

Beitrag zur Felsmechanik

Felix P. Jaecklin

Nr. 61

Überreicht durch die
Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik
Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations

Offert par la

Beitrag zur Felsmechanik

Von **Felix P. Jaecklin**, dipl. Ing.

Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich

Inhalt:

	Seite
Felsmechanische Grossversuche	1
Felsmechanik im Tunnelbau	7

SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG

Sonderdruck aus dem 83. Jahrgang, Heft 15 und 27 vom 15. April und 8. Juli 1965

Druck: Offset + Buchdruck AG, Zürich

Felsmechanische Grossversuche

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

1. Einleitung

Bevor die Berechnung von Spannungen im Fels überhaupt sinnvoll ist, müssen die Verformungseigenschaften und wenn möglich die Bruchgrenze des Gebirges bekannt sein, denn durch die Klüfte und Schichten werden die Spannungsverhältnisse stark verändert. In eindrücklicher Weise zeigten dies im Auftrag der Verzasca SA (Ing.-Bureau Dr. Lombardi und Gallera) durchgeführte Grossversuche in den Talflanken der Staumauer Verzasca. Die Messungen ergaben aufschlussreiche Erkenntnisse zum Deformationsverhalten von Fels. Beidseits des Flusses und in verschiedener Höhe über der Talsohle erfolgten die Versuche in vier verschiedenen Sondierstollen, die bis gegen 100 m in das Bergesinnere führten. Nach Prof. Dal Vesco [3] gehört das Gebirge zur Wurzelzone der penninischen Decke und besteht aus Adergneis mit Kalksilikatfels, Gneissen und Pegmatitgängen. Die Schichten stehen praktisch vertikal und quer zum Tal. Erst nach Abtrag der Vegetationsdecke wurde die Faltung sichtbar, welche zwar für das gesamte mechanische Verhalten von geringerer Bedeutung ist.

2. Apparaturen

Die Kennwerte des elastischen und plastischen Verhaltens des Felsens wurden durch Plattenversuche ermittelt. Die Belastung der

*) Vortrag, gehalten am 5. November 1964 anlässlich des Weiterbildungskurses für Stollen- und Tunnelbau im Zentralschweizerischen Technikum in Luzern, 1. Teil

Druckplatten erzeugten zwei hydraulische Pressen von je 150 t, die beide an der gleichen Pumpe angeschlossen waren und so total mit 300 t auf den Fels drückten (Bild 1). Die Pressköpfe wirkten auf die diametral einander gegenüberliegenden kreisförmigen Druckplatten (Durchmesser 80 cm, Fläche 5000 cm²) über DIN-Träger und Eichenholzzwischenlagen als Federelemente zur gleichmässigen Verteilung der Last (Bilder 2 und 3). Das satte Anliegen der Druckflächen an die zuvor bearbeiteten Stollenwandungen wurde durch Anbetonieren der vorgefertigten Blechschalung erreicht (Bild 4). Mit eigens für diesen Zweck hergestellten Distanzlehren konnten die Schalungen genau parallel zueinander montiert werden.

Die von den Pressen ausgeübten Druckkräfte wurden mit durch die EMPA geeichten Druckdosen, die zwischen Pressenfuß und DIN-Trägerrost angeordnet waren, auf elektrischem Weg gemessen. Zur Kontrolle stand zudem ein in den Ölkreislauf eingeschaltetes Manometer zur Verfügung. Die zwischen Presse und DIN-Träger montierten Kugelkalotten-Auflager dienten dem Ausgleich kleiner Unregelmässigkeiten. Durch die Versuche wurden die Distanzvergrößerungen der einander gegenüberliegenden Stollenflächen in Abhängigkeit des zunehmenden Belastungsdruckes gemessen. Die von der VAWE (durch G. Amberg, dipl. Ing.) entwickelten Dehnungsmessstäbe ermöglichten dies. Jeder Messstab wurde mittels einer Spiralfeder soweit vorgespannt, dass er sich unter dem Einfluss der Stollendehnung verlängern

Bild 1. Belastungseinrichtung zur Felsverformungsmessung in einem Sondierstollen der Staumauer Verzasca. Im Vordergrund rechts die Oeldruckpumpe, links die elektronische Messbrücke mit den Verbindungskabeln zu den Druckdosen



Bild 4. Blechschalung der an die Stollenwand betonierten kreisrunden Druckplatte mit \varnothing 80 cm. Zentrales Loch zur Messung der Stollendehnung an der Felsoberfläche



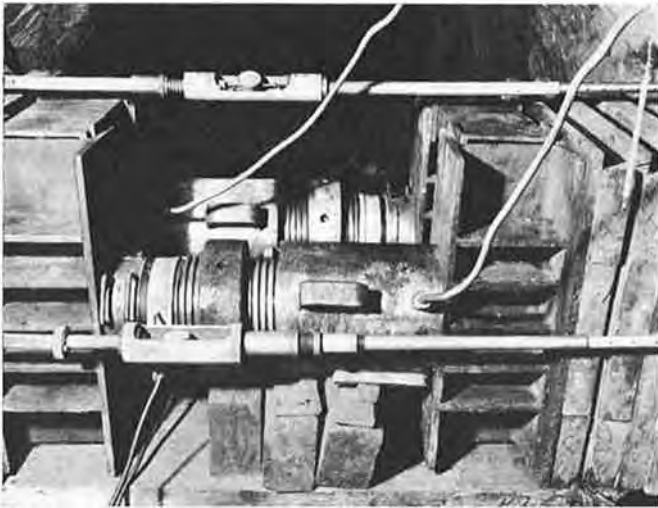


Bild 2. Nahsicht der beiden parallelen Pressen (total maximal 300 t) mit elektrischer Druckdose und Kugelkalottenaufleger. DIN-Trägerrost und Eichenbohlen dienen der gleichmässigen Lastverteilung. Oben und ganz vorn sind zwei Messstäbe mit eingebauten Messuhren sichtbar

konnte. Zwischen den beiden Armen des Messstabes, wovon der eine sich beweglich in einem Gleitlager im Innern des andern Armes verschoben konnte, war die Messuhr eingebaut (Ablesegenauigkeit von etwa 4 tausendstel Millimeter). Drei derartige Dehnungsmessstäbe lieferten die Verformungen des Stollens in Lastflächenmitte und an zwei rechtwinklig zueinander stehenden Stellen am Lastflächenrand. Diese Messeinrichtung wurde ergänzt mit über Rollenuhren gespannten Invardrähten, welche die Felsbewegungen auch in einiger Entfernung der Lastfläche verfolgen liessen (Bild 1).

3. Versuchsbedingungen

Der Druck wurde in Laststufen von 12 kg/cm² stufenweise bis zum Maximum von 60 kg/cm² gesteigert. Bei 36 kg/cm² erfolgte bei einigen Versuchen eine Zwischenentlastung auf Null. Jede Laststufe wurde jeweils während 4 bis 8 Stunden konstant gehalten. Erst nach dieser Zeit waren die Verformungsbewegungen abgeklungen. Durch einen Bedienungsmann war der Pressendruck jeder Laststufe stets nachzustellen, damit der zeitliche Verlauf nicht durch Druckschwankungen gestört wurde.

Mit zwölf derartigen Grossversuchen wurde in den verschiedenen Sondierstellen der Fels in paralleler, senkrechter und auch schiefer Richtung zur Schieferung belastet. Entsprechend den aufwendigen Apparaturen und den durch die geringen Felsverformungen bedingten hohen Genauigkeitsanforderungen an die Messung war die Durchführung der Versuche sehr zeitraubend und kostete den Verfasser einige Monate Arbeit. Auf den ersten Blick betrachtet, zeigten die Resultate recht grosse Streuungen, die sich aber nach einer genaueren Untersuchung als interessantes, gesetzmässiges Verhalten der Talflanken analysieren liessen.

4. Auswertung

Ein typisches Belastungs-Setzungs-Diagramm einer Lastfläche zeigt Bild 5. Bei einer maximalen Pressung von 60 kg/cm² erfolgte eine

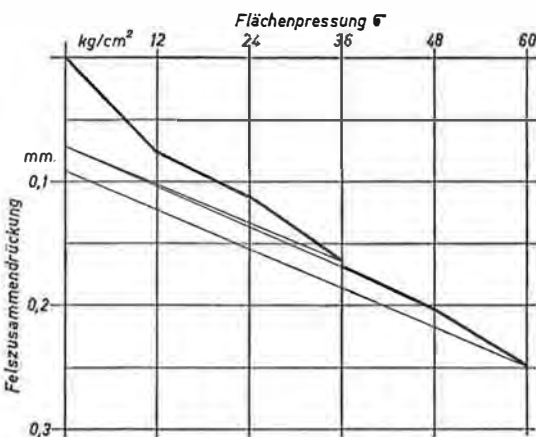


Bild 5. Typischer, beinahe geradliniger Verlauf der Belastungs-Felzsammendrückungs-Kurve, welcher auf ein weitgehend elastisches Materialverhalten des Felsens schliessen lässt

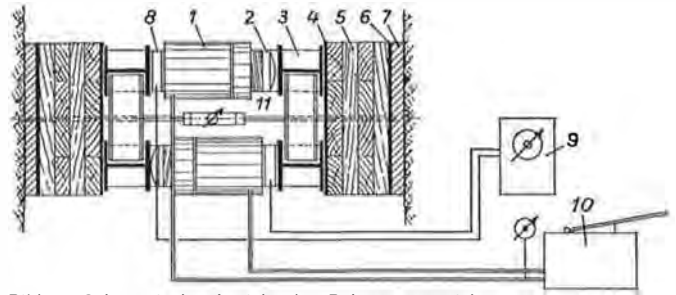


Bild 3. Schematische Ansicht der Belastungseinrichtung

- | | |
|----------------------------------|---------------------------------------------------------------|
| 1 Presse, 150 t | 7 Betonplatte, ϕ 80 cm, Druckfläche 5000 cm ² |
| 2 Kugelkalottenaufleger | 8 Elektrische Druckdose |
| 3 DIN-Träger mit Stegversteifung | 9 Messbrücke |
| 4 Eisenplatte verstärkt, 10 mm | 10 Ölpumpe mit Manometer |
| 5 Eichenbohlen | 11 Dehnungsmessstab |
| 6 Blechplatte, 6 mm | |

Felzsammendrückung pro Platte von nur 0,25 mm, was somit einer Stollendehnung von 0,5 mm entspricht. Die Kurve hat einen beinahe geradlinigen Verlauf, welcher nur vor der ersten Laststufe etwas geknickt wurde – offenbar eine Folge der ersten Anpassung der Apparatur an die Kontaktstellen im Fels. Dieser nahezu geradlinige Verlauf der Belastungs-Felzsammendrückungs-Kurve liess auf ein elastisches Verhalten des Felsens schliessen, wobei die Neigung dieser Geraden dem Elastizitätsmodul entspricht. Tatsächlich hat der Fels nach der Entlastung sich wieder beinahe vollständig zurückverformt.

In Bild 5 sind die Entlastungskurven mit feinen Strichen gekennzeichnet. Wie es für nicht ideale, natürliche Körper selbstverständlich ist, blieb ein gewisser Anteil der Verformungen bestehen. Diese sogenannte plastische Verformung betrug für den penninischen Gneis jedoch nur etwa ein Drittel der totalen Verformungen. Mit der Absicht, elastische und plastische Verformungen des Felsens genau auseinander zu halten, werden diese Lastsetzungsdiagramme wie folgt ausgewertet: Der erste Abschnitt der Belastungskurve bis zum Knick wird ausser Betracht gelassen, um die Wirkung anfänglicher Störeinflüsse zu eliminieren. Der verbleibende Teil der Kurve besteht somit im wesentlichen aus einer ersten Geraden, der Belastungskurve, und einer zweiten Geraden, der Entlastungskurve. Entsprechend der Definition elastischer Körper wird die Neigung der Entlastungsgeraden zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls (E) verwendet, während im analogen Sinn die Neigung der Belastungsgeraden zur Bestimmung des Verformungsmoduls (M_E) diente. Auf diese Weise ist es möglich, die Verformungscharakteristik des Felsens mit nur zwei Zahlen festzuhalten, denen physikalisch eine exakte Bedeutung zugeordnet ist: Der M_E -Modul, der die *elastische und plastische* Verformung der Erstbelastung einschliesst, und der E -Modul, welcher die *nur elastische* Zurückverformung des Felsens einbezieht und darum auch weitgehend mit der Belastungskurve nach zahlreichen Lastwechseln übereinstimmt.

Im Gegensatz zu Wasser-Abpress-Versuchen in Druckstollen oder Bohrlöchern wirkt die Kraft bei Plattenversuchen durchaus analog dem Kräftefluss unter dem Fundament eines Bauwerkes. Auch die spezifische Belastung des Felsens erreicht den selben Maximalwert unter dem Bauwerk wie im Versuch. Verschieden ist hingegen die Form der Lastfläche: Das Streifenfundament der Staumauer gegenüber der Kreisfläche des Versuches.

Die Aufgabe der mathematischen Auswertung der Versuche besteht somit darin, aus den gemessenen Setzungen der Lastfläche auf die Setzung des Bauwerkes zu schliessen. Das kann sowohl durch Ausnutzen des geometrischen Ähnlichkeitsprinzips geschehen als auch durch Berechnung der Verformungs- und Elastizitätsmoduli unter Zuhilfenahme von Lastausbreitungs- und Setzungstheorien. Grundsätzlich besteht eine grössere Zahl von Theorien und Auswertemöglichkeiten. Auf Grund der beobachteten, weitgehend linearen Belastungsverformungs-Kurven wird eine Lastausbreitung im homogenen, elastischen und isotropen Halbraum vorausgesetzt. Die Eichenholzstapel von 30 bis 40 cm Stärke bewirkten eine gleichmässige Lastverteilung. Die gemessenen Setzungen waren in Lastmitte immer deutlich grösser als am Lastrand, so dass die Voraussetzungen der schlaffen Lastfläche mit gleichmässiger Belastung gegeben erschienen und die entsprechende Berechnung der Moduli in Funktion der Einsenkung in Lastmitte erfolgte. Dies geschah nach Boussinesq und F. Schleicher: Zur Theorie des Baugrundes («Der Bauingenieur», 1926, S. 931 [4]).

$$M_E, E = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot 2 r \cdot \frac{p}{s}$$

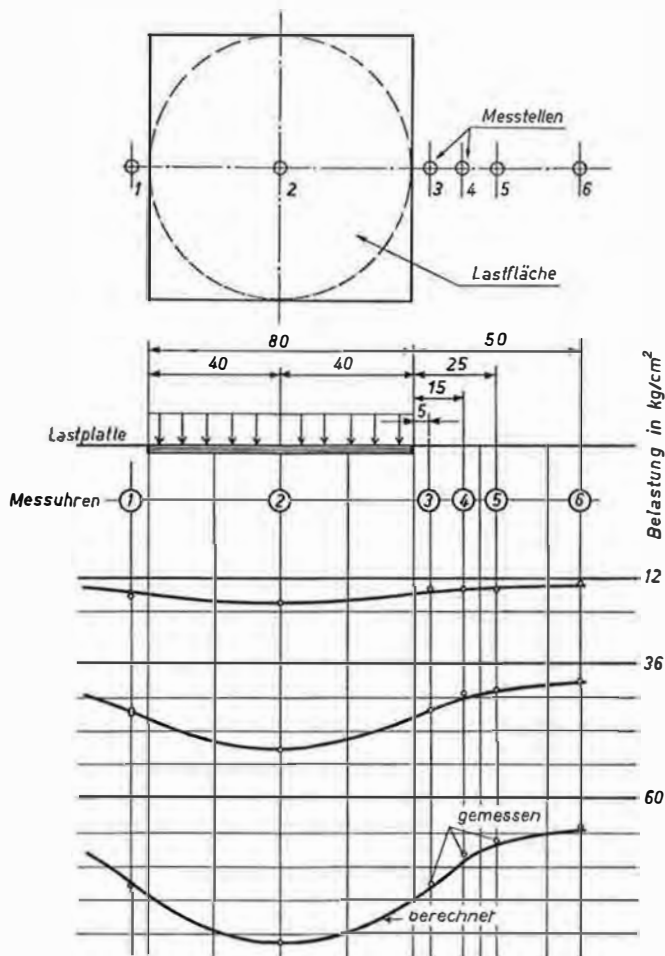


Bild 6. Lastfläche und Felsverformung

- M_E, E = Verformungs- bzw. Elastizitätsmodul
- m = Querdehnungszahl
- r = Radius der kreisrunden Druckfläche
- p = betrachtete spezifische Belastung
- s = Einsenkung in Lastflächenmitte.

Die Wahl der Berechnungsmethode ist wesentlich, denn die Streubreite der möglichen Setzungstheorien allein ergibt einen Bereich, der um 30% des Resultates schwanken kann! Dies ist ein typisches Beispiel zur Problematik von Versuchen im Fels (und übrigens auch im Lockergestein), bei welchen die exakte Kenntnis der rechnerischen Voraussetzungen vielfach von grösserer Bedeutung ist als noch so genaue Messresultate (siehe hierzu auch F. P. Jaecklin: Die Setzung kreisrunder Lastflächen [6]). Im konkreten, vorliegenden Fall lautete also die Frage: Trifft die Annahme der Spannungsverteilung im elastischen Halbraum zu und sind die Voraussetzungen für eine schlanke Lastfläche gegeben? Den ersten Teil können wir mit Ja beantworten dank der erwähnten, geradlinigen Form der Belastungs-Setzungskurve; die zweite liess sich sehr gut kontrollieren durch Vergleich der gemessenen Werte mit den aus der zentralen Einsenkung berechneten Werten des Felsens am Lastflächenrand und in weiterer Entfernung.

Diese Kontrolle wurde für jeden Versuch durchgeführt und ergab eine überraschend gute Übereinstimmung. Eine sinnvolle Überprüfung der zu Grunde gelegten Voraussetzungen der Berechnung ist bei allen derartigen Versuchen von besonderer Wichtigkeit. Nur sie zeigt, wie weit die grundsätzlich gefasste Konzeption der Auswertung richtig ist (vgl. hierzu Kurven in Bild 6).

5. Anisotropie und Inhomogenität

Die übrigen Voraussetzungen der Anisotropie und Inhomogenität waren in diesem Fels ohne Zweifel sicher *nicht erfüllt*. Da aber Spannungen und Deformationen stets eng miteinander verknüpft sind, haben sich die daraus entstehenden Fehler offenbar gegenseitig weitgehend kompensiert. Dies gilt für die Auswertung der einzelnen Versuche. Gesamthaft gesehen war jedoch der Einfluss der Schieferung

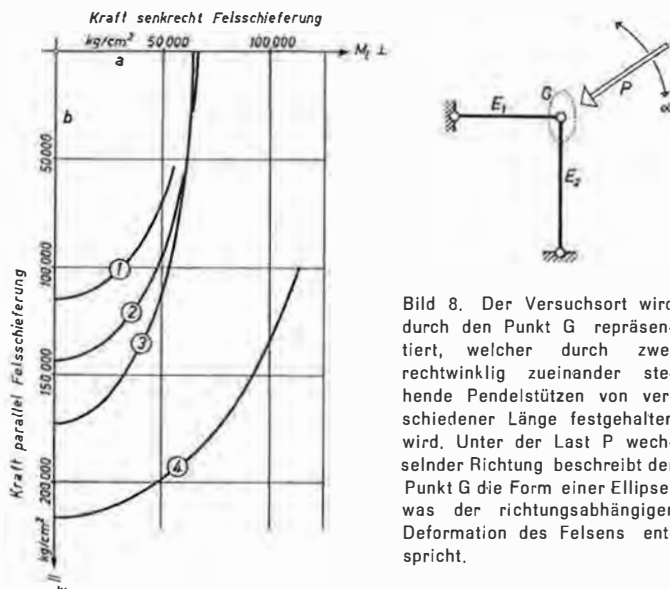


Bild 8. Der Versuchsort wird durch den Punkt G repräsentiert, welcher durch zwei rechtwinklig zueinander stehende Pendelstützen von verschiedener Länge festgehalten wird. Unter der Last P wechselnder Richtung beschreibt der Punkt G die Form einer Ellipse, was der richtungsabhängigen Deformation des Felsens entspricht.

Bild 7. Fels-Schieferungsrichtung und Verformungs-Modul (M_E). Die Wirkung der Anisotropie wird durch die konzentrischen Ellipsen dargestellt, deren fortlaufende Numerierung von innen nach aussen mit jener der Sondierstellen in der Talsohle beginnend fortlaufend nach oben übereinstimmt

ganz besonders deutlich. Wirkte die Kraft senkrecht zur Felschieferung, so wurden die Pakete offenbar weitgehend auf Biegung beansprucht und die Klüfte langsam geschlossen. Wirkte die Kraft hingegen parallel der Felschieferung, so werden offenbar die Schichtköpfe, wenn man so sagen will, wie Säulen belastet und die Kluftzwischenräume entsprechend weniger zusammengedrückt. Der Fels erscheint härter, die Verformungen sind geringer und die Moduli entsprechend grösser.

Diese richtungsabhängige Felsdeformation zeigt das statische Modell des Bildes 8 deutlich. Der Versuchsort wird durch den Punkt G repräsentiert, welcher durch zwei rechtwinklig zueinander stehende Pendelstützen von verschiedener Länge festgehalten wird, die bei gleicher Belastung verschieden grosse totale Längenänderungen aufweisen. Das Modell zeigt also eine durchaus elastische, aber richtungsabhängige und damit analoge Deformation zu jener des Felsens. Betrachten wir also die Verschiebung des Punktes G unter der Last P, deren Wirkungsrichtung sich verändert. Der Punkt G beschreibt die Form einer Ellipse, wie dies die punktierte Linie andeutet. Durch die Kenntnis der Haupttaxen der Ellipsen lässt sich die vollständige Form zeichnen, und der Einfluss der Anisotropie ist erfasst. Bild 7 zeigt die in diesem Sinne ausgewerteten Messresultate in den vier verschiedenen Versuchsstollen: Die konzentrische Folge der Ellipsen gestattet ein mittleres Axenverhältnis zu berechnen von

$$\frac{M_E \text{ Kraft parallel zur Schicht}}{M_E \text{ Kraft senkrecht zur Schicht}} = 2,2 \text{ bis } 2,7$$

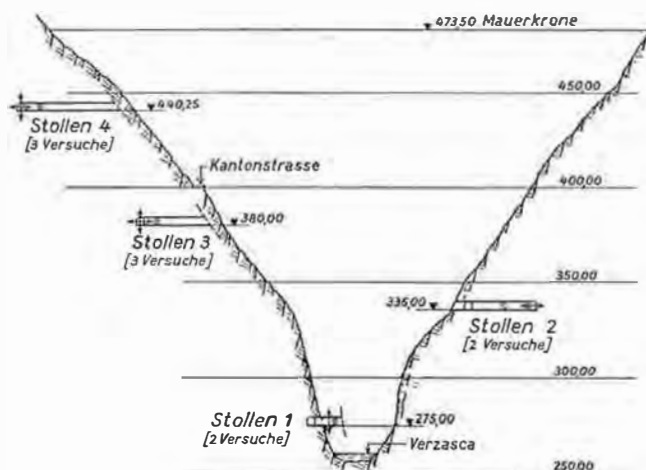
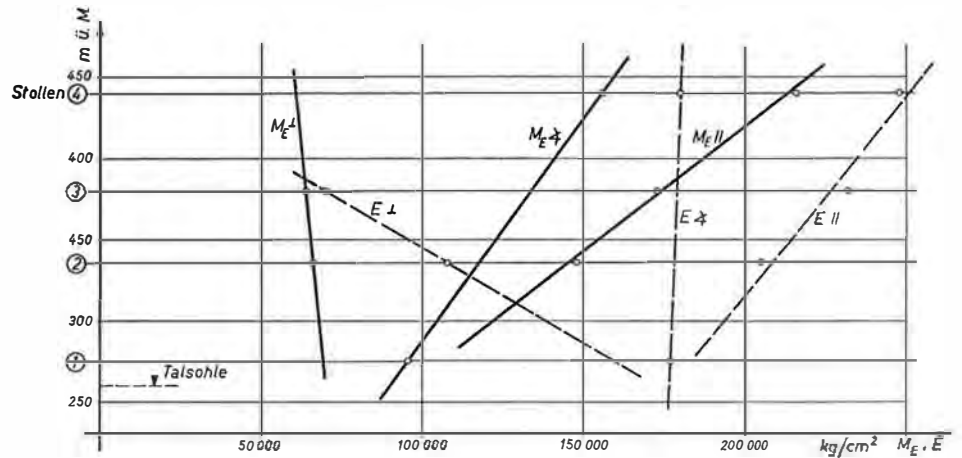


Bild 9. Talquerschnitt 1:4000 und Sondierstollen

Bild 10. Die Neigung des Geradenbündels der M_E -Werte nach rechts zeigt die Verformungsabhängigkeit mit zunehmender Meereshöhe. Die gegeneinander gerichtete Stellung der zusammengehörenden Geraden deutet auf einen verminderten Einfluss der Anisotropie in grössere Tiefe hin



6. Verformungseigenschaften der Talflanken

Die Reihenfolge der fast ähnlichen Form der Ellipsen (Bild 7) deutet den Zusammenhang des M_E -Moduls mit der Höhe über dem Talboden bzw. des Abstandes des Versuchsortes von der Oberfläche an. Ist es ein Zufall, dass sich die fortlaufenden Nummern der Sondierstollen in der Talsohle beginnend nach oben (Bild 9) und in Bild 7 die Ellipsen von innen nach aussen in gleicher Reihe aufeinanderfolgen?

Es war naheliegend, die M_E - und E -Moduli in Funktion der Höhe über der Talsohle darzustellen. Bild 10 zeigt diese Darstellung, wobei die M_E -Moduli mit durchgezogenen Geraden, die E -Moduli mit gestrichelten Geraden gekennzeichnet sind. Die Neigungen des Geradenbüschels der M_E -Werte nach rechts zeigten somit die Verformungsabhängigkeit mit zunehmender Meereshöhe. Jede der drei Geraden charakterisiert eine Richtung der Kraft zur Schieferung: die senkrechte, die unter 45° stehende und die parallele. Die beiden Geradenbündel der Verformungs- und Elastizitätsmoduli entsprechen sich und ergeben eine Zunahme des M_E -Moduls mit steigender Höhe der Versuchsorte über der Talsohle. Das trifft besonders ausgeprägt für die Messungen bei paralleler Kraftwirkung zur Felschieferung (Druckrichtung parallel Schicht) zu. Es wäre zwar weit gegangen, die Geraden rückwärts zu verlängern. So ergäbe sich ein gemeinsamer Schnittpunkt der je drei zusammengehörenden Geraden etwas unterhalb der Talsohle. Dies deutet auf eine geringere Anisotropie des Felsens in grösserer Tiefe hin, deren Einfluss, wenn er auch wohl kaum ganz verschwindet, so doch bedeutend geringer wird. Die Richtungsabhängigkeit der Verformungs- und Elastizitätsmoduli muss also teilweise durch die Spannungumlagerung im Gebirge, durch die Talbildung und die Verwitterung verursacht sein.

Die grössere Richtungsabhängigkeit des Felsens mit zunehmender Höhe wird ergänzt durch die entsprechende Wirkung des Abstandes des Versuchsortes von der Felsoberfläche. In Bild 11 sind die Versuchsergebnisse, M_E - und E -Moduli und ihre Mittelwerte, in jedem Stollen in Funktion des horizontalen Abstandes des Versuchsortes unter Tag

und der Felsoberfläche dargestellt. Die M_E -Werte liegen – ungeachtet der gemessenen Richtung zum Fels – innerhalb des schraffierten Bereiches, die E -Werte zwischen den beiden gestrichelten Linien. Die schräge Lage dieser Bänder illustriert die Abhängigkeit der Moduli von der Tiefe im Bergesinnern, d.h. mit zunehmender Tiefe nehmen auch die Moduli zu. Die Bandbreite der Bereiche zeigt die Richtungsabhängigkeit der Moduli. Das Schmälerwerden der Bereiche nach oben deutet, analog zu Bild 10, auf die geringere Anisotropie des Felsens mit zunehmender Tiefe im Bergesinnern hin.

Das Diagramm rechts in Bild 11 stellt die Differenz der Moduli M_E minus E in Funktion der Tiefe im Bergesinnern dar. Die Unterschiede zwischen E und M_E sind – entsprechend der Verteilung der Punkte – in Oberflächennähe grösser als in der Tiefe. Die gezeichnete Grenzkurve der maximalen Unterschiede nähert sich langsam Null. Mit zunehmender Tiefe im Berg nimmt somit der plastische Anteil der Verformung ab.

7. Felsmechanische Folgerungen

Die Felsverformungsmessungen des penninischen Gneises in den Sondierstollen der Staumauer Verzasca ergaben, dass der Fels sich unter einer Belastung sehr weitgehend wie elastisches Material verformt. Durch die Übereinstimmung der berechneten Verformungslinien der Felsoberfläche mit den gemessenen kann der Schluss gezogen werden, dass die der Berechnung zugrunde gelegte Theorie mit ihren Voraussetzungen weitgehend zutrifft. Die trotz des elastischen Verhaltens des Felsens stark richtungsabhängige Eigenschaft lässt sich durch ein einfaches statisches Modell erklären, so dass auch die Anisotropie rechnerisch erfasst werden kann.

Im Zuge der Auswertung der Resultate zeigte sich eine systematische Abhängigkeit der Verformungseigenschaften in bezug auf die Höhe über Talsohle und in bezug auf die Tiefe der Messstelle im Bergesinnern. Daraus folgt der allgemeingültige Schluss: Fester Fels in der selben Talflanke und den selben, von Auge sichtbaren und mit geo-

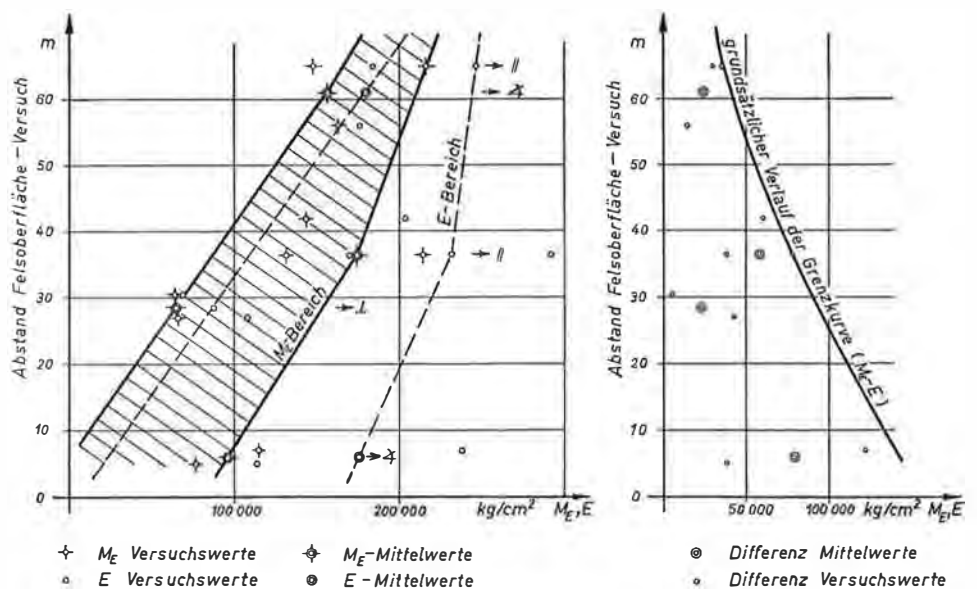


Bild 11. Die schräge Lage der Bänder (für die M_E -Werte schraffiert, für die E -Werte zwischen den gestrichelten Linien) illustriert die Abhängigkeit der Moduli von der Tiefe im Bergesinnern, d. h. mit zunehmender Tiefe nehmen auch die Moduli zu. Das Diagramm rechts zeigt die gleichzeitig damit verbundene Abnahme des Anteils der Verformung

logischen Mitteln feststellbaren Eigenschaften kann trotzdem bedeutend unterschiedliche Verformungseigenschaften haben, welche offenbar bedingt sind durch den geomorphologischen Vorgang der Talbildung und die damit verbundene Spannungsumlagerung im Gebirge. Die Erkenntnis dieser grundlegenden Eigenarten des Gebirges muss bei felsmechanischen Überlegungen und Berechnungen stets im Auge behalten werden. Sie begründen die zum Betonbau verschiedenartige Betrachtungsweise des Gesteins als inhomogenes und anisotropes Gefüge.

Der Verfasser dankt Prof. G. Schmitter, ETH, Zürich, und Dr. Lombardi und Gellera, Ing.-Bureau, Locarno, für die Unterstützung und Freigabe dieser Arbeiten zur Veröffentlichung. Ein besonderer Dank gebührt meinem Abteilungschef Ch. Schaerer, dipl. Ing., G. Amberg, dipl. Ing., und dem örtlichen Bauleiter O. Skrotzky, dipl. Ing., welche die Versuche und die Auswertung stets kräftig förderten sowie auch meinem Kollegen P. Borle, dipl. Ing., der mich stets hilfsbereit unterstützte.

Felsmechanik im Tunnelbau

Von Felix P. Jaecklin, dipl. Ing., Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich¹⁾

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 zahl-

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).

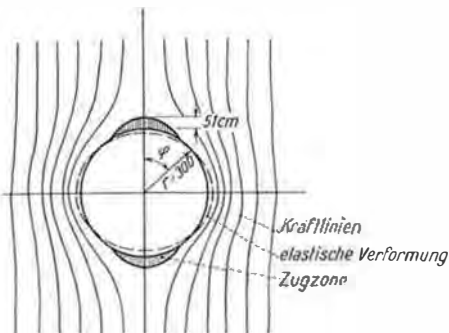


Bild 1. Der Ausbruch eines Tunnels bedeutet ein seitliches Verdrängen der vertikalen Kraftlinien, was zu grossen Randspannungen in den Ulmen führt sowie dem schraffierten Zugbereich in der Sohle und vor allem über dem First. Die nur elastische Deformation verformt den Umfang im Sinne der gestrichelten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

Literatur

- [1] VAWE-Bericht Nr. 1619: Felselastizitätsmessungen Staumauer Verzasca, vom 14. April 1962.
- [2] G. Schmitter, Prof. ETH, Zürich: Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick, «Schweiz. Bauzeitung», 81. Jahrgang, Heft 3, 17. Jan. 1963, und Veröffentlichung Nr. 50, Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik.
- [3] E. Dal Vesco, Prof. Dr. ETH, Zürich: Forze idriche della Val Verzasca, Impianto di Tenero, Geologia. Locarno e Berna, dicembre 1955.
- [4] F. Schleicher: Zur Theorie des Baugrundes, «Der Bauingenieur» 1962, Seite 931.
- [5] O. K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrund, Wien 1934.
- [6] F. P. Jaecklin: Die Setzung kreisrunder Lastflächen, interner Bericht der VAWE, Nr. 210, 8. Mai 1962.

reicher Komponenten ohne Möglichkeit eines exakten Spannungsnachweises als sanftes Ruhekitzen 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 einzuzeichnen. Durch den Vergleich der verschiedenen Resultate sind schliesslich die wirklichen Verhältnisse und auch der mögliche Einfluss bestimmter Variablen 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.

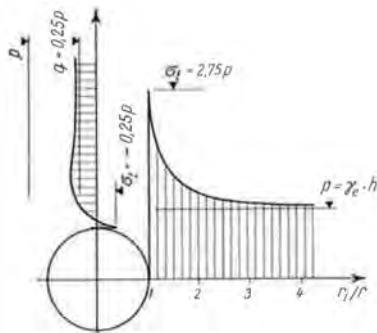


Bild 2. Bei geringem Seitendruck entsteht am Innenrand der Ulmen eine Spannungsspitze von gegen $3p$ und im kreisrunden Tunnelfirst herrschen Zugspannungen, welche oft Nachstürze verursachen. $\lambda = 0,25 = q/p$, $m = 5$, $v = 0,20$.

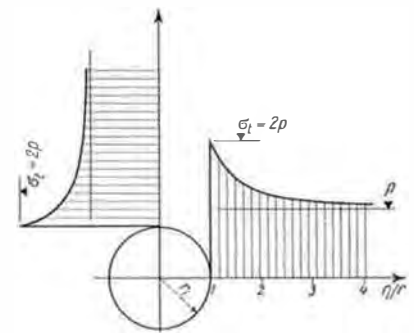


Bild 3. Bei gleicher Horizontal- wie Vertikalspannung verteilen sich die Spannungen um den ganzen Tunnelumfang gleichmässig mit einer Spannungsspitze am Innenrand von $2p$. $\lambda = 1$, $q = p$, $m = 2$, $v = 0,5$

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 Tunnelndurchmesser 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:

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

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

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

Es sind dabei:

- σ_r = radiale Randspannungen
- σ_t = tangentielle Randspannungen
- τ_{rt} = Scherspannung
- p = $\gamma_e h$ = vertikaler Überlagerungsdruck
- q = $\gamma_e h \lambda = \lambda p$ = horizontaler Ruhedruck
- λ = 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 $\cos 2\varphi$ - und $\sin 2\varphi$ -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 $\sigma_{tmin} = -p(1 - 3\lambda)$; Zug bei $\lambda \leq 1/3$
 im Kämpfer $\varphi = \pm \pi/2 = \pm 90^\circ$
 $\sigma_{tmax} = p(3 - \lambda)$

Der Beiwert λ variiert theoretisch von 0 bis 1. Typische Spannungsverteilungen sind in den Bildern 2 und 3 dargestellt. In jedem Fall herrschen am Ausbruchsrund 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 Druck-

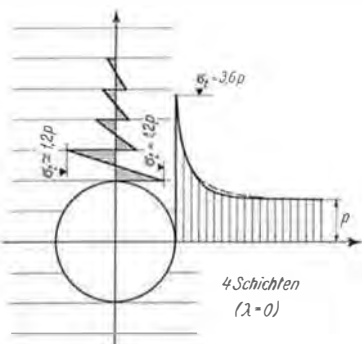
spannung von der Grösse $2p$. Herrscht hingegen keine horizontale Spannung, $q=0$, $\lambda=0$, so treten im First beträchtliche Zugspannungen auf, die in diesem Fall den Wert $-p$ erreichen. Zwischen diesen beiden Extremen gibt es einen mittleren Fall, bei dem die Spannungen im First Null sind. Dies 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 unbekanntem Belastungen*.

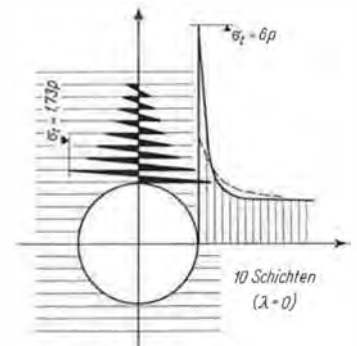
Die neueren, im Auftrage des Westfälischen Steingrubenbergbaues durchgeführten Modellversuche von Prof. G. Sonntag [24] ergaben äusserst aufschlussreiche Resultate zur Spannungsverteilung im geschichteten Gebirge um Tunnels: Die Zugspannungen im First erhöhen sich unter dem Einfluss horizontaler Schichten 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 Ausbruchsrund werden gegenüber dem homogenen Fall wesentlich grösser. Die maximale Randspannung beträgt im Falle von 4 Schichten $3,6p$ und im Falle von 10 Schichten $6p$, was zwei- bis dreimal soviel 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 $1,2p$ und bei 10 Schichten $1,73p$.

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 Tunnel-daches 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 entstehen Risse, 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 Überkrugung 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 vermindertem 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 Tunnelleinbau 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:

$$w = \frac{p r_i}{E} \frac{2 m^2 - 3 m + 1}{m(m-1)} \quad \text{wobei die } \lambda\text{-Werte durch } m, \text{ die Querdehnungszahl, ersetzt wurden.}$$

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 $m = 6$, $\gamma_e = 2,7 \text{ t/m}^3$, $h = 300 \text{ m}$ Überlagerungshöhe ergibt sich ein $p = \gamma_e h = 2,7 \cdot 30 = 81 \text{ kg/cm}^2$ und *lotrechte Deformation* von

$$w = \frac{81 \cdot 300}{20000} 1,833 = 2,2 \text{ cm}$$

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:

$$u = - \frac{81 \cdot 300}{20000} 0,433 = - 0,5 \text{ cm}$$

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 $\sigma_{Br} = 500 \text{ kg/cm}^2$, die Scherfestigkeit $\tau_f = 60 \text{ kg/cm}^2$, der Reibungswinkel also $\Phi = 63^\circ$. Der allseitig gleich angenommene Überlagerungsdruck $p = q = \gamma_e h = 312 \text{ kg/cm}^2$ bei einem Raumgewicht von $\gamma_e = 2,6 \text{ t/m}^3$. Aus der Berechnung nach *Kastner* ergibt sich eine Grenze des plastischen Bereiches

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

gegenüber den Stollenradius von $r_i = 400 \text{ cm}$.

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

ansteigen, der $2p = 624 \text{ kg/cm}^2$ beträgt. Es ist also zu erwarten, dass sich in diesem Gebirge der echte Gebirgsdruck in der Form von Abschaltungen 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 Ausnutzung 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 Vollausbau 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 Bewe-

gung 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 Druckprofils 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 Ausbruchrand 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 Ausbruchrand 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 Gewölbstärke d nach *Kastner* [1]:

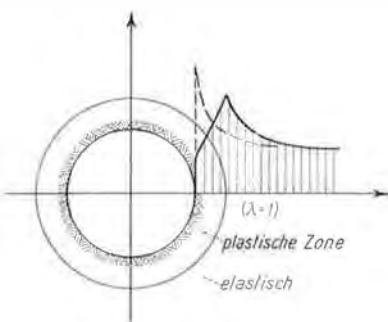


Bild 6. Spannungsumlagerung durch Verformung. Durch plastische Verformungen vermindern sich die hohen Randspannungen. Durch die Spannungsumlagerung werden tiefere Bereiche des Gebirges beansprucht.

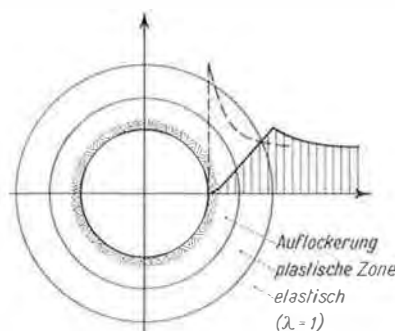


Bild 7. Geschieht die Spannungsumlagerung im Gebirge nicht plastisch, sondern durch Bruchverformungen, so kann der Fels am Ausbruchrand keine Spannungen übernehmen. Es entsteht ein *Auflockerungshof* und die Spannungen verlagern sich noch weiter ins Bergesinnere.

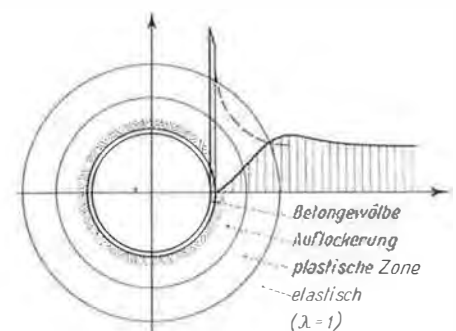


Bild 8. Stabilisierung durch Gewölbe. Bei sprödem Gebirge sind die Verformungen mit Rissen und entsprechender Auflockerung am Ausbruchinnenrand begleitet. Durch die Belastung des Betongewölberinges wird die Spannungsspitze abgebaut und ausgerundet. So kann die plastische Zone im Gebirge stabilisiert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

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

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 $\phi = 45^\circ$ 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 Ausbruchrand. Wie das Gebirge die Spannungen in seinem Inneren übernimmt und wie weit 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 Versuchsergebnisse

Neuere Versuchsergebnisse 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 Kriechermögen 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 Tunnleinbau 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 angefasste 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 Tunnleinbaues 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. Schaefer, 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] *Andraea, Ch.*, Prof., dipl. Ing.: Gebirgsdruckerfahrung und Bauproduktion 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] *Jaeklin, 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.

- [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, Auto-graphie, ETH, Professur für Wasserbau, April 1956.
- [20] *Schnitter, G.*, Prof., dipl. Ing.: Theoretische Grundlagen der Fels-mechanik 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 Nord-rhein-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.