Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 83 (1965)
Heft: 27

Artikel: Felsmechanik im Tunnelbau
Autor: Jaecklin, Felix P.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-68198

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 02.10.2025

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

5. Eine letzte Forderung kommt dazu. Sie ist vielleicht von allen am schwersten zu erfüllen – deshalb nämlich, weil sie sich an überkommenen Gegebenheiten unseres Landes zu stossen scheint. In weiten Bereichen moderner Wissenschaft, vor allem in der Technik und in der Naturwissenschaft, zählen nur das Rationale und das Rationelle. So drängt die Forschung nach quantitativer Ausweitung, nach Konzentration und Koordination. Aber unsere helvetische Wirklichkeit hat ihre eigenen Masse; sie misstraut der äusseren Zusammenballung und hält sich an das Gewachsene und Gewordene. Es ist ein Lebensgesetz unseres Landes, dass sich das auf maximalen äusseren Nutzen gerichtete Streben immer wieder am Rahmen und an den inneren Grenzen unserer kleinräumigen Gemeinschaft stösst. So zählt unser Land neun Hochschulen, die neun verschiedene Träger haben. Jede Hochschule wacht eifersüchtig über ihre Selbständigkeit. Den grössten prozentualen Zuwachs an Studenten haben während des vergangenen Jahrzehnts die kleinen Hochschulen – Freiburg, Neuenburg und St. Gallen – erzielt. Das Bild einer vielfachen Partnerschaft wurde dadurch verstärkt; das innere Gleichgewicht der Hochschulen unter sich wird in glücklicher Weise gefestigt.

Die bunte Vielfalt unseres Hochschulwesens bedeutet für uns Grösse wie Grenze zugleich. Sie stärkt den geistigen Wettbewerb und schafft damit eine Voraussetzung hoher menschlicher Leistung. Zugleich aber bewirkt sie eine Zersplitterung der Mittel – eine Zersplitterung, die in dem Masse schwerer liegt, als der Aufwand für die höhere Ausbildung steigt. Es bedeutet daher eine Schicksalsfrage für uns, die optimale Mitte zwischen äusserer Vielgestaltigkeit und innerer Gemeinsamkeit zu finden. Nicht erzwungene Einheit, wohl aber überlegte Kooperation muss das Ziel sein.

Das Wort «Wissenschaftspolitik», das man jetzt überall hört und das man auch für unser Land als programmatische Forderung betrachtet, ist vielleicht keine glückliche Wortschöpfung. Nicht darum geht es, die Wissenschaft von einem Willen lenken zu lassen, der ausser ihr steht. Es geht um nichts anderes als darum, die Wissenschaft selbst im letzten ernst zu nehmen und als Kraft für die Bewältigung unserer Zeit wirken zu lassen. Zu wahrem Wissen gehört es, die Grenzen, aber auch die Möglichkeiten eigenen Schaffens zu erkennen. Noch viele Kräfte, die uns die Wissenschaft erschlossen hat, liegen in unserem Lande brach. Ist es nicht eine herrliche Aufgabe, mithelfen zu dürfen, diese Kräfte zu wecken und sich voll entfalten zu lassen?

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *Max Imboden*, Hirzbodenweg 47, 4000 Basel.

Felsmechanik im Tunnelbau

Von **Felix P. Jaecklin**, dipl. Ing., Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich [1])

DK 624.131.25:624.19

1. Problemstellung

Über 100 km Nationalstrassentunnel [17], dazu städtische Verkehrstunnel, Eisenbahntunnel und andere unterirdische Anlagen werden in den kommenden Jahren gebaut. Ohne Zweifel stehen wir in der Schweiz an der Schwelle eines Tunnelbau-Zeitalters ähnlich jenem vor rund 100 Jahren, als mit grossartigem Pioniergeist die ersten Alpendurchstiche geschaffen wurden. Wie die Tunnel im einzelnen auszuführen sind, darüber können bedeutende und ausgewiesene Praktiker detaillierte Hinweise geben. Wenn es aber darum gehen soll, die Wirtschaftlichkeit der teuren Tunnelbauten zu verbessern, dank der Anwendung moderner Erkenntnisse, dann müssen wir uns mit den Problemen der Felsmechanik auseinandersetzen.

Gemäss Prof. *Charles Jaeger* [10] in London wäre das Problem dann gelöst, wenn: 1. Die im Fels unter einer gegebenen Belastung herrschenden Spannungen auch nur ungefähr angegeben werden könnten, z. B. durch analytische Berechnung der Spannungen im durchörterten Gebirge rings um einen Tunnel; 2. für die zu untersuchenden Spannungsgrössen und Spannungsverteilung die zugehörige Sicherheit gegen Bruch oder gegen gefährliche Deformation zahlenmässig auch nur ungefähr angegeben werden könnte.

Jeder Tunnelbauer wird zugeben müssen, dass wir heute auf diese beiden Fragen keine erschöpfende Antwort geben können. Die Felsmechanik ist also zurzeit den Anforderungen noch nicht völlig gewachsen. Treffend kennzeichnet diese Situation ein altes, deutsches Bergmannswort: «Hinter der Kratze, da ist es duster»!

Die Aufgaben lassen sich also nicht durch irgendwelche Formeln lösen, sondern sie verlangen die konsequente Berücksichtigung zahlreicher Komponenten ohne Möglichkeit eines exakten Spannungsnachweises als sanftes Ruhekissen unseres Gewissens. Übrigens deutet die Frage nach der Spannungsverteilung darauf hin, dass wir die schwierigen Probleme des Tunnelbaues nicht einfach den Geologen aufbürden können. Stattdessen hat der Tunnelbauingenieur die von den Geologen als beachtlich vermerkten Qualitäten in seine Folgerungen *zahlenmässig* einzubeziehen.

Wie verhalten sich nun Spannungen und Beanspruchungen im inhomogenen und anisotropen Gebirge? Durch die Klüfte und Schichten des Felsens werden die wirklichen Spannungsverhältnisse gegenüber dem homogen gedachten Gebirge stark verändert. Die Berechnung der Spannungen im homogen vorausgesetzten Fall kann darum nur als ein erster Schritt in der den tatsächlichen Verhältnissen entsprechenden Richtung betrachtet werden. Verfeinerungen führen schliesslich dazu, die Wirkung regelmässiger Klüftung oder der plastischen Verformbarkeit einzubeziehen. Durch den Vergleich der verschiedenen Resultate sind schliesslich die wirklichen Verhältnisse und auch der mögliche Einfluss bestimmter Variabeln abzuschätzen.

2. Idealisierter Spannungszustand im homogenen Fels

Durch das Ausbrechen eines Hohlraumes im Fels wird Material entfernt, das vorher der Überlagerung und dem Ruhedruck entsprechenden vertikalen und horizontalen Spannungen unterworfen war. Notwendigerweise müssen diese Spannungen nach erfolgtem Ausbruch von dem den Tunnel umgebenden Gebirge aufgenommen werden. Vereinfacht ausgedrückt bedeutet also der Ausbruch des Materials ein seitliches Verdrängen der vorher regelmässig vertikal verlaufenden Kraftlinien (Bild 1). Dieses seitliche Verdrängen erzeugt eine ungleichmässige Verteilung der Linien, insbesondere eine Konzentration der Vertikalspannungen in der unmittelbaren Randzone beidseitig der Ulmen.

[1]) Vortrag, gehalten am 5. November 1964 anlässlich des Weiterbildungskurses für Stollen- und Tunnelbau im Zentralschweizerischen Technikum in Luzern, 2. Teil (1. Teil siehe SBZ 1965, H. 15, S. 245).

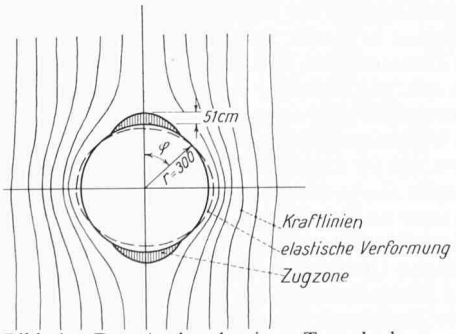


Bild 1. Der Ausbruch eines Tunnels bedeutet ein seitliches Verdrängen der vertikalen Kraftlinien, was zu grossen Randspannungen in den Ulmen führt sowie dem schraffierten Zugbereich in der Sohle und vor allem über dem First. Die nur elastische Deformation verformt den Umfang im Sinne der gestrichelten Linie.

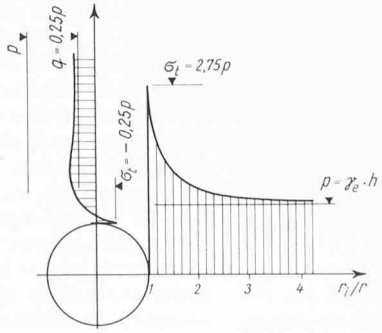


Bild 2. Bei geringem Seitendruck entsteht am Innenrand der Ulmen eine Spannungsspitze von gegen 3 p und im kreisrunden Tunnelfirst herrschen Zugspannungen, welche oft Nachstürze verursachen.
$\lambda = 0{,}25 = q/p$, $m = 5$, $\nu = 0{,}20$.

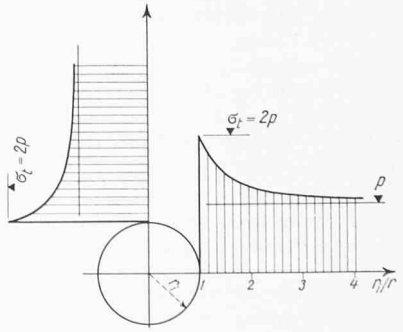


Bild 3. Bei gleicher Horizontal- wie Vertikal-Spannung verteilen sich die Spannungen um den ganzen Tunnelumfang gleichmässig mit einer Spannungsspitze am Innenrand von 2 p.
$\lambda = 1$, $q = p$, $m = 2$, $\nu = 0{,}5$

Eine Analyse führt zur Berechnung dieser Randspannungen, womit uns eine wesentliche Grundlage in die Hand gegeben ist, die Bemessung eines allfälligen Einbaues zweckmässig zu gestalten. Im idealisierten Fall elastisch, isotropen und homogenen Gebirges unter grosser Überlagerung verglichen zum Tunneldurchmesser kann die Berechnung nach der Theorie des dickwandigen Rohres erfolgen [18, 26]. Lassen wir schliesslich den Aussenradius des Rohres gegen unendlich gehen, so haben wir den Fall des Spannungszustandes im Gebirge um einen frisch ausgebrochenen, unverkleideten Tunnel. Die Berechnung nach Föppl führt mittels der Elastizitätsgleichungen für den ebenen Spannungszustand und der Verschiebungen am Innenrand und $u+du$ am Aussenrand der Lamelle von der Dicke dr zur Euler'schen Differentialgleichung:

$$r^2 \frac{d^2u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0$$

Diese homogene lineare Differentialgleichung zweiter Ordnung lässt sich nach der Airy'schen Spannungsfunktion auflösen und ergibt schliesslich für die Spannungen folgendes Resultat:

$$\left.\begin{aligned}
\sigma_r &= 1/2\, p \left[(1+\lambda)(1-a^2) + \right. \\
&\quad \left. + (1-\lambda)(1+3a^4-4a^2)\cos 2\varphi\right] \\
\sigma_t &= 1/2\, p \left[(1+\lambda)(1+a^2) - \right. \\
&\quad \left. - (1-\lambda)(1+3a^4)\cos 2\varphi\right] \\
\tau_{rt} &= -1/2\, p\ (1-\lambda)(1-3a^4+2a^2)\sin 2\varphi
\end{aligned}\right\} \text{ in Funktion von } a, \text{ wobei } a = r_i/r$$

Es sind dabei:

σ_r = radiale Randspannungen
σ_t = tangentiale Randspannungen
τ_{rt} = Scherspannung
$p = \gamma_e h$ = vertikaler Überlagerungsdruck
$q = \gamma_e h \lambda = \lambda p$ = horizontaler Ruhedruck
$\lambda = p/q$ = Verhältnis von horizontaler zu vertikaler Spannung
γ_e = Raumgewicht des Gebirges
h = Überlagerungshöhe
r_i = Ausbruchsradius des kreisrunden Tunnels

Offensichtlich sind die Extremalwerte der Spannungen am Stollenumfang bestimmt durch die cos 2 φ- und sin 2 φ-Funktionen.

Die Spannungsbilder müssen also um die Horizontal- und Vertikalaxe symmetrisch sein. Besonders aufschlussreich für die Stabilität des Stollenumfanges sind die extremalen Tangentialspannungen. Sie betragen:

in Scheitel und Sohle $\varphi = 0$

und $\sigma_{t\,min} = -p\,(1-3\lambda)$; Zug bei $\lambda \leq 1/3$

im Kämpfer $\varphi = \pm \pi/2 = \pm 90°$

$$\sigma_{t\,max} = p\,(3-\lambda)$$

Der Beiwert λ variiert theoretisch von 0 bis 1. Typische Spannungsverteilungen sind in den Bildern 2 und 3 dargestellt. In jedem Fall herrschen am Ausbruchsrand besonders hohe Beanspruchungen, welche in den Ulmen entsprechend den Variationen von σ_t den zwei- bis dreifachen Betrag der mittleren Vertikalspannung p betragen. Im First, und aus Symmetriegründen natürlich auch in der Sohle, variieren die Randspannungen des Gebirges innerhalb noch weiterer Grenzen.

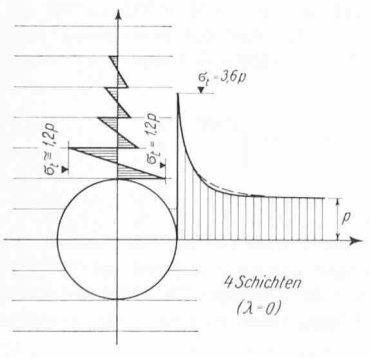
Herrscht eine Horizontalspannung von derselben Grösse, als es die vertikale Spannung aus der mittleren Überlagerungshöhe bedingt, sind alle Spannungen um den Hohlraum symmetrisch und die Beanspruchung im First ist so gross wie jene der Ulmen, also eine Druckspannung von der Grösse 2 p. Herrscht hingegen keine horizontale Spannung, $q=0$, $\lambda=0$, so treten im First beträchtliche Zugspannungen auf, die in diesem Fall den Wert $-p$ erreichen. Zwischen diesen beiden Extremen gibt es einen mittleren Fall, bei dem die Spannungen im First Null sind. Dies tritt dann ein, wenn $\lambda=1/3$ ist, d. h. wenn der Horizontaldruck 1/3 des Vertikaldruckes beträgt, was einer Poisson-Zahl $\nu=0{,}25$ oder einer Querdehnungszahl $m=4$ entspricht. Eine Querverformung, die so grosse Horizontalspannungen erzeugt, weist gemäss amerikanischen Messresultaten [3] manchmal massiger Granit, Basalt, Diorit mit Augit oder Kalkstein auf. Für alle anderen Gesteine ist m kleiner und *es existiert somit über dem Scheitel meist eine Zugzone.* Diese Zugzone über dem kreisrund gewölbten Tunnel erzeugt oft radial in das Gebirge hinein wachsende Risse, sodass die dadurch voneinander abgetrennten Gesteinsbrocken über dem First ihre seitliche Abstützung verlieren und frei hängen. Derart frei hängende Gesteinspakete sind sehr gefährlich und sollten durch geeignete Tunnelprofilwahl (Spitzbogen) von vorneherein ausgeschlossen werden (siehe beispielsweise Sonderegger [21] und Jaecklin [9]). Im Falle eines kreisrunden Tunnels von 3 m Radius, einer Querdehnungszahl $m=6$, bzw. $\lambda=0{,}2$, was einem durchaus mittleren Fall entspricht, erreicht die Zugzone über dem First 51 cm Tiefe (siehe Bild 1). Felsanker und Betongewölbe müssen in rund gewölbten Tunneln darum nicht nur gegen Auflockerung und Gebirgsdruck wirken, sondern zuerst einmal das Gewicht dieser hängenden Felspakete übernehmen. Ob dies unbedingt wirtschaftlich ist, sei dem Urteil des Lesers überlassen!

3. Einfluss der Schichten und Tunnelform auf die Spannungsverteilung

Die exakte Kenntnis der Spannungen um einen Tunnel würden natürlich nur die an Ort und Stelle gemessenen Werte ergeben. Diese «in-situ-Messungen» lassen die Eigenschaften des Gebirges nur an einigen wenigen Punkten erfassen (siehe hierzu auch Prof. Terzaghi [27] und Prof. Hast [7]). Es ist aber schwierig, von wenigen Messergebnissen auf den Mechanismus des ganzen Gebirges zu schliessen. Derartige Messungen erfassen das Gebirgsverhalten gesamthaft unter dem Einfluss der jeweiligen Gesteinseigenschaften, den Schichten und Klüften. In Modellversuchen dagegen sind die Materialeigenschaften bekannt und der vollständige Verformungs- und Bruchmechanismus tritt augenfällig zu Tage. Zwischen Modellversuch und «in-situ-Messungen» besteht somit ein prinzipieller Unterschied: *Der Modellversuch kann den grundsätzlichen Mechanismus zeigen*, bei bekannten Materialeigenschaften und Belastungen. Demgegenüber werden *durch «in-situ-Versuche» der Einfluss von Schichten, Klüften und der Auflockerung gemessen unter den gegebenen, teilweise unbekannten Belastungen.*

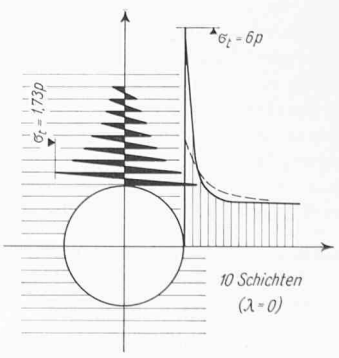
Die neueren, im Auftrage des Westfälischen Steingrubenbergbaues durchgeführten Modellversuche von Prof. *G. Sonntag* [24] ergaben äusserst aufschlussreiche Resultate zur Spannungsverteilung im geschichteten Gebirge um Tunnels: Die Zugspannungen im First erhöhen sich unter dem Einfluss horizontaler Schichten bis auf den rund doppelten Betrag. Dieses Maximum wird schon erreicht bei etwa 6 Schichten von Sohle bis First.

Die Bilder 4 und 5 zeigen den Einfluss der Schichten auf die Spannungsverteilung um einen Hohlraum, und zwar für den Fall von 4 und 10 Schichten über der Querschnittshöhe. Die Druckspannungen in den Ulmen am Ausbruchsrand werden gegenüber dem homogenen Fall wesentlich grösser. Die maximale Randspannung beträgt im Falle von 4 Schichten 3,6 p und im Falle von 10 Schichten 6 p, was zwei- bis dreimal sowiel bedeutet als im Falle homogenen Gesteins. Die vertikalen Randspannungen bleiben aber ungeachtet der Grösse des horizontalen Druckes. Die Voraussetzung homogener und isotroper Materialeigenschaft führt also bei Beanspruchungen, die noch innerhalb des elastischen Bereichs erfolgen, zu völlig unwirklichen Resultaten. Im erwähnten Fall beträgt die Abweichung rund 100%!



Bilder 4 und 5

Die Zugspannungen im First erhöhen sich unter dem Einfluss horizontaler Schichten bis auf den rund doppelten Betrag und beanspruchen weite Bereiche. Gleichzeitig wachsen die Druckspannungen in den Ulmen auf zwei- bis dreimal soviel wie im Falle homogenen Gesteins.



Felsmechanische Berechnungen sind darum mit Vorsicht zu geniessen, denn auch sie bedürfen – wie viele andere Ingenieurkonstruktionen – subtiler Fachkenntnisse, was besonders für die zu Grunde gelegten Voraussetzungen gilt.

Auch im First werden die Spannungsverhältnisse durch die Schichten ungünstig beeinflusst. Die übereinander liegenden Pakete biegen sich unter der Beanspruchung wie Balken durch. Es entstehen dadurch Biegezug-Spannungen im Bereich der Unterflächen der übereinander liegenden Schichtpakete. Die schon im homogenen Fall als gefährlich erachtete Zugzone über dem First wird dadurch nicht mehr nur lokal begrenzt, sondern sie beansprucht, im Wechsel mit Biegedruck-Spannungen, weite Bereiche der Umgebung. Der Betrag der maximalen Zugspannung, der am Ausbruchinnenrand erreicht wird, beträgt im Falle von 4 Schichten $1{,}2\,p$ und bei 10 Schichten $1{,}73\,p$.

Ein allfälliger Horizontaldruck vermindert diese Spannungsspitzen. Doch selbst wenn er gleich dem Vertikaldruck ist, wird im First bei 5 durchfahrenen Schichten oder mehr stets eine Zugspannung herrschen. *Im allgemeinen existiert somit über jedem flachen oder bogenförmig gewölbten Tunnel eine mehr oder weniger tief ins Bergesinnere reichende Zugzone*, die, wie bereits erwähnt, stets gefährlich ist. Nur im Falle ausgesprochenen Gebirgsdruckes bei sehr grosser Überlagerung und quasi homogenem Verhalten des Gebirges, also bei sehr speziellen Gebirgsverhältnissen, herrscht im Tunnelfirst kein Zug.

Damit ist bereits das Problem der Formgestaltung des Tunneldaches berührt. Die grundlegende Frage nach der geeigneten Tunnelwölbung wurde interessanterweise erst vor einigen Jahren durch Prof. *A. Sonderegger* aufgeworfen und durch zahlreiche Publikationen über das Spitzbogengewölbe beleuchtet [21, 22, 23]. Eine so angeregte eigene Arbeit ist in diesem Zusammenhang entstanden [9]. Kurz zusammengefasst ergibt sich aus dem eben Beschriebenen und den erwähnten Arbeiten folgendes:

Kann das mehr oder weniger horizontal geschichtete Gestein den Biegezugspannungen im First nicht standhalten, so entsteht ein Riss, und die von links und rechts hereinstehenden Schichten wirken im Sinne von Kragarmen. Das hat zur Folge, dass die Biegezug-Spannungen sich seitwärts verlagern und dort zu Überbelastungen führen können, was einen Niedersturz auslöst. So bildet sich ein domartiger Hohlraum, der stabil bleibt infolge der geringen Überkragung von Schicht zu Schicht mit entsprechend kleineren Beanspruchungen des Gesteins. Damit ist auf die aus Spannungsgründen günstigere Form des Spitzbogengewölbes in geschichtetem Fels hingewiesen. Aber auch im Falle von homogenem Gebirge muss die optimale Tunnelform bei geringem Horizontaldruck ($\lambda < 1/3$) ein dem Spitzbogen angenähertes Profil sein. Würden wir nämlich aus dem kreisrunden Tunnelgewölbe den errechneten Bereich der Zugzone nachsprengen (siehe Bild 1, schraffierter Bereich), so bildet sich darüber, entsprechend dem nun lokal geringeren Gewölberadius, eine sekundäre Zugzone. Fahren wir so fort mit Nachsprengen des stets zu errechnenden Bereiches der Zugzone, so entsteht auch im homogenen Material ein Spitzbogengewölbe.

Die enorme Konzentration vertikaler Druckspannungen in den Stössen hat ihre Konsequenzen:

Bei zu grosser Überlagerung, also bei Überlastung der Gebirgsfestigkeit (nicht Würfeldruckfestigkeit, sondern Festigkeit des gesamten Gebirges unter verminderndem Einfluss von Schichtfugen und Klüften), brechen darum zuerst die Ulmen ein. Dieser Einbruch – so denkt vielleicht ein Statiker – wird durch Einknicken der Ulmen verursacht. In Wirklichkeit sind die Verhältnisse aber nicht so einfach, denn die starke Konzentration der Drucktrajektorien bedingt Scherspannungen, welche den Bruch der Ulmen auslösen. In diesem Sinne besonders gefährdet sind alle Kerben. Im leider allzuoft üblichen Normalprofil wirken die scharfen unteren Ecken derart als Kerben. Diese Form mit den senkrecht stehenden Ulmen und flachem Fundament für den Pfeileraufbau kann zwar historisch verstanden werden. Eindrücklich muss aber gewarnt werden vor der leider immer noch geläufigen Auffassung, die Betonverkleidung der Ulmen entspreche der Wirkung einer Stützmauer! Auch wenn es ganze Bücher mit ausgefeilten Profiltypen für viele denkbare Belastungsfälle gibt, so ist dies heute trotzdem vor allem als interessante Entwicklungsstufe zu werten, deren Anwendungsbereich sich auf Spezialfälle in rolligem Kies und Sand beschränkt, während nach moderner Auffassung der Tunneleinbau als räumliches Flächentragwerk wirkt.

6. Elastische und plastische Verformungen

Selbstverständlich sind die durch den Ausbruch bedingten Spannungsumlagerungen im Gebirge verbunden mit entsprechenden Verformungen.

Aus den angegebenen Spannungsgleichungen lassen sich nach *Kastner* [1] die Verformungen rechnen durch die Integration von:

$$w = \int_{r_i}^{\infty} \Delta \, dr = \frac{1}{E} \int_{r_i}^{\infty} \left[(p - \sigma_{r\,0}) - \frac{1}{m} (q - \sigma_{t\,0}) \right] dr$$

dies ergibt schliesslich:

$$w = \underbrace{\frac{p\,r_i}{E}}_{\text{Variable}} \; \underbrace{\frac{2\,m^2 - 3\,m + 1}{m\,(m-1)}}_{\substack{\text{Konstante} \\ \text{(Funktion von } m\text{)}}}$$

wobei die λ-Werte durch m, die Querdehnungszahl, ersetzt wurden.

Beispiel: Für einen kreisförmigen Tunnel von 3 m Radius und einem Verformungsmodul des Gebirges von 20000 kg/cm², was etwa einem Quarzglimmerschiefer, Serizitschiefer (Lovero, Italien), Molassesandstein (Rossens) oder einem mehr oder weniger verwitterten Granit (Kurobe, Japan) entspricht, ferner $m = 6$, $\gamma_e = 2{,}7$ t/m³, $h = 300$ m Überlagerungshöhe ergibt sich ein $p = \gamma_e h = 2{,}7 \cdot 30 = 81$ kg/cm² und *lotrechte Deformation* von

$$w = \frac{81 \cdot 300}{20\,000}\,1{,}833 = 2{,}2 \text{ cm}$$

In analoger Weise lässt sich die *elastische Deformation der Ulmen* berechnen, wobei hier die Formel lautet:

$$u = -\frac{p\,r_i}{E}\,\frac{m^2 - 4\,m + 1}{m\,(m-1)}$$

und für das Beispiel folgendes ergibt:

$$u = -\frac{81 \cdot 300}{20\,000}\,0{,}433 = -\,0{,}5 \text{ cm}$$

Die berechneten elastischen Verformungen des Gebirges liegen also in ihrer Grössenordnung im cm-Bereich und sind daher je nach den Umständen zu beachten. Vielfach ist die Meinung zu finden, die elastischen Verschiebungen der Ulmen erfolgten nach dem Ausbruch unter allen Umständen *gegen* den Hohlraum hin. Die Rechnung hat aber gezeigt, dass dies nur dann möglich ist, wenn der Ausdruck mit m negativ wird. Das tritt aber erst ein, wenn m kleiner als 4 ist, d. h. $\nu > 0{,}25$ oder $\lambda > 1/3$, was also nur in massigen, homogenen Gesteinen, wie manchmal Granit, Basalt oder Kalkstein der Fall sein kann. Diese Materialbedingung entspricht der selben Grenze, wie jene bezüglich der Zugzone im First. Ein kreisförmiger Ausbruchquerschnitt deformiert sich elastisch also im allgemeinen so, dass der lotrechte Durchmesser eine Verkürzung, der waagrechte dagegen eine Verlängerung erfährt. Der Tunnelumfang verformt sich somit ähnlich einem schmiegsamen Rohr unter vertikaler Belastung (siehe Bild 1, gestrichelte Linie). Wir können darum im Normalfall *Verformungen der Ulmen gegen den Hohlraum hin – auch wenn noch nicht sofort klaffende Risse oder andere Anzeichen auffallen – als erste Warnung von sich äusserndem Bergdruck infolge Kriechverformungen und Auflockerung auffassen.* Um diese natürlichen Anzeichen des Gebirges wahrnehmen zu können, muss nur unmittelbar hinter der Stollenbrust der gegenseitige Abstand zweier Punkte, beispielsweise mit Farbe gekennzeichnet, genau eingemessen und die Veränderungen verfolgt, d. h. mit den Messungen nach dem Ausbruch, nach Tagen und Wochen verglichen werden. Die mathematisch und in Modellversuchen ermittelten hohen Spannungen vermindern sich durch diese Bruchverformung, bis die Spannungsspitzen genügend abgebaut sind, sodass der Fels die Beanspruchung übernehmen kann.

Beispiel: Ein kreisrunder Tunnel von 8 m Durchmesser wird in festen Kalkstein mit 1200 m Überlagerung gebaut. Die Druckfestigkeit des Gebirges beträgt $\sigma_{Br} = 500$ kg/cm², die Scherfestigkeit $\tau_f = 60$ kg/cm², der Reibungswinkel also $\Phi = 63°$. Der allseitig gleich angenommene Überlagerungsdruck $p = q = \gamma_e h = 312$ kg/cm² bei einem Raumgewicht von $\gamma_e = 2{,}6$ t/m³. Aus der Berechnung nach Kastner ergibt sich eine Grenze des plastischen Bereiches

$$r_0 = r_a \left[\frac{2}{\zeta + 1}\,\frac{p\,(\zeta - 1) + \sigma_{Br}}{\sigma_{Br}} \right]^{\frac{1}{\zeta - 1}} = 405{,}2 \text{ cm}$$

gegenüber den Stollenradius von $r_i = 400$ cm.

Der plastische Bereich ist also schmal (405,2 – 400 = 5,2 cm) und die Tangentialdruckspannungen werden am Rand des Felsausbruches von einem Wert, der nahe der einaxigen Druckfestigkeit des Gebirges von $\sigma_{Br} = 500$ kg/cm² liegt, rasch zu einem Maximalwert

ansteigen, der $2p = 624$ kg/cm² beträgt. Es ist also zu erwarten, dass sich in diesem Gebirge der echte Gebirgsdruck in der Form von Abschalungen oder Bergschlägen äussern wird.

7. Der Gebirgsdruck

Aus den Darstellungen ging folgende grundlegende Tatsache hervor: Im Tunnel- und im Stollenbau muss das Gebirge als mittragender Bestandteil betrachtet werden. Das statische System besteht daher aus dem Ausbau *und* dem Gebirge. Die statische Mitwirkung des Gebirges ist bedeutungsvoll. Ohne ihr Bestehen wären der Ausführungsmöglichkeit von Tunnel- und Stollenbauten enge Grenzen gesetzt. Der Ausbau müsste ohne diese mittragende Wirkung des Gebirges so bemessen werden, dass der vor dem Ausbruch des Tunnels herrschende Spannungszustand wieder hergestellt würde. Diese Bedingung ist aber schon bei geringer Überlagerungshöhe nicht mehr erfüllbar. Die wirtschaftliche Bemessung des Gewölbes wird also demzufolge dahin gehen, diese mittragende Wirkung des Gebirges unter Ausnützung aller Reserven, soweit wie irgend möglich heranzuziehen. Die Erkenntnis dieses Grundsatzes hat umfassende Bedeutung.

Um von Gebirgsdruck zu sprechen, müssen vorerst die dabei in Betracht zu ziehenden Erscheinungen auseinander gehalten werden.

1. *Der Auflockerungsdruck* wird verursacht durch die auf den Ausbau des Tunnels wirkenden lockeren Gebirgsmassen. Er wird weitgehend durch die Vortriebsmethode beeinflusst. Dieser Druck tritt vor allem im First auf, da er ja nur vom Eigengewicht dieser lokalen Partien herrührt. Der Auflockerungsdruck kann auch an den Ulmen auftreten, je nach den geologischen Gegebenheiten, insbesondere bei schiefer Schichtung oder gar tiefliegenden, durchgehenden Klüften. Sein unverhofftes, manchmal plötzliches Auftreten macht ihn äusserst gefährlich. Durch Felsanker oder Einbauten lassen sich solche Nachbrüche theoretisch meist vermeiden. Doch wer kann schon alle Gefahren im voraus stets erkennen?

Immerhin sind heute – dank dem raschen Vollausbruch und Einbau – die Gewölbe nicht mehr in allererster Linie auf diese mit der Stehzeit stark zunehmende Belastung zu bemessen. Dies war nach den älteren Berechnungsmethoden wie *Bierbaumer* [6] und *Kommerel* [11] notwendig. Im Gegenteil, durch sofortige Massnahmen wie eben Spritzbeton und Felsanker, kann der Auflockerungsdruck vermieden werden. Das bedeutet beträchtliche Einsparungen.

2. Eine andere Ausdrucksform von Gebirgsdruck ist der in bestimmten tonigen Gesteinen auftretende *Schwelldruck* (Quellen von Anhydrit und von Molasse) und vor allem der echte Gebirgsdruck.

3. *Der echte Gebirgsdruck* bedeutet die Überlastung der Gebirgsdruckfestigkeit im Gebiet der Spannungsspitze in Tunnelnähe und äussert sich darum durch Bruchverformungen wie Bergschlag oder von den Ulmen ausgehende Gesteinsablösungen, die mit Stauchungen in First und Sohle verbunden sein können.

Nach seinem Wesen ist der echte Gebirgsdruck einem tektonischen Vorgang gleichzustellen. Er erfasst abgrenzbare Gebirgsbereiche in der Umgebung des Ausbruchhohlraumes. Es handelt sich also primär um eine Entlastungsbewegung des Gebirges zur Verteilung der durch den Tunnel geschaffenen Spannungsspitze in weitere Bereiche des Gebirges. Dem Ausbau fällt demnach die Aufgabe zu, die plastische Durchbewegung des Gebirges zu hemmen oder eine solche Bewegung von vornherein zu beschränken. Um diese Aufgabe zu erfüllen, *muss der Gewölbeeinbau das seitliche Hereinstossen der Ulmen verhindern können*. Die seitlichen Gewölbe der Ulmen bedürfen also einer kräftigen horizontalen Abstützung. Dies ist nur möglich durch ebenso tragfähige Gewölbe im First *und* in der Sohle. Bei echtem, allseitigem Gebirgsdruck ist somit der Kreisringquerschnitt die richtige und darum auch wirtschaftlichste Form (theoretisch würde die liegende Eiform noch etwas grössere Vorteile bieten).

Nachdem wir diese felsmechanische Wirkungsweise des Druckprofiles erkannt haben, wird die schwache Stelle älterer Tunnelprofile in drückendem Gebirge sofort klar: die hochstehende Eiform mit schwachem First und Sohlengewölbe vermag der seitlichen Beanspruchung nicht standzuhalten. Die Betondruckfestigkeit wird überschritten und es entstehen Schäden in First- und Sohlengewölbe.

8. Bemessung des Tunneleinbaues für echten Gebirgsdruck

Wie aus den Berechnungen und den Modellversuchen hervorgeht, bilden sich im elastisch beanspruchten, homogenen oder geschichteten Gebirge beträchtliche Spannungsspitzen nahe der Tunnelwand. Die Spannungsspitzen, die ein Vielfaches der mittleren Vertikalspannung erreichen, überschreiten, je nach der Gebirgsart, in bestimmter Tiefe im Berg die Festigkeit des Gesteins. Die hohen Randspannungen vermindern sich infolge der plastischen Verformung und weitere Bereiche werden durch die Spannungsumlagerung beansprucht (siehe Bild 6). Geschieht die Spannungsumlagerung durch Bruchverformungen, so entsteht zusätzlich eine Auflockerungszone (siehe Bild 7). In diesem Falle ist das Gebirge am Ausbruchsrand nicht mehr in der Lage, Kräfte zu übernehmen, so dass die tangentialen Randspannungen auf null absinken. Das Bild der Spannungsverteilung zeigt darum ein Ansteigen der Linie von null am Ausbruchsrand bis zu einer Spitze, die an der Grenze zwischen plastischer und elastischer Zone erreicht wird. In weiterer Entfernung vom Tunnel erfolgt die Beanspruchung nur mehr durch elastische Verformungen, so dass der restliche Teil der Kurve ähnlich ist zu jener von Bild 2. Die Spannungsumlagerungen verschieben jedesmal den Schwerpunkt dieser Spannungsflächen nach aussen. Das bedeutet nichts anderes als die natürliche Selbsthilfe des Materiales, indem immer entferntere Bereiche des Gebirges zum Mittragen herangezogen werden. Durch diesen Vorgang der Spannungsumlagerung wird die Gewölbewirkung des Gesteins verstärkt, was einem erhöhten Seitendruck gleichkommt. In der Umgebung eines Tunnels mit bedeutendem echtem Gebirgsdruck steigt infolge der plastischen Verformungen die Seitendruckziffer λ, die ja für den elastischen Spannungszustand definiert wurde. Betrachten wir also ein Beispiel mit hoher Seitendruckzahl λ, im Idealfall $\lambda = 1$. Die oben bereits angeführte Differentialgleichung ist dann mit der Airy'schen Spannungsfunktion auflösbar. Der nur vom Reibungswinkel abhängige Ausdruck wird wie folgt durch ζ ersetzt:

$$\zeta = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi}$$

Die zusätzliche Einführung eines vom Gewölbe auf den Fels wirkenden Innendruckes ergibt schliesslich die einfache Bemessungsformel für die Gewölbestärke d nach *Kastner* [1]:

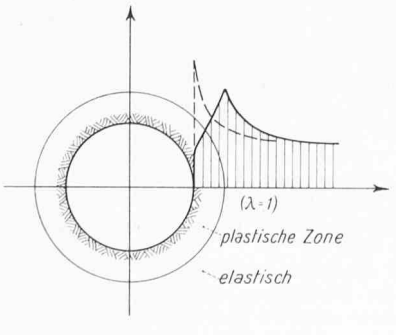


Bild 6. *Spannungsumlagerung durch Verformung*. Durch plastische Verformungen vermindern sich die hohen Randspannungen. Durch die Spannungsumlagerung werden tiefere Bereiche des Gebirges beansprucht.

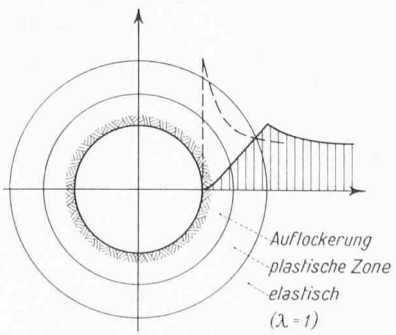


Bild 7. Geschieht die Spannungsumlagerung im Gebirge nicht plastisch, sondern durch Bruchverformungen, so kann der Fels am Ausbruchsrand keine Spannungen übernehmen. Es entsteht ein *Auflockerungshof* und die Spannungen verlagern sich noch weiter ins Bergesinnere.

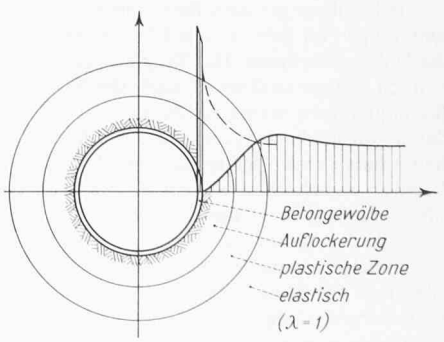


Bild 8. *Stabilisierung durch Gewölbe*. Bei sprödem Gebirge sind die Verformungen mit Rissen und entsprechender Auflockerung am Ausbruchinnenrand begleitet. Durch die Belastung des Betongewölberinges wird die Spannungsspitze abgebaut und ausgerundet. So kann die plastische Zone im Gebirge stabilisiert werden.

$$d = r_i \left[\frac{1}{\sqrt{1 - \frac{2\,(F-1)}{\zeta}\,\frac{\sigma_{Br}}{\beta_d}}} - 1 \right]$$

wobei d = Gewölbestärke
r_i = Radius des Ausbruches
σ_{Br} = Gebirgsdruckfestigkeit
βd = Prismendruckfestigkeit des Gewölbebetons
F = Sicherheit (1,5 bis 2 bis 3)

Beispiel: In einem Tunnel mit $r_i = 150$ cm zeigen sich bei Überlagerung von 600 m Gebirgsdruckerscheinungen ($\sigma_t = \sigma_{Br}$). Der Überlagerungsdruck ist bei einem Raumgewicht von $\gamma_e = 2{,}5$ t/m³, $p = 150$ kg/cm² als mittl. Vertikalspannung. Bei einer Poissonzahl von $m = 3{,}5$, also der Seitendruckziffer $\lambda = 0{,}4 = 1/(m - 1)$ folgt aus der Gleichung der elastischen Spannung, wie wir am Anfang gesehen haben, eine vertikale Tangentialspannung in den Strossen von $\sigma_t = \sigma_{Br} = 390$ kg/cm². Mit einem Winkel der inneren Reibung von $\Phi = 45°$ und einem Sicherheitsgrad $F = 1{,}5$ folgt aus der obigen Dimensionierungsformel bei einer Betonprismendruckfestigkeit von 150 kg/cm² eine Wandstärke von *42 cm*.

Die obige Formel enthält nur Angaben der Gesteins- und der Betonfestigkeit, die Überlagerungshöhe enthält sie hingegen nicht. Das folgt aus der Erkenntnis, den Fels durch das Gewölbe nur in der unmittelbaren Umgebung des Hohlraumes soweit zu stützen, damit er nicht zerbricht. Mathematisch ausgedrückt bedeutet dies die Entlastung der plastischen Zonen am Ausbruchsrand. Wie das Gebirge die Spannungen in seinem Inneren übernimmt und wieweit vom Tunnelrand die Beanspruchungen steigen und sich entferntere plastische Zonen bilden, ist Sache der Natur ohne direkte Wirkung auf das Gewölbe!

Diese Feststellung hat eine grosse praktische Bedeutung: Bei zunehmender Überlagerungshöhe, aber gleichbleibenden Gesteinseigenschaften, braucht die so berechnete Gewölbestärke nicht weiter erhöht, sondern kann auch bei grösserer Überlagerung auf 42 cm bemessen werden!

9. Neuere Versuchsresultate

Neuere Versuchsresultate ergänzen die Kenntnisse der Zusammenwirkung von Gewölbe und Fels. Folgendes Beispiel illustriert die in der University of Illinois durch *T. Yoshihara, A. R. Robinson* und *J. L. Merrit* [28] gewonnenen Resultate:

In einem Tunnel von 10 m Durchmesser und einer Gewölbestärke von 20 cm nehmen bei Verdoppelung der Gewölbestärke auf 40 cm die Spannungen im Fels nur um rund 17% ab. Die mittleren Spannungen im dickeren Gewölbe sind dabei etwa 20% geringer, während die Randspannungen aber doppelt so gross werden!

Der Wirksamkeit dicker Schalen sind durch deren grössere Steife also Grenzen gesetzt. Diese Feststellung rührt her vom Problem der gegenseitigen Verformbarkeit. Die praktische Konsequenz wurde daraus offenbar noch nicht gezogen, weshalb wir dies hier nachholen wollen:

Durch Anwendung eines Gewölbebetons mit geringerem Verformungsmodul oder grösserem Kriechvermögen wird zwar der Fels etwas stärker belastet, doch vermindern sich dadurch die Druckspannungen im Beton gewaltig.

Bei halb so grossem Betonverformungsmodul steigen die Druckspannungen im Fels um nur 17%, während die Betonspannungen auf die Hälfte abnehmen. Die Tragfähigkeitsreserven des Beton sind wesentlich grösser und somit auch die Sicherheit! Stärker verformbare Betonqualitäten waren bis heute zwar bekannt, aber infolge der oft damit verbundenen geringeren Würfeldruckfestigkeit als schlechter Beton bezeichnet. Gelingt es aber, diesen Festigkeitsabfall in engeren Grenzen zu halten, so werden wir bald von einer neuen Qualität Baustoff sprechen, dem Tunnelbeton!

Wie dem Verfasser inzwischen bekannt geworden ist, sind bereits erfolgreiche Versuche zur Herstellung derartigen Betons, damals allerdings für andere Zwecke, unternommen worden. Gemäss dem Diskussionsbeitrag von *H. Staub*, dipl. Ing. [25] handelt es sich um die Zumischung eines geringen Prozentsatzes einer kautschukähnlichen Suspension, eines sogenannten Elastomeres. Bis die Wirtschaftlichkeit dieser Materialien, über deren vorzügliche Eigenschaften wohl kaum Zweifel bestehen, erwiesen sein wird, kann wohl der Spritzbeton, der durch seinen relativ hohen Feinanteilgehalt und geringen Wasser-Zementfaktor den genannten Anforderungen wohl am ehesten entspricht, auch in geringen Wandstärken, als überlegener Baustoff betrachtet werden.

10. Schlussfolgerungen

Ein technisch einwandfrei bemessener Tunneleinbau ist den vom Gebirge gestellten Anforderungen gewachsen, dank konsequenter Massnahmen auf Grund der gewonnenen Erkenntnisse.

Der Auflockerungsdruck rührt her vom sich Lösen der locker gebundenen Gebirgsmassen, vor allem über dem Kopf. Einmal angefachte Bewegungen führen meist zu immer weitergreifenden Auflockerungen mit entsprechend wachsenden, kaum aufzuhaltenden Kräften. Dem Auflockerungsdruck muss darum bereits im allerersten Stadium durch *sofortige Sicherungen* entgegengetreten werden.

Echter Gebirgsdruck dagegen folgt aus mächtiger Überlagerung mit entsprechender Überlastung der Ulmen in Tunnelnähe. Er äussert sich darum zuerst meist seitlich, sei es in der Form von Bergschlägen oder sei es als Hereinbrechen der Stösse. Die Bewegung des Gebirges bezweckt eine Entlastung der Randzonen und ein Heranziehen der Festigkeitsreserven der weiteren Umgebung. Früher nahm man die lauernde Gefahr für die Belegschaft, das Risiko tiefgreifender Auflockerung und den Zeitaufwand in Kauf, um das Abklingen dieser Entlastungsbewegung abzuwarten. Heute können wir die Massnahmen berechnen, um das Gebirge sofort und wirksam zu stabilisieren.

Die statische Aufgabe jedes Tunneleinbaues hat Prof. Dr. *L. v. Rabcewicz* [16] treffend charakterisiert: Wir sind heute im Hohlraumbau zur Erkenntnis gekommen, dass das eigentlich tragende Material das Gebirge selber ist, wobei die Verkleidung nur die Rolle einer vergüteten Oberfläche übernimmt. Die tragenden Eigenschaften des Gebirges möglichst zu erhalten und zu unterstützen, ist daher die wichtigste Aufgabe des modernen Tunnelbaues.

*

Der Verfasser dankt Herrn Prof. G. Schnitter, Direktor, und Herrn Ch. Schaerer, dipl. Ing., Abteilungschef der VAWE ETH, Zürich, für die grosszügige Unterstützung und Freigabe dieser Arbeiten zur Veröffentlichung. Ein besonderer Dank gebührt Herrn Prof. A. Sonderegger, Luzern, dessen Ideen und Problemstellungen mir reiche Anregung boten.

Literaturverzeichnis

Handbücher:

[1] *Kastner, Hermann*, Dr. h.c., Dr.-Ing.: Statik des Tunnel- und Stollenbaues, Springer Verlag, Berlin 1962.
[2] *Mohr, Fritz*, Prof. Dr.-Ing.: Gebirgsmechanik, Hübner Verlag, Gosslar 1963.
[3] *Müller, Leopold*, Dr.-Ing.: Der Felsbau, Band 1, Enke Verlag, Stuttgart 1963.
[4] *Talobre*, I.: La Mécanique des Roches, Dunod, Paris 1957.

Weitere Quellen zu dieser Arbeit:

[5] *Andreae, Ch.*, Prof., dipl. Ing.: Gebirgsdruckerfahrung und Baumethoden im schweizerischen Tunnelbau, Internationale Gebirgsdrucktagung Leoben 1950, Wien, Urban 1950.
[6] *Bierbaumer, A.*, Dr.-Ing.: Dimensionierung von Tunnelmauerwerk, 1913, Wilhelm Engelmann Leipzig, 1926 Oerley Diss. Wien.
[7] *Hast, N.*, Prof.: Messungen von Spannungen im Fels durch Elektromagneten, Diskussionsbeitrag anlässlich des 14. Kolloquiums über Fragen der Geomechanik in Salzburg 1963.
[8] *Heierli, W.*, Ing. Dr.: Bericht über die Delegation der Luftschutzbauten-Kommission in den USA, Hektographie September 1964.
[9] *Jaecklin, F. P.*, dipl. Ing.: Tunnelform und Felsmechanik, Manuskript ETH, VAWE, Zürich 1964.
[10] *Jäger, Ch.*, Prof.: Der heutige Stand der Felsmechanik und seine Beziehungen zum Bau von Wasserkraftwerken, Vorlesung an der TU Berlin, 1961, Mitteilung Nr. 54 des Instituts für Wasserbau und Wasser, Wasserwirtschaft, TU Berlin 1961.
[11] *Kommerell, O.*, Dr.-Ing.: Dimensionierung von Tunnelmauerwerk, 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1940.
[12] *Mohr. F.*, Dr.-Ing.: Gebirgsmechanik im Bergbau, Congrès géol. à Alger 1952. Sect. III, Seite 173.
[13] *Moos*, Prof. Dr.-Ing. und *Breth, H.*, Prof. Dr.-Ing.: Kritische Betrachtungen des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes, «Der Bauingenieur» 24. Jg., 1949, Heft 5, Seite 129.
[14] *Ott, J.-C.*, Ing. EIL: Quelques problèmes de la poussée sur les tunnels, «Bulletin technique de la Suisse romande» 71. Jg. Heft 2, 4, 1945.
[15] *Proctor, R. V.*, und *White, L.*: Rock Tunneling with Steel Supports, Youngstown, Ohio 1946.
[16] *Rabcewicz, L. v.*, Prof. Dr.-Ing.: Aus der Praxis des Tunnelbaues: Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck, «Geologie und Bauwesen», Jg. 27, Heft 3/4, 1962, Springer Verlag Wien.

Schluss siehe Seite 478

führung der Arbeiten gesagt werden, dass sie in diesem Falle nicht wesentlich unter denen einer herkömmlichen Bauweise liegen, der Gewinn liegt vielmehr in einer um etwa 2 Monate kürzeren Bauzeit, der Einsparung an Arbeitskräften, einem Nutzflächengewinn von durchschnittlich 6% und in einer besseren Wandisolation.

Als enger Mitarbeiter des Architekten hat *J. Kövér* die nicht einfache Bauführung für das bauliche Gemeinschaftswerk besorgt.

Adresse des Architekten: *Peter Labhart,* dipl. Arch. S. I. A., 8002 Zürich, Dreikönigstrasse 35.

Felsmechanik im Tunnelbau

Schluss von Seite 472

[17] *Ruckli, R.*, Ing. Dr.: Strassentunnel, «Strasse und Verkehr», Heft 8, 1963.
[18] *Schmid, J.*, Ing. Dr.: Statische Grenzprobleme in kreisförmig durchörtertem Gebirge, Diss. ETH, Springer Verlag Berlin 1926.
[19] *Schnitter, G.*, Prof., dipl. Ing.: Berechnung von Druckstollen, Autographie, ETH, Professur für Wasserbau, April 1956.
[20] *Schnitter, G.*, Prof., dipl. Ing.: Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick, «Schweiz. Bauzeitung» 81. Jg. Heft 3, 17. Jan. 1963, und Veröffentlichung Nr. 50 der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik.
[21] *Sonderegger, A.*, Prof., dipl. Ing.: Das Spitzbogenprofil im Stollenbau, «Hoch- und Tiefbau», Nr. 13, 29.3.1963, Seiten 13–17.
[22] *Sonderegger, A.*, Prof., dipl. Ing.: Unterirdische Bauten, Ingenieur-Handbuch, 78. Ausgabe, 1963.
[23] *Sonderegger, A.*, Prof. dipl. Ing.: Wünschenswerte Untersuchungen für Stollen- und Tunnelbau, «Schweiz. Bauzeitung» 82. Jg. Heft 8, 20. Febr. 1964.
[24] *Sonntag, G.*, Prof. Dr.-Ing.: Spannungsoptische und theoretische Untersuchungen der Beanspruchung geschichteter Gebirgskörper in der Umgebung einer Strecke, Forschungsbericht des Landes Nordrhein-Westfalen, herausgegeben durch das Kultusministerium, Nr. 461, Westdeutscher Verlag Köln, 1960.
[25] *Staub, H.*, dipl. Ing., und *Buhl, E. J.*, Dr. Chem.: Hochelastischer Beton infolge Elastomer-Zusätzen, Entwicklungsarbeiten der Firma Meynadier, Zürich, Diskussionsbeitrag und persönliche Mitteilung 1964.
[26] *Terzaghi, K.*, Prof. Dr.-Ing.: Stresses in Rock about Cavities, Publication from the Graduated School of Engineering Harvard University, Boston USA und Géotechnique Volume 3, 1952, Seiten 57–90.
[27] *Terzaghi, K.*, Prof. Dr.-Ing.: Measurement of Stresses in Rock, Harvard Soil Mechanics Series No. 67 und «Géotechnique» Vol. 12 June 1962.
[28] *Yoshihara, T., Robinson, A. R.* und *Merrit, I. L.:* Interaction of Plane Elastic Waves with an Elastic Cylindrical Shell, University of Illinois, January 1963, Structural Research Series No. 261, Ref. Heierli, W., Dr. Ing.: Bericht über die Delegation in die USA, Bundesamt für Zivilschutz, S. 24, 1964.

Adresse des Verfassers: *Felix P. Jaecklin*, dipl. Ing., Klusweg 24, 8032 Zürich.

Mitteilungen

Persönliches. Die Gesellschaft Deutscher Chemiker hat dem Chefchemiker der Emschergenossenschaft und des Lippeverbandes, Prof. Dr.-Ing. *W. Husmann* in Essen, die Liebig-Denkmünze verliehen in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen in Lehre und Forschung auf dem Gebiet der Chemie des Wassers und Abwassers, für die erfolgreichen grundlegenden Arbeiten über den Chemismus der Reinigung häuslicher und industrieller Abwässer sowie für die Entwicklung neuer Verfahren der Analytik und automatischen Messtechnik in der Gewässerüberwachung und Abwasserreinigung. – In der Firma Brown, Boveri in Baden ist *Claude Seippel*, Direktor der thermischen Abteilung, Ende Juni in den Ruhestand getreten; sein Nachfolger ist *Piero Hummel*, dipl. Masch.-Ing., S.I.A., G.E.P.

«Bulletin Analytique de la Littérature Technique Roumaine». Diese Literaturübersicht erscheint seit Anfang dieses Jahres. Vorgesehen ist die Veröffentlichung von jährlich 4 Heften zu je rd. 84 Seiten, Format A 4. Die nach der internationalen Dezimalklassifikation geordneten Literaturauszüge umfassen je 20 bis 80 Zeilen, sodass der Leser mehr als nur Stichworte über den Inhalt der Arbeiten erfährt. Adresse: Institutul de documentare tehnica, Bucuresti, raionul 30 Decembrie, str. Cosmonautilor 27–29.

Normung, Rationalisierung, Fachausbildung. Hierüber enthält das neue Literaturverzeichnis der Beuth-Vertrieb GmbH, 1 Berlin 15, Uhlandstr. 175, auf 84 Seiten eine Fülle wesentlicher Veröffentlichungen, die unter der Verantwortung anerkannter Organisationen herausgegeben wurden. Das Verzeichnis kann in der Schweiz auch bei H. u. R. Studer, 8003 Zürich, Albisriederstrasse 5, bezogen werden.

Fachbücher für Bau und Siedlung sind zusammengestellt im Gesamtverzeichnis der Verlagsgesellschaft Rudolf Müller in Köln-Braunsfeld, Postfach 101. Die zahlreich aufgeführten Werke sind grösstenteils für Bautechniker bestimmt; sie bringen ausser eigentlich bautechnischen Büchern aus Hoch- und Tiefbau auch solche über Rechts- und Wirtschaftsfragen.

Buchbesprechungen

Mantua, Cremona, Lodi. Von Dr. *Ernst Schmid.* 128 S. mit 60 Abb. Frauenfeld 1964, Verlag Huber & Co. Preis kart. Fr. 11.50.

Mantua verdankt sein Gesicht dem kunstfreudigen Fürstengeschlecht der Gonzaga, die während fast vierhundert Jahren das Geschick der Stadt bestimmt und berühmte Künstler an den mantuanischen Hof berufen haben: Andrea Mantegna, Giulio Romano, Peter Paul Rubens. Cremona ist die Stadt der Geigenbauer; hier lebten Andrea Amati, Antonio Stradivari und Giuseppe Guarneri. Die Stadt besitzt eine Anzahl herrlicher Paläste mit Terrakottazier aus der Frührenaissance, deren Entstehung auf das Wirken einer regen Bürgerschaft zurückzuführen ist. Das berühmteste Baudenkmal von Lodi ist die Kuppelkirche Santa Maria Incoronata. Das Bändchen wird sich für alle Kunstfreunde als ein zuverlässiger Cicerone erweisen.

Bauforschung. Band 1: Volkswirtschaftliche, betriebswirtschaftliche, rechtliche, soziologische, hygienische und technische Aspekte. Referate der öffentlichen Vortragstagung über Bauforschung vom 13. und 14. Oktober 1964 an der ETH, Zürich. Mit einem Vorwort von U. Meyer-Boller. Herausgegeben von der *Schweizerischen Gesellschaft für Koordination und Förderung der Bauforschung.* 190 S. Zürich 1965, Verlag Bauforschung.

Die im Mai 1964 gegründete Schweiz. Gesellschaft für Koordination und Förderung der Bauforschung bezweckt die Notwendigkeit vermehrter Forschung im Bausektor aufzuzeigen und bei den dafür geeigneten Kreisen koordinierend und stimulierend zu wirken. Sie beabsichtigt jedoch nicht, selbst zu forschen. Ihre erste öffentliche Vortragstagung fand am 13./14. Oktober 1964 an der ETH statt. Im vorliegenden Band sind die damals gehaltenen 16 Referate, vermehrt um einen Beitrag von R. Frey, Geschäftsführer der Gesellschaft, publiziert.

Die heute so dringend notwendige Rationalisierung des Bauwesens erfordert eine vorurteilslose, umfassende Erforschung aller mit dem Bauwesen zusammenhängenden Faktoren. Dies wird in den Beiträgen der zahlreichen Mitarbeiter eindrücklich dargelegt. Sie weisen mit Recht auch auf die gewaltigen Probleme hin, welche sich in naher Zukunft durch die unaufhaltsame Bevölkerungsvermehrung stellen werden, vorab Wohnungsbau, Infrastruktur und Automation. Der hier bereits bestehende Rückstand wird nur aufzuholen sein, wenn das Bauvolumen erheblich gesteigert wird. Aus diesem Grunde fehlt es auch nicht an Bedenken gegenüber den getroffenen Massnahmen zur Konjunkturdämpfung.

Die Publikation wird dank ihres sehr allgemein gehaltenen Inhalts auch den Nicht-Spezialisten wertvolle Einblicke vermitteln.

Architekt *Wolfgang Naegeli*, Zürich

Kanalisations-Handbuch. Von *H. Wenten.* Dritte überarbeitete und erweiterte Auflage. 208 S. mit zahlreichen Abb. und Tabellen. Köln-Braunsfeld 1965, Verlagsgesellschaft Rudolf Müller. Preis DM 24.80.

Schon im Vorwort zur 2. Auflage weist der Verfasser mit Recht auf die ständig zunehmende Wichtigkeit richtig projektierter, gebauter und betriebener Entwässerungsanlagen hin. Die ersten zwei Drittel des Buches behandeln die Projektierung, Dimensionierung, den Bau und Betrieb der eigentlichen Kanalisationsanlagen. Nach einer kurzen Einleitung über die Problematik und die Unerwünschtheit von sogenannten Hauskläranlagen werden die Entwässerungs- oder Kanalisationsnetze, die hiefür geeigneten Baustoffe, deren Berechnung, Dimensionierung und Anordnung besprochen. Es folgt ein Hinweis auf die üblichen Sonderbauwerke, wie Kanalkreuzungen, Düker, Überfälle, Regenauslässe, Schächte, Spülkammern usw. mit Ausführungs- und hydraulischen Berechnungsbeispielen. Ein weiteres Kapitel behandelt die Bauausführung von Kanalnetzen mit den erdbautechnischen Grundlagen für Grabenaushub, Spriessung, Wasserhaltung sowie der eigentlichen Rohrverlegung.