsen (F), Beton (B) und Eisen (A), z. B. σ_r^B oder σ_r^F usw.

m Poissonsche Konstante = 6

$$\delta = \frac{m - 1}{m + 1} = 0,714; \lambda = \frac{\epsilon_F + \delta}{\epsilon_F - 1}; \psi = \frac{\lambda}{\alpha}$$

$$R = \frac{m + 1}{m} \epsilon_e \frac{F_e}{a}; K = R \frac{\psi + \delta}{\psi - 1}$$

$\gamma = \frac{1}{1 + K}$ Koeffizient der tangentialen Zugspannungsreduktion im Beton infolge Armierung, bezogen auf eine unarmierte Betonauskleidung

$$K_a = \frac{\epsilon_e F_e}{a} \left(\frac{m + 1}{m} \epsilon_F + \ln \frac{b}{a} \right)$$

$\gamma_a = \frac{1}{1 + K_a}$ Dasselbe wie für γ , nur in der Phase «Beton gerissen»

Die gewonnenen Formeln zur Ermittlung der Spannungen in Beton, Fels und Armierung eines Druckstollenquerschnittes sind in Tabelle 1 für den Fall «Beton nicht gerissen» und Tabelle 2 für den Fall «Beton gerissen» zusammengestellt.

In der Hilfstabelle 3 finden sich Angaben über die Werte, welche verschiedene unserer Abkürzungen in den ein-

Tabelle 1. Formeln zur Spannungsberechnung in Beton, Fels und Armierung für den Fall «Beton nicht gerissen».

Spannungen im	Innenseite der Betonauskleidung $r = a$	Aussenseite der Betonauskleidung $r = b$
Beton	(1) $\sigma_r^B = -p\gamma$	(5) $\sigma_r^B = -p\gamma\pi$
	(2) $\sigma_t^B = p\gamma \frac{\psi + 1}{\psi - 1}$	(6) $\sigma_t^B = p\gamma \frac{\lambda + 1}{\psi - 1}$
Fels		(7) $\sigma_r^F = -p\gamma\pi$
		(8) $\sigma_t^F = p\gamma\pi$
Armierung	(3) $\sigma_r^A = p\gamma K$	
	(4) $\sigma_t^A = p\gamma K \frac{a}{F_e}$	

Tabelle 2. Formeln zur Spannungsberechnung in Beton, Fels und Armierung für den Fall «Beton gerissen».

Spannungen im	Innenseite der Betonauskleidung $r = a$	Aussenseite der Betonauskleidung $r = b$
Beton	(9) $\sigma_r^B = -p\gamma\alpha$	(13) $\sigma_r^B = -p\gamma\alpha\sqrt{\alpha}$
	(10) $\sigma_t^B = -$	(14) $\sigma_t^B = -$
Fels		(15) $\sigma_r^F = -p\gamma\alpha\sqrt{\alpha}$
		(16) $\sigma_t^F = p\gamma\alpha\sqrt{\alpha}$
Armierung	(11) $\sigma_r^A = p\gamma\alpha K_a$	
	(12) $\sigma_t^A = p\gamma\alpha K_a \frac{a}{F_e}$	

Tabelle 3. Werte für die Berechnung der Spannungen in verschiedenen Einzelfällen.

Spezialfall	ϵ_F	λ	ψ	π	F_e	K	γ
1 Unarmierte Beton-					0	0	1
2 auskleidung							
	Mitwirkung des Felsens						
	Ohne Mitwirkung des Felsens	∞	1	$\frac{1}{\alpha}$	0	0	1
3 Armierte Beton-							
4 auskleidung							
	Mitwirkung des Felsens						
	Ohne Mitwirkung des Felsens	∞	1	$\frac{1}{\alpha}$	0		

zelnen Spezialfällen annehmen. Insbesondere zeigt diese Hilfstabelle, dass die Formeln auch für unarmierte Betonauskleidungen gültig sind, wenn man $F_e = 0$, d. h. $K = 0$ bzw. $\gamma = 1$ setzt. Im Falle, dass der Fels als nicht tragend betrachtet wird, kann die Formelzusammenstellung ebenfalls benützt werden, sofern $\epsilon_F = \infty$, bzw. $\lambda = 1$, $\psi = 1/\alpha$ und $\pi = 0$ gesetzt werden. Wenn man diese Werte in die Formeln (1), (2), (3) und (4) einführt und, wie Tabelle 3 für unarmierte Betonauskleidungen zeigt, noch $\gamma = 1$ setzt, findet man die bekannten Formeln von Lamé für das freie Kreisrohr:

Innenleibung des Rohres $r = a$	Aussenleibung des Rohres $r = b$
$\sigma_r = -p$	$\sigma_r = 0$
$\sigma_t = p \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha}$	$\sigma_t = p \frac{2\alpha}{1 - \alpha}$

Die praktischen Anwendungsmöglichkeiten dieser Formelsammlungen, die trotz ihrer einfachen äusseren Form nicht Näherungswerte, sondern exakte Spannungen auf der Basis der Rohrstatik und der Elastizitätstheorie zu ermitteln

erlauben, sollen an Hand einiger Rechnungsbeispiele skizziert werden.

1. *Beispiel.* Für einen Druckstollen von 3 m Durchmesser sind für einen Innendruck von $p = 6 \text{ kg/cm}^2$ die Spannungen im Querschnitt zu rechnen. Die Betonauskleidung ist armiert, der Beton wird als nicht gerissen angenommen.

$a = 150 \text{ cm}$, $b = 179 \text{ cm}$, $E_B = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$, $E_F = 133\,000 \text{ kg/cm}^2$, $F_e = 0,25 \text{ cm}^2$ pro cm Länge.

Die Berechnung der Relativwerte ergibt:

$\varepsilon_F = 1,5$; $\varepsilon_e = 14$; $\alpha = 0,70$; $\lambda = 4,428$; $\psi = 6,325$;
 $\pi = 0,644$; $R = 0,0272$; $K = 0,0358$; $\gamma = 0,967$.

Aus der Anwendung der Formeln (1) bis (8) der Tabelle 1 resultieren folgende Spannungswerte:

$$r = a$$

$$\begin{aligned}\sigma_r^B &= -6,0 \cdot 0,967 = -5,8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^B &= 5,8 \cdot 7,325 : 5,325 = 8,0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_r^A &= 5,8 \cdot 0,0358 = 0,20 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^A &= 0,20 \cdot 150 : 0,25 = 120 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$r = b$$

$$\begin{aligned}\sigma_r^B &= -5,8 \cdot 0,644 = -3,74 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^B &= 5,8 \cdot 5,428 : 5,325 = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_r^F &= -3,74 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^F &= 3,74 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

2. *Beispiel.* Treffen wir jetzt für das Beispiel 1 die Annahme, dass der Fels nicht mitwirkt, so wird nach Fall IV der Hilfstabelle 3:

$\lambda = 1$; $\psi = 1/\alpha$ und $\pi = 0$.

Die anderen Hilfswerte berechnen sich zu:

$\psi = 1 : 0,70 = 1,429$; $K = 0,135$; $\gamma = 0,88$.

Es ergeben sich folgende Spannungen:

$$r = a$$

$$\begin{aligned}\sigma_r^B &= -6,0 \cdot 0,88 = -5,28 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^B &= 5,28 \cdot 2,429 : 0,429 = 29,8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_r^A &= 5,28 \cdot 0,135 = 0,72 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^A &= 0,72 \cdot 150 : 0,25 = 432 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$r = b$$

$$\begin{aligned}\sigma_r^B &= 0 \\ \sigma_t^B &= 5,28 \cdot 2,0 : 0,429 = 24,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_r^F &= 0 \\ \sigma_t^F &= 0\end{aligned}$$

Die Zugspannung an der Innenseite der Betonauskleidung ist mit $29,8 \text{ kg/cm}^2$ so hoch, dass der Beton reissen wird. Darum wird man diesen Fall für die Phase «Beton gerissen» berechnen müssen.

3. *Beispiel.* Es sei hier wiederum der Fall aus dem 1. Beispiel behandelt, nur mit dem Unterschied, dass jetzt der Innendruck $p = 16,2 \text{ kg/cm}^2$ betragen soll. Wird die Rechnung für diesen Innendruck in der Phase «Beton nicht gerissen» durchgeführt, so ergibt sich eine Zugspannung auf der Innenseite der Betonauskleidung von 21 kg/cm^2 , was sehr wahrscheinlich zum Reissen des Betons führen würde. Die Berechnung der Spannungen nach dem Stadium «Beton gerissen» (Formeln 9 bis 16) in Tabelle 2 führt über die Hilfswerte

$$K_a = \frac{14 \cdot 0,25}{150} \cdot \left(\frac{7}{6} \cdot 1,5 + 0,176 \right) = 0,0452$$

$$\gamma_a = 1 : 1,0452 = 0,953$$

$$\lambda = 4,428$$
; $\psi = 6,325$; $\pi = 0,644$

zu folgenden Spannungen:

$$r = a$$

$$\begin{aligned}\sigma_r^B &= -16,2 \cdot 0,953 = -15,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^B &= 0 \\ \sigma_r^A &= 15,5 \cdot 0,0452 = 0,70 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^A &= 0,70 \cdot 150 : 0,25 = 420,0 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$r = b$$

$$\begin{aligned}\sigma_r^B &= -15,5 \cdot 0,84 = -13,0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^B &= 0 \\ \sigma_r^F &= -13,0 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_t^F &= 13,0 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Im zweiten Teil dieses Aufsatzes soll noch dargelegt werden, wie mit den Formeln der Tabellen 1 und 2 auch die Lösung der umgekehrten Aufgabe, nämlich die direkte Bestimmung der Betonstärke und des Armierungsgehaltes gefunden werden kann. Mit Hilfe der gefundenen Formeln kann diese Aufgabe gelöst werden, wenn die zulässige Spannung im Beton und der Reduktionskoeffizient der tangentialen Zugspannungen im Beton infolge Eisenarmierung γ gegeben sind. Wird die tangential Spannung auf der Innenseite der Betonauskleidung im voraus auf die Grösse der angenommenen zulässigen Betonzugspannung begrenzt, so ist σ_t^B bekannt. Der Reduktionswert γ wird nach Schätzung auf Grund einiger Erfahrung angenommen und in die Rechnung als bekannte Grösse eingeführt (s. nachfolgendes Beispiel). Die Dicke der armierten Betonauskleidung s wird durch den entsprechenden Relativwert bestimmt zu

$$(17) \quad \alpha \leq \frac{\sigma - \gamma}{\sigma + \gamma} \lambda$$

wo σ die auf die Einheit des Innendruckes bezogene zulässige Zugspannung im Beton ist:

$$\sigma = \frac{\sigma_{zul}}{p} = \frac{\sigma_t^B}{p}$$

Damit aber die Gleichung (17) zufriedengestellt wird, muss α immer kleiner als 1 bleiben, was zur Erfüllung der folgenden Bedingung führt:

$$(18) \quad \sigma \leq \frac{2\varepsilon_F + \delta - 1}{\delta + 1} \gamma$$

Wird in grober Annäherung $\delta = 1$ gesetzt, so reduziert sich Gleichung (18) zu:

$$\sigma = \gamma \cdot \varepsilon_F$$

Bedingung (18) erlaubt die Folgerung, dass der Elastizitätsmodul des Felsens E_F kleiner oder gleich dem Elastizitätsmodul des Betons E_B sein muss, wenn die Betonauskleidung statisch einen Sinn haben und durch dieses Verfahren berechnet werden soll. Nehmen wir z. B. an, es sei $E_F > E_B$, dann wird $\varepsilon_F < 1$ und die Gleichung (17) unmöglich, weil λ negativ wird.

Ist der Wert für α aus (17) gefunden, dann folgt für die Dicke der Betonauskleidung

$$(19) \quad s = a \frac{1 - \sqrt{\alpha}}{\sqrt{\alpha}}$$

Der Eisenquerschnitt wird mit Hilfe von γ aus der Formel

$$(20) \quad F_e = K \frac{a}{\varepsilon_e} \frac{m}{m+1} \frac{\psi-1}{\psi+\delta}$$

berechnet, wobei

$$K = \frac{1-\gamma}{\gamma}$$

gesetzt wird.

Die Anwendung dieses Rechnungsganges soll an einem Beispiel gezeigt werden.

4. *Beispiel.* In einem Druckstollen mit 4,5 m Durchmesser und einem Innendruck $p = 10 \text{ kg/cm}^2$ sollen die Betonauskleidungsdicke s und der Eisenquerschnitt F_e berechnet werden unter der Bedingung, dass die maximale Zugspannung im Beton den Wert von 14 kg/cm^2 nicht überschreitet. E_F sei $100\,000 \text{ kg/cm}^2$, E_B sei $200\,000 \text{ kg/cm}^2$. Es wird $\gamma = 0,80$ angenommen, d. h. das Eisen soll so bemessen werden, dass die Zugspannung im Beton auf 80 %, bezogen auf eine unarmierte Betonauskleidung, herabgesetzt wird.

$$\varepsilon_F = 2; \quad \gamma = \frac{2 + 0,714}{2 - 1} = 2,714; \quad \sigma = \frac{14}{10} = 1,4$$

Die Bedingung (18) ist erfüllt, da

$$1,4 < 0,8 \cdot \frac{2 \times 2 + 0,714 - 1}{0,714 + 1} = 1,75$$

Nach (17) ist

$$\alpha \leq \frac{1,4 - 0,80}{1,4 + 0,80} \cdot 2,714 = 0,74$$

und nach (19), mit $\sqrt{\alpha} = 0,86$

$$s = 225 \cdot \frac{1 - 0,86}{0,86} = 37 \text{ cm}$$

Wird $\varepsilon_e = 45$ angenommen und

$$\psi = 2,714 : 0,74 = 3,67 \text{ sowie } K = 0,20 : 0,80 = 0,25$$

bestimmt, dann lässt sich nach (20) der Eisenquerschnitt bestimmen

$$F_e = 0,25 \cdot \frac{225}{45} \cdot \frac{6}{7} \cdot \frac{2,67}{4,384} = 0,65 \text{ cm}^2 \text{ pro cm Länge}$$

Mit dem prozentualen Anteil der Felsmitwirkung

$$\pi = \frac{2,714 - 1}{3,670 - 1} = 0,64$$

können die Spannungen berechnet werden. Den gestellten Anfangsbedingungen gemäss muss die maximale Zugspannung im Beton gleich oder kleiner als 14 kg/cm^2 sein. Man erhält folgende Spannungen:

$$r = a$$

$$\sigma_r^B = -10 \cdot 0,8 = -8,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t^B = 8,0 \cdot 4,67 : 2,67 = 14,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r^A = 8,0 \cdot 0,25 = 2,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t^A = 2,0 \cdot 225 : 0,65 = 693 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = b$$

$$\sigma_r^B = -8,0 \cdot 0,64 = -5,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t^B = 8 \cdot 3,714 : 2,67 = 11,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r^F = -5,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t^F = 5,12 \text{ kg/cm}^2$$

5. *Beispiel.* Die Aufgabe aus Beispiel 4 soll mit anderen Voraussetzungen, die den Einfluss der Eisenbewehrung besser zum Ausdruck bringen, nochmals gelöst werden. Es sei angenommen, dass die Betonauskleidung nicht armiert ist und dass der Fels mitwirkt. In diesem Falle werden nach Tabelle 3

$$\gamma = 1; \quad K = 0 \text{ und } F_e = 0$$

Es bleiben $\varepsilon_F = 2$; $\lambda = 2,714$; $\sigma = 1,4$. Die Bedingung (18) ist erfüllt. Zur Ermittlung der Dicke der Betonauskleidung muss zuerst nach Gleichung (17) α bestimmt werden und zwar unter Berücksichtigung, dass $\gamma = 1$ ist.

$$\alpha \leq 0,4 \cdot 2,714 : 2,4 = 0,452$$

Damit ist der Weg frei, nach Gleichung (19) die Auskleidungsstärke s zu berechnen:

$$s = 225 \cdot (1 - 0,672) : 0,672 = 110 \text{ cm}$$

Die Mitwirkung des Felsens beträgt, da $\psi = 2,714 : 0,452 = 6$ ist, $\pi = 1,714 : 5 = 0,343$ und die Spannungen im Beton und Felsen sind:

$$r = a$$

$$\sigma_r^B = -10,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t^B = 10,0 \cdot 7,0 : 5,0 = 14,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = b$$

$$\sigma_r^B = -10,0 \cdot 0,343 = -3,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t^B = 10 \cdot 3,714 : 5 = 7,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r^F = -3,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t^F = 3,43 \text{ kg/cm}^2$$

Adresse des Verfassers: Dipl. Ing. R. Sabljak, Elektroprojekt, Zagreb (Jugoslawien).

«Der Stadtplan geht uns alle an»

DK 061.3:711.4

Unter diesem Motto fand in Dortmund vom 24. bis 25. Februar 1955 eine Tagung statt, die von ausserordentlicher Tragweite für die echten Planungsbestrebungen auf demokratischer Grundlage werden kann. Das Thema hätte, richtig verstanden, auch «Mensch und Technik» heissen können, wobei «Mensch» sowohl der berühmte kleine Mann von der Strasse wie auch der Techniker im weitesten Sinn und «Technik» die Tätigkeit, Stadt-, Regional- und Landespläne zu erstellen, gewesen wäre. Der Kongress war von vielen massgebenden deutschen Stadtplanern besucht. Englische, holländische, deutsche und schweizerische Referenten waren aufgebeten worden, um ihre Erfahrungen bekanntzugeben. Diskussionsvotanten aus verschiedenen Ländern äusserten sich zum Thema. So kam es, dass die Veranstaltung schliesslich einen internationalen Anstrich hatte. Eigenartig, so verschieden die Länder, so verschieden überall das Regierungssystem, so verschieden die Menschen . . . lässt uns mitreden, hört uns an, entscheidet nicht über unsere Köpfe hinweg, so tönt es, überall gleich. Das war die Melodie der Tagung. Der Mensch will nicht übergangen werden — überfahren, sagte ein Stadtplaner, müsse derjenige werden, der nicht wolle, wie die Stadtplanung vorschreibe. Das machte böses Blut. Das ist es gerade, die Furcht vor dem Ueberfahren-Werden.

Nun, die Techniker ihrerseits, auch sie hatten gute Argumente ins Feld zu führen. Wie soll einer, der das Problem nicht kennt, mitreden können und ihm, der doch schliesslich von Amtes wegen berufen ist, Städte zu planen, vorschreiben dürfen, was und wie er zu planen habe? Wer denn der Verantwortliche sei, wenn der Verkehr nicht klappe und das Gefüge der Siedlungen wanke? Nein, das gehe nicht an, ein Mitspracherecht der Laien zu stipulieren, denn in diesem Falle sei jede Planung von Anfang an zur Erfolglosigkeit verdammt. Die Argumente des beeinflussten Technikers überwiegen anscheinend. Was nützt es, den Menschen zu bearbeiten, ihn aufzuklären, ihn mit Propaganda zu überschütten, wenn er am Ende vom Lied, nachdem er doch wisse, warum und was geplant werden müsse, einfach erkläre: Ja, aber ich will nicht! Das sei doch einer, der sich mutwillig in die Fahrbahn stelle, der müsse einfach überfahren werden.

Da fiel das harte Wort von der Technokratie, des Regiments der Technikerschaft, der Diktatur der Beamten. Wir Schweizer dürfen uns zu diesem Punkte nicht äussern. Was wissen wir von der Technokratie? Bei uns regiert doch das Volk. Oder ist es etwa nicht so?

Nachdem am Vormittag des ersten Tages eine zeitraubende Eröffnungszeremonie vollzogen worden war und zwei englische und ein holländischer Kollege in liebenswürdiger Weise und mit viel britischem Humor und niederländischem Charme über Planungen und Planungsmethoden in England und USA geredet hatten, wagten sich am Nachmittag Lucius Burckhardt, Basel, Dr. Markus Kutter, Basel, und Max Frisch, Männedorf, in die Arena. «Wir selber bauen unsere Stadt» und «achtung: die Schweiz» sind mit diesen drei Namen aufs Engste verknüpft. Man konnte gespannt sein, wie unsere Landsleute kämpfen werden. Vom Propheten im Vaterland,