

Zeitschrift:	Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	87 (1969)
Heft:	3
Artikel:	Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen: Vortrag
Autor:	Lombardi, Giovanni
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-70585

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: 12.01.2026

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

Um die Gefahren und die Unfallhäufigkeit im heutigen Verkehr merklich zu vermindern, gibt es nur ein Mittel: *Erziehung zur Verantwortung*. Dies hat man bisher leider vernachlässigt im Glauben, Vorschriften, Befehle und Beschränkungen könnten das ersetzen, was der Fahrer mitbringen muss, was als unbedingter Bestandteil seines Charakters bereits vorhanden sein muss, wenn er sich ans Lenkrad setzt. Leider sind inzwischen viele Jahre verstrichen, die besser für konstruktive Arbeit in diesem Sinne hätten verwendet werden können. Diese Zeit aufzuholen, bedingt die zielbewusste, konsequente Arbeit aller Strassenbenutzer, gleichgültig, ob Fahrer oder Nichtfahrer.

Deshalb ist die Herausgabe der Broschüre «Autofahren – Wagnis und Freude» durch die Schweizerische Gemeinnützige Gesellschaft¹⁾, die diesem Zweck dient, sehr zu begrüßen. Sie ist auf den Stand der Gewerbe- und Mittelschulen zugeschnitten und beabsichtigt, dem Lehrer einen Leitfaden für die Gestaltung einer Unterrichtsstunde zu vermitteln, in der auch auf die menschlich-ethische Seite des Autofahrens eingegangen werden soll. Schade, dass darin wieder mit den nichtssagenden, die Gegebenheiten allzu stark vereinfachenden Statistiken über Unfallursachen aufgetrumpft wird! Der Sündenbock «Geschwindigkeit» – der eigentlich «mangelnde Beherrschung seiner selbst oder von Fahrzeug und Fahrtechnik oder Fehlreaktion» heisst

¹⁾ Die Wegleitung kann bei der Schweizerischen Gemeinnützigen Gesellschaft, Brandschenkestrasse 36, Postfach, 8039 Zürich, bezogen werden. Preis – 50 Fr.

sen sollte – kann gar nicht abschreckend wirken, denn er würde die genaue Festlegung der Grenzen zwischen zügigem, schnellem und zu schnell Fahren für jede Situation und jeden Strassenabschnitt, für jedes Vehikel und für jeden Fahrer bei jeder körperlichen und seelischen Verfassung bedingen. Soviel denkt unsere junge Generation auch schon; diese Zahlen wirken darum eher herausfordernd und rufen nach dem Beweis «so was kann mir nicht passieren». Ausserdem sagen sie nichts aus über die indirekt durch jene nervenzermürbenden Mittelstreifenbummler verursachten Unfälle; diese fahren ja «anständig» langsam. In der Statistik erscheint nur der, der am Ende seiner Geduld (oder aus mangelnder Erziehung und Selbstbeherrschung!) ein Überholmanöver riskiert hat und daher eben zu schnell fahren wollte.

Auch diese vielleicht etwas übertrieben herausgestellten Gegebenheiten, die von der Statistik nicht erfasst werden können, veranschaulichen, wie dringend nötig die Erziehung zum Verantwortungsbewusstsein und zur Rücksichtnahme ist, im Hinblick auf das Leben mit den Mitmenschen auf gemeingenutztem Raum. Die Nichtberücksichtigung solcher Gesichtspunkte schmälert den Wert dieser Broschüre in keiner Weise, denn sie ist als Wegleiter und nicht als Lehrbuch gedacht. Auch Eltern, die ihre Kinder auf das Leben mit dem Auto (nicht für das Auto!) vorbereiten möchten, werden darin nützliche Ratschläge und Hinweise – sogar für sich selbst – finden. Es ist zu hoffen, dass es nicht nur bei diesem Beitrag bleibe, sondern dass recht bald mehr folgen, damit alle zum Mitmachen angeregt werden!

M.K.

Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen

Vortrag, gehalten in Lugano an der Tagung vom 3. Mai 1968 in der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik

Von G. Lombardi, dipl. Ing., Dr. sc. techn., Minusio

DK 624.131.25

1. Einleitung

Die heutige Tagung ist der Felsmechanik gewidmet. Nun müssen wir uns vorerst darüber Rechenschaft geben, dass es sich um eine sehr junge Wissenschaft handelt, obschon die Kunst des Fels- und des Tunnelbaus eine sehr alte ist. Dieser Umstand hängt mit der Tatsache zusammen, dass die Erfassung der mechanischen Verhältnisse im Felsen recht kompliziert ist und dass nur sehr leistungsfähige Mittel, seien sie experimenteller, seien sie rechnerischer Art, zu einem Erfolg führen können. Es darf gesagt werden, dass gegenwärtig die Felsmechanik in dem Stadium steht, in dem etwa vor 40 Jahren die Bodenmechanik gestanden ist. Gewaltige Fortschritte stehen daher noch bevor und dürften in den nächsten Jahren erwartet werden. Glauben Sie daher nicht unbedingt, dass Sie heute das endgültige Wort über die Felsmechanik hören werden. Die folgenden Ausführungen beziehen sich eben auf den heutigen Stand dieses Wissenszweiges.

Als Hauptmerkmale des Felsens, im üblichen Sinne, können die Anisotropie und die Diskontinuität des Gefüges, somit die Zerklüftungen, gelten. Es sind dies zwei Erscheinungen, die in der Bodenmechanik kaum bekannt sind, und es darf daher vielleicht die Behauptung gewagt werden, dass die Bodenmechanik schliesslich als ein Spezialfall der Felsmechanik gelten kann, nämlich als die Mechanik des vollständig zerrütteten Felsens, bei welchem jede Anisotropie verschwunden ist und bei welchem die Zerklüftung an die Grenze des Möglichen getrieben wurde. Dabei darf allerdings nicht vergessen werden, dass durch die grössere Porosität und somit Auflockerung im Boden Probleme aufgeworfen werden, die bisweilen in der Felsmechanik nicht bekannt sind.

Wir wollen heute die technologischen Aspekte der Felsmechanik beiseite lassen und uns mehr auf die Erfassung und Ermittlung der Gleichgewichtszustände konzentrieren. Vom praktischen Standpunkt aus können die Gleichgewichtsprobleme der Felsmechanik in zwei Gruppen gegliedert werden: diejenigen, die sich an der Oberfläche, und diejenigen, die sich in mehr oder minder grosser Tiefe im Berg stellen. Wie wir sehen werden, unterscheiden sich beide Probleme im Grade der statischen Unbestimmtheit in dem Sinne, als wir bei einem Hohlräum in grosser Tiefe mit einer doppelten statischen Unbestimmtheit zu rechnen haben. Und zwar einer inneren im Gebirge selbst und einer äusseren. Unter dieser wollen wir das Zusammenwirken zwischen der Auskleidung, die als eigentlicher Fremdkörper wirkt, und dem Gebirge verstehen. Wie wir sehen werden, drückt sich diese Unbestimmtheit

in der Ausdehnung der allfälligen plastischen Zone aus, die von vorneherein eine Unbekannte ist, welche es zu bestimmen gilt. Bei Problemen an der Oberfläche hingegen ist meist diese äussere Unbestimmtheit nicht vorhanden oder nicht von Belang.

Wenn wir heute die Probleme der Hohlräume zu besprechen beabsichtigen, so einfach, weil dies der allgemeinere Fall ist und weil wir somit auf einen Umstand zu sprechen kommen werden, der eine grosse Rolle spielt, der aber leider allzu häufig vernachlässigt wird. Gemeint ist die Verspannung des Gebirges, das heisst der natürliche Spannungszustand oder, wenn man will, die Eigenspannungen, die im Gebirge vorhanden sind, bevor mit dem Bau angefangen wird. Ihnen kommt, wie wir sehen werden, eine überaus grosse Bedeutung zu.

Ich habe vorhin auf leistungsfähige Berechnungsmethoden und auf statisch mehrfach unbestimmte Probleme hingedeutet und möchte Sie daher sofort beruhigen in dem Sinne, dass ich hier nicht die Absicht habe, lange Differentialgleichungen abzuleiten und dieselben zu integrieren. Wir werden einfache Gedanken und allgemeine Vorstellungen über das Kräftespiel im Gebirge darlegen; denn es herrschen immer noch bei vielen einige ungenaue Vorstellungen, die leider durch zahlreiche Lehrbücher und andere Veröffentlichungen immer wieder vertreten werden.

Was die eigentlichen Berechnungen anbetrifft, werden wir sie den elektronischen Rechnern überlassen oder Leuten, die sie gerne haben. Wir werden uns begnügen, einige Anwendungen zu erläutern, um unsere Gedankengänge zu begründen.

Wir wollen nun das Problem der Statik eines Hohlräumes im Gebirge untersuchen und am Beispiel des sogenannten echten Gebirgsdruckes den Einfluss der verschiedenen Felseigenschaften oder Zustände darlegen. Da ich von Statik gesprochen habe, muss ich sofort auf einen wesentlichen Unterschied zwischen der Statik im üblichen Sinne und der Felsstatik aufmerksam machen. Wir sind uns alle des Umstandes bewusst, dass das Gewicht eine Massenkraft ist, wir rechnen dennoch alle unsere Tragwerke, als ob das Gewicht eine äussere Belastung wäre. Dies ist in der üblichen Statik durchaus angängig, denn die Tragwerke bestehen meist aus dünnen Elementen, so dass es nicht von Belang ist, ob das Gewicht als Massenkraft im Querschnitt des Elementes verteilt ist oder ob es auf seine Achse als äussere Belastung wirkt. In der Felsstatik muss diese Vereinfachung fallen gelassen werden, denn wir können uns nicht vorstellen, dass wir richtige Resultate erhalten würden,

wenn wir das Gewicht des Felsens statt an den einzelnen Felsblöcken rund um den Hohlraum wirkend, etwa an der Oberfläche des Gebirges, z.B. einige tausend Meter vom Tunnel entfernt, als äussere Belastung anbringen würden. Nun scheint diese Bemerkung so selbstverständlich, dass ich mich scheuen würde, sie hier vorzubringen, wenn die Vernachlässigung dieser Tatsache nicht bereits die Ursache von vielen Fehlschlüssen bei verschiedenen Autoren gewesen wäre.

Einen zweiten Unterschied zur üblichen Statik findet man in der bereits erwähnten Frage des natürlichen Spannungszustandes, denn wenn wir gerne die Eigenspannungen in den Tragwerken vernachlässigen, so können wir dies im Gebirge nicht tun.

2. Der Spannungszustand im Gebirge

Als erste grosse Frage im Felsbau ist daher diejenige des Spannungszustandes im Gebirge zu werten. Man liest häufig in vielen, im übrigen brauchbaren Büchern über Felsmechanik von «elastischen» und von «plastischen» Spannungszuständen im Gebirge. Es kann diesbezüglich nicht deutlich genug gesagt werden, dass solche Ausdrücke völlig sinnlos sind, denn ein Spannungszustand kann an sich weder elastisch noch plastisch sein. Er ist ganz einfach ein bestehender Spannungsgleichgewichtszustand. Was man im dunkeln empfindet und mit diesen beiden Eigenschaftswörtern ausdrücken möchte, ist der Umstand, dass man je nachdem mehr oder minder stabile Verhältnisse antreffen kann. In der Tat können sich die beiden Ausdrücke «elastisch» und «plastisch» nur auf eine Spannungsänderung, das heißt auf eine Verschiebung, eine Verformung, kurz gesagt auf eine Änderung des Form- und Spannungszustandes beziehen, nicht auf den Spannungszustand selbst. Diese Feststellung ist wiederum von so grundlegender Bedeutung, dass ich mir erlauben darf, sie in Erinnerung zu rufen.

Häufig spricht man ferner von «elastischen» und «plastischen» Materialien, insbesondere beim Fels. Diese Ausdrücke sind auch nur bedingt richtig und müssen in dem Sinne verstanden werden, dass man als elastisches Material ein solches bezeichnet, das sich unter den üblichen Belastungen oder im Naturzustand vornehmlich elastisch verhält, während als plastisch ein solches Material bezeichnet wird, das unter den gleichen Bedingungen zur Hauptsache den Gesetzen der Plastizität folgt. In der Tat sind die beiden Qualitäten im allgemeinen gleichzeitig vorhanden, und irgendein Fels wird sich je nach Änderung des Spannungszustandes sowohl elastisch als auch plastisch verhalten können und auch tatsächlich verhalten. So kann sich z.B. von einem bestimmten Zustand ausgehend durch Erhöhung einer Spannungskomponente eine plastische Verformung, durch Verminderung derselben eine elastische Verformung einstellen und so weiter (Bild 1).

Zur Präzisierung der Begriffe und zur Vermeidung von Missverständnissen möchte ich noch unterstreichen, dass im folgenden das Wort «plastisch» eher als «nicht elastisch» zu verstehen ist und nicht so sehr im Sinne von «idealplastisch». Eine plastische Verformung kann somit sowohl eine idealplastische als auch irgendeine Bruchverformung sein, nämlich einfach eine Verformung, die den Verträglichkeitsbedingungen der Elastizität nicht gehorcht. Darunter könnten auch die sogenannte unverträgliche Elastizität aufgeführt werden. Für unsere Bedürfnisse können wir heute die Plastizität als «Grenze der Elastizität» bezeichnen, und somit kommen wir zum Begriffe des Grenzzustandes oder Grenzgleichgewichtszustandes, also eines Zustandes, der nicht durch Verträglichkeitsbedingungen ermittelt wird, sondern durch einfache Gleichgewichtsbedingungen, etwa im Sinne des Traglastverfahrens, errechnet werden kann.

Im Grundbau sehr geläufig sind als Grenzzustände der aktive bzw. der passive Erddruck. In der Plastizitätstheorie spricht man auch von der «starken» und der «schwachen» oder auch von der «ersten» und der «zweiten» Lösung der entsprechenden Differentialgleichungen. Seit langem schon kennt ja die Erdmechanik die Methode der Ermittlung der Grenzzustände in begrenzten Gebieten auf Grund von solchen Gleichgewichts- oder besser gesagt Bruch- bzw. Gleitbedingungen. Es ist sehr wichtig festzustellen, dass ein aktiver Erddruck jener Erddruck ist, bei welchem gerade der Bruch des Bodens nach vorne

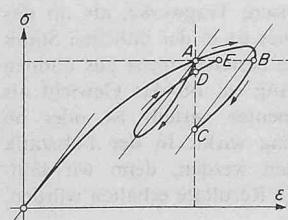


Bild 1. Elastische und nicht-elastische Formänderungen von Fels

gegen die Stützmauer eintritt bzw. der passive Erddruck, der Zustand, bei dem der Bruch des Bodens gegen hinten gerade vorkommt. Man muss sich ferner ganz klar darüber Rechenschaft geben, dass in der Boden- und Felsmechanik und, wie wir sehen werden, insbesondere beim Tunnelbau, der Bruchzustand ein Zustand ist, der sich tatsächlich in bestimmten Gebieten einstellt. In der Statik, und auch im Traglastverfahren, ist hingegen der Bruchzustand ein idealisierter Zustand, von welchem man sich durch einen bestimmten Sicherheitsfaktor auf vorsichtige Distanz hält.

3. Der natürliche Spannungszustand

Ausgangspunkt jeder Untersuchung in der Felsstatik muss die Kenntnis des natürlichen Spannungszustandes sein, der vor den menschlichen Eingriffen im Gebirge vorliegt. Abgesehen von örtlichen Störungen an der Oberfläche darf man als erste Näherung annehmen, dass die vertikale Komponente des natürlichen Spannungszustandes dem Gewicht der Überlagerung entspricht; dabei sind tektonisch bedingte Abweichungen von diesem Wert nicht von vornherein auszuschliessen. Die Frage des Seitendruckes bzw. einer allfälligen Schieflage der Spannungssachsen im ungestörten Gebirge ist wesentlich schwieriger. Eine schwer auszurottende Tradition will, dass der seitliche Druck im Zusammenhang mit der Querdehnungszahl des Felsens nach Poisson stehe. Dass die entsprechende algebraische Ableitung keinen gemeinsamen Punkt mit der Wirklichkeit haben kann, sollte indessen klar sein. Bei einem solchen Vorgehen wird nämlich implizite behauptet, dass die Dimensionen des Felskörpers in horizontaler Richtung sich seit der Entstehung des Felsens nie geändert hätten. Es brauchen nicht viele Worte verloren zu werden, um diese Behauptung zu charakterisieren. Es genügt, sich einige konkrete Beispiele durchzudenken, um zu sehen, dass die auf der Querdehnung beruhende Berechnungsmethode nicht stimmen kann. Stellen wir uns z.B. einfach den Fall eines Gebirges vor, das aus zwei Felszonen mit verschiedenen Querdehnungsmoduln besteht, welche durch eine vertikale Fläche getrennt sind. Es ist klar, dass die horizontale Spannungskomponente aus Gleichgewichtsgründen beidseitig der Trennungsfläche die gleiche sein muss, auch wenn die zwei Poissonschen Zahlen voneinander verschieden sind.

In der Tat kann ruhig behauptet werden, dass in einem Gebirge der Eigenspannungszustand infolge der tektonischen Bewegungen, der seismischen Wirkungen, der thermischen Effekte, der Kriecherscheinungen und vor allem der eintretenden Brüche innerhalb bestimmten Grenzen in nicht voraussehbarer Art variieren kann. Dabei ist es von Bedeutung festzuhalten, dass die schwächsten Zonen in diesem Zusammenhang die massgebende Rolle spielen. Als Beispiel betrachten wir nach Bild 2 einen Gebirgsblock, der ideal homogen und isotrop, sagen wir auch «elastisch» wäre, welcher auf zwei Mylonitzonen aufliegt. Es ist klar, dass unbedacht der Poissonschen Querdehnungszahl die Reaktionen in den Mylonitflächen unter Berücksichtigung der Kohäsion bestimmte Winkel mit der Normalen zu den Flächen nicht überschreiten können. Es ist leicht, daraus die Grenzen anzugeben, für welche Gleichgewicht im Gebirge herrschen kann. Wäre nämlich der seitliche Druck kleiner als der untere Grenzwert, so würde der Block einsinken, bis ein genügender Seitendruck sich einstellt. Sollte jedoch der Seitendruck grösser als der obere Grenzwert sein, dann würde sich der Block heben, bis wieder der Grenzzustand erreicht wird. Berücksichtigt man, dass im allgemeinen nicht so einfache Fälle wie im Bild 2 vorliegen und dass eine grössere Anzahl von Myloniten oder Bruchzonen vorhanden sind, so ist es klar, dass die Grösse des Seitendruckes nicht allzusehr von derjenigen der vertikalen Lastkomponente abweichen kann. Sagen wir, um Grössenordnungen festzulegen, dass in unseren geologischen Verhältnissen Werte von etwa der Hälfte bis zum Doppelten der Auflast vorkommen dürfen. Dabei kommt aber dem Fall eines allseitigen Spannungsfeldes, also der hydrostatischen Spannungshypothese, entsprechend der Intuition von Prof. Heim, eine grössere Wahrscheinlichkeit zu als den

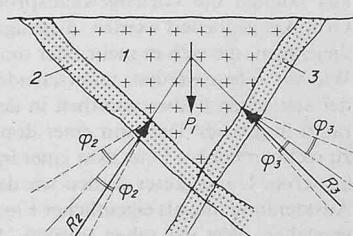


Bild 2. Grenzen des natürlichen Spannungszustandes im Gebirge

Grenzfällen. Die Grenzwerte können meiner Meinung nach nur in Gebieten erreicht werden, welche heute noch tektonisch aktiv sind. Halten wir dabei fest, dass in der Regel innerhalb der zwei Grenzen der Wert des Seitendruckes nur durch entsprechende Messungen ermittelt werden kann. Es ist aussichtslos, irgendwelche aprioristische Berechnungen aufzustellen zu wollen.

Wir werden etwas später den sehr grossen Einfluss dieses Seitendruckes veranschaulichen. Vorläufig halten wir fest, dass die horizontale Spannungskomponente im Gebirge mit den Elastizitäts-eigenschaften des Felsens nichts zu tun hat und dass sie beliebig zwischen den beiden Grenzwerten, die sich aus Bruchgleichgewichts-betrachtungen ableiten lassen, schwanken kann. Dieselben Betrachtungen gelten natürlich auch für eine allfällige Schiefstellung der Hauptspannungsrichtungen im ungestörten Gebirge. Aus dem Ge-sagten geht indirekt die Wichtigkeit einer geologischen Aufnahme der Schwächezonen, aber auch diejenige einer experimentellen Bestim-mung der effektiven Bruch-eigenschaften, vor allem der schwachen Elemente des Gebirges, hervor.

Als erste grosse heutige Aufgabe der Felsmechanik können wir daher die *experimentelle Bestimmung des natürlichen Spannungszu-standes* nennen.

4. Die Felseigenschaften

Nun klingt es sicher trivial wenn ich sage, dass jede theoretische Untersuchung im Felsbau die Kenntnis der mechanischen Felseigenschaften voraussetzt. Indessen kann ruhig behauptet werden, dass bis heute die meisten Berechnungen von Tunnelauskleidungen ohne Bezug auf die effektiven Felseigenschaften ausgeführt wurden. Für die Felsmechanik oder Felsstatik können die wichtigsten Felseigenschaften in zwei Gruppen aufgeteilt werden, und zwar die Festigkeits- und die Verformungswerte. Diese Eigenschaften bestimmen ja die Auswirkung jedes menschlichen Eingriffes, z.B. eines Tunnelbaues, auf das Gebirge und dementsprechend die Reaktionen des Gebirges auf das Bauwerk, z.B. auf die Auskleidung. Wir kennen alle aus der Mechanik der Lockergesteine die Bruchtheorie nach Mohr und entsprechend den Begriff der Umhüllenden, welche einen Zusammenhang zwischen der effektiven Normalspannung und der Scherspannung im Bruchpunkt aufstellt. Meistens kommt für die Lockergesteine die Coulombsche Gerade zur Anwendung. Für den gesunden Felsen haben wir, etwa wie beim Beton, eine gekrümmte Umhüllende. Nun sind im Gebirge nicht so sehr die Eigenschaften des gesunden Felsens massgebend, als vielmehr diejenigen der Klüfte und Spalten: im allgemeinen der Diskontinuitätsflächen. Bei diesen darf in erster Näherung die Umhüllende durch eine Coulombsche Gerade ersetzt werden, welche durch die Kohäsion und den Reibungswinkel definiert wird. Wir werden im folgenden diese Vereinfachung machen, obschon es keine Schwierigkeit bieten würde, eine andere, kompliziertere Kurve in die Berech-nungen einzubeziehen.

Nun hat man im Lockergestein mit isotropen Verhältnissen zu rechnen, so dass die Umhüllende von der absoluten Richtung der Hauptspannung nicht beeinflusst wird. Im Gegensatz dazu sind im Felsen Diskontinuitätsflächen vorhanden, so dass die Festigkeit des Felsverbandes entscheidend von der Richtung der Beanspruchungen

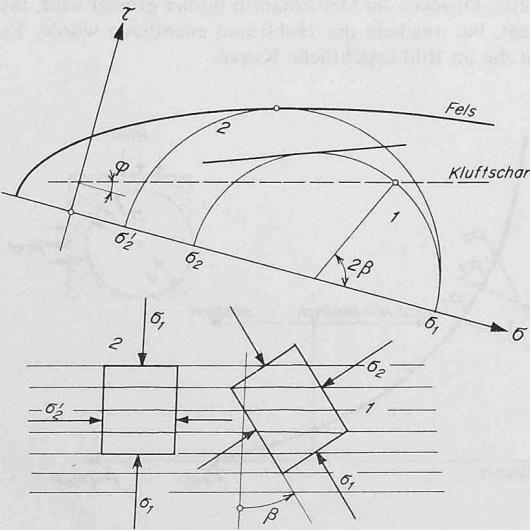


Bild 3. Fels mit einer Kluftschart; die Umhüllende ist richtungsabhängig

gegenüber den Klüften abhängt. Die Umhüllende ist somit richtungs-abhängig. Dies lässt sich etwa nach Bild 3 darstellen, aus welchem er-sichtlich ist, wie je nach Richtung der Beanspruchung die Festigkeit des Felsens oder diejenige des Felsverbandes massgebend ist. Halten wir daher fest, dass die Festigkeitseigenschaften des Felsens im Ver-band in der Regel durch eine Serie von Umhüllenden dargestellt werden, wobei jede einzelne für eine bestimmte Richtung der Span-nungssachsen gültig ist. Dies ist z.B. aus Bild 4 ersichtlich, in welchem der Einfluss von zwei Kluftsystemen in einem Fels ohne Zugfestigkeit dargestellt ist.

Ein Umstand, der bis jetzt wenig beachtet worden zu sein scheint, ist die Tatsache, dass das Zusammentreffen von verschiedenen Kluft-systemen Gleitflächen bilden kann, welche je nach Richtung der Gleit-bewegung einen verschiedenen Widerstand entgegensetzen. Somit kann man von asymmetrischen Gleitwiderständen und von gleitrich-tungsabhängigen Umhüllenden sprechen. Wir können daher die *expe-rimentelle Ermittlung der Felsfestigkeiten (Reibung und Kohäsion) in einem anisotropen Gestein* in Abhängigkeit der Richtung der Bean-spruchung und des Sinnes der Gleitbewegung als die *zweite grosse Aufgabe* der heutigen Felsmechanik bezeichnen.

Es darf hier ruhig behauptet werden, dass für die praktische Tätig-keit die Kenntnis dieser Eigenschaften viel wichtiger ist als die vieler anderer und insbesondere wichtiger als die Ermittlung der E-Moduli und der Querdehnungszahlen, obschon diese Gebiete bis dahin mit Vorliebe untersucht wurden.

Zur eindeutigen Kenntnis der plastischen Verformung muss selbstverständlich das Spannungsverformungsdiagramm definiert werden. Der Einfachheit halber werden wir im folgenden annehmen, dass bei Erreichen der Gleit- oder Bruchgrenze die Verfor-mung unbegrenzt weitergehen kann, und zwar ohne Zunahme der Kraft. Sollten wir nur statisch bestimmte Probleme zu behandeln ha-ben oder sollten wir Probleme haben, die mit ausreichender Genauig-keit statisch bestimmt gemacht werden dürfen, so würde die Kenntnis der besprochenen Eigenschaften für die Ermittlung des Grenzspan-nungszustandes genügen. Da wir uns aber vorgenommen haben, auch statisch unbestimmte Systeme zu untersuchen, so müssen wir auch die Verformungseigenschaften des Felsens besprechen.

Bei bestimmten Problemen verformt sich der Fels nach den Ge-setzen der Elastizität, und zwar im ganzen Gebirge oder nur in Teil-gebieten. Dass dann Spannungen und Verformungen durch die Elastizitätsmoduli und die Poissonschen Zahlen miteinander verknüpft sind, braucht hier nicht weiter ausgeführt zu werden. Viel wichtiger ist im allgemeinen aber die Verformung im plastischen Gebiet. Ich muss hier daher sofort auf einen bestimmten Umstand aufmerksam machen, der von grosser Wichtigkeit ist: Wir wissen alle, dass bei idealplastischen Stoffen eine plastische Verformung, ich möchte sagen «definitions-gemäss», ohne Volumenzunahme vor sich geht. Dies lässt sich anhand der Bilder 5 darstellen. Ein idealplastischer Stoff (Bild 5a) ist ein Stoff mit Kohäsion aber ohne innere Reibung. Die Umhüllende der Mohrschen Bruchkreise ist eine horizontale Gerade. Das Netz der Gleit-linien ist bekanntlich ein orthogonales, und man sieht, dass die Ver-formung der einzelnen Quadrate etwa nach der gestrichelten Linie ohne Zunahme des Flächeninhaltes vor sich geht.

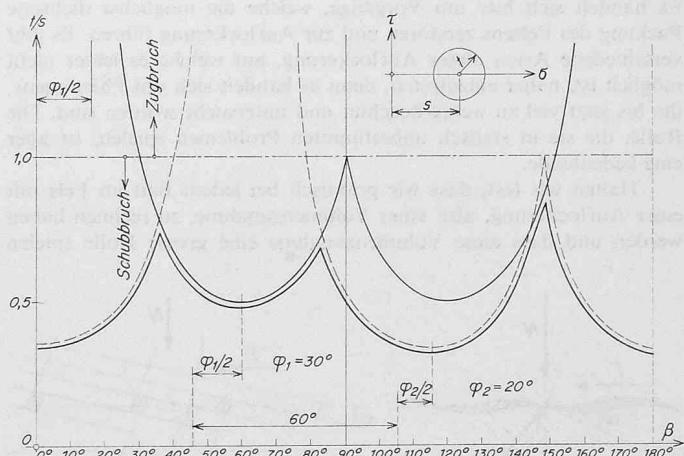


Bild 4. Zwei Systeme von parallelen Kluftflächen ohne Kohäsion

1. System: $\varphi_1 = 30^\circ$
2. System: $\varphi_2 = 20^\circ$ um 60° versetzt

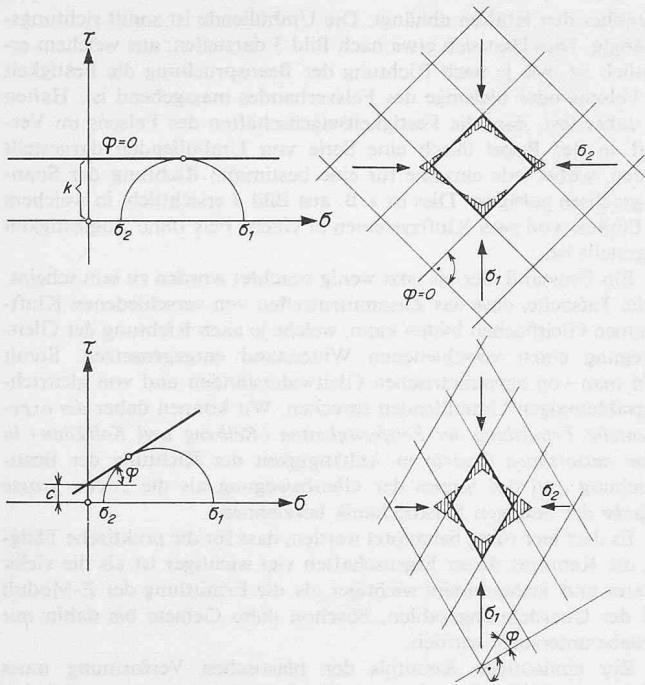


Bild 5. Verformung plastischer Stoffe. Umhüllende und Gleitlinie
a) ohne innere Reibung (ideal plastisch)
b) mit innerer Reibung

Haben wir aber einen Stoff, der eine innere Reibung aufweist (Bild 5b), so sind die Gleitlinien nicht mehr senkrecht zueinander, sondern schliessen einen Winkel ein, wie im Bild ersichtlich. Es ist einzusehen, dass bei einem Gleiten die Parallelogramme sich mit einer Volumenzunahme gegen die quadratische Form verschieben, denn die Länge der Seiten bleibt konstant. Dieser Umstand ist meines Erachtens von grosser Wichtigkeit bei allen Problemen der plastischen Verformung von Fels. Allerdings handelt es sich hier aber um eine Frage, die bis jetzt viel zu wenig untersucht worden ist, so dass sich leider vorläufig nicht allzuviel sagen lässt. Diesbezüglich halten wir indessen fest, dass man bei Verschiebungen im plastischen Gebiet in einem mit Reibung versehenen Körper mit einer Volumenzunahme zu rechnen hat. Es handelt sich immer um eine Volumenzunahme, und zwar unabhängig der Art der Beanspruchung. Dabei dürfen wir nicht vergessen, dass die plastischen Zustände nicht reversibel sind. Wird z.B. nach einem erfolgten Gleiten die Richtung der Spannung umgekehrt, so gleitet der Körper in der Regel nicht mehr nach den gleichen Linien zurück, sondern es stellt sich ein anderes Gleitnetz ein. Nun kann offenbar das Spiel nicht unendlich oft wiederholt werden, denn die Volumenzunahme kann nicht unendlich gross werden. In diesem Zusammenhang bleiben noch viele Probleme zu untersuchen. In einem Felssmassiv kommen zudem noch Volumenänderungen vor, die mit den Brucherscheinungen in Zusammenhang stehen, wie z.B. in Bild 6 dargestellt. Es handelt sich hier um Vorgänge, welche die möglichst dichteste Packung des Felsens zerstören und zur Auflockerung führen. Es gibt verschiedene Arten dieser Auflockerung, auf welche es leider nicht möglich ist, näher einzutreten, denn es handelt sich um Phänomene, die bis jetzt viel zu wenig beachtet und untersucht worden sind. Die Rolle, die sie in statisch unbestimmten Problemen spielen, ist aber eine bedeutende.

Halten wir fest, dass wir praktisch bei jedem Bau im Fels mit einer Auflockerung, also einer Volumenzunahme, zu rechnen haben werden und dass diese Volumenzunahme eine grosse Rolle spielen

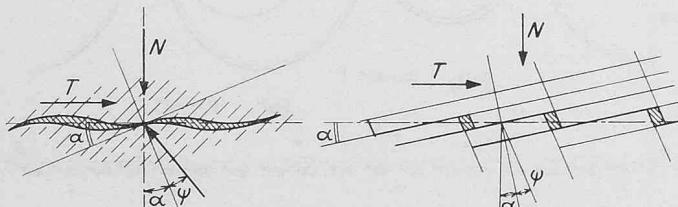


Bild 6. Volumenänderungen im Zusammenhang mit Brucherscheinungen bei gewellten oder gezahnten Flächen

kann, vor allem bei statisch unbestimmten Bauwerken, so z.B. bei einer Tunnelauskleidung. Wir können sicher die Ermittlung dieser verschiedenen Arten der Volumenzunahme als eines der wichtigsten Probleme der Felsmechanik bezeichnen. Im folgenden werden wir annehmen, dass wir über das Mass der Volumenzunahme eine Ahnung haben, obschon dies, ehrlich gesagt, nicht ganz zutrifft.

5. Kontinuum und Diskontinuum

Auch der häufig umstrittenen Frage «Diskontinuum–Kontinuum» wollen wir ein Wort widmen. Implizite haben wir bei unseren vorherigen Betrachtungen immer vom Fels als einem Kontinuum gesprochen, obschon wir wissen, dass in Wirklichkeit die Materie durch Klüfte aufgeteilt ist, somit Diskontinuitätsflächen besitzt und demzufolge als Diskontinuum betrachtet werden sollte. Während uns aber die Mechanik der Kontinua ohne allzu grosse Schwierigkeiten zugänglich ist, ist diejenige der Diskontinua uns bis jetzt – um nicht mehr zu sagen – nicht so ganz geläufig. Wir wollen uns aber an dieser Stelle nicht in philosophische Diskussionen einlassen und einfach die pragmatische Bemerkung machen, dass in der Praxis es nicht allzu schlecht geht, wenn man eine Felssmasse als ein Kontinuum betrachtet, vorausgesetzt, dass die Klüfthäufigkeit genügend gross ist. Um die Ideen festzuhalten, darf ich es vielleicht wagen zu sagen, dass diese Grenze bei einem Abstand der Klüfte von etwa 1/10 bis 1/20 der Dimensionen des untersuchten Bauwerkes liegt. Wir können aber heute auf diese Fragen nicht eintreten und müssen es bei dieser vagen Aussage bewenden lassen.

6. Felsmechanische Vorgänge um einen Hohlraum

Es ist nach diesen einleitenden Bemerkungen nötig, dass wir uns um die Vorgänge kümmern, die sich im Tunnel abspielen. Diesbezüglich ist es vielleicht nützlich, sich anhand eines Gedankenmodells eine sichere Vorstellung der Vorgänge zu machen. Und zwar geht es zuerst darum, das Problem der statischen Unbestimmtheit zwischen Gebirge und Auskleidung darzulegen (Bild 7). Als Beispiel nehmen wir den einfachen, zentrischen Fall, somit denjenigen eines kreisförmigen Tunnels, der in einem Gebirge liegt, bei welchem gleich grosse seitliche wie vertikale natürliche Spannungen vorhanden sind. Der Symmetrie wegen vernachlässigen wir das Eigengewicht des Felsens und stellen uns den Fels als ein Material vor, bei welchem das Coulombsche Gesetz ohne bevorzugte Richtungen gelte. Wir stellen uns weiter vor, dass als Auskleidung eine Gummihaut aufgebracht worden ist und dass innerhalb derselben ein regulierbarer Druck – etwa einer Flüssigkeit – das Gebirge im Gleichgewicht hält. Als Ausgangspunkt nehmen wir einen Druck an, der dem natürlichen Spannungszustand im Gebirge genau entspricht. Es ist klar, dass keine Verformung eintreten wird. Dies entspricht dem Punkt $P_{\text{nat.}}$ im Bild 7. Verringern wir nun diesen Druck regelmässig, so verkleinert sich selbstverständlich der Radius des Hohlraumes. Anfänglich, das heisst solange die Bruchbedingung noch nicht erreicht ist, haben wir eine elastische Verformung des Gebirges. Es kommt aber ein Punkt, bei welchem das Verhältnis der Radial- zur Tangentialspannung so ungünstig geworden ist, dass vom Tunnelrand ausgehend sukzessive ein Gleiten im Gebirge eintritt. Somit entsteht eine Bruchzone, die man auch eine plastische Zone nennen kann, bei welcher bei weiterer Reduktion des inneren Druckes die Deformation immer grösser wird, bis zu einem Moment, bei welchem der Hohlraum einstürzen würde. Es ergibt sich somit die im Bild ersichtliche Kurve.

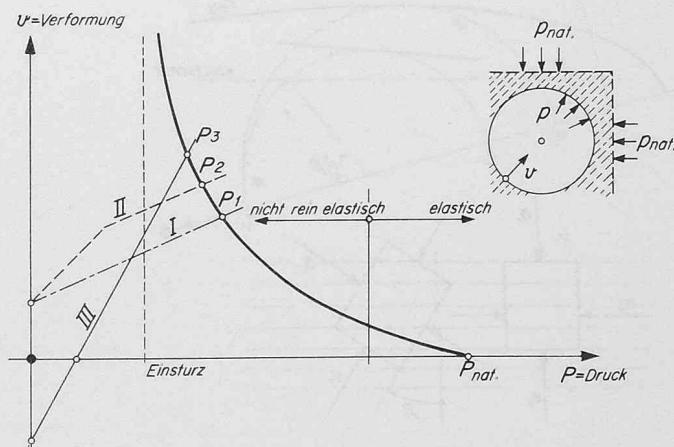


Bild 7. Darstellung der statischen Vorgänge bei einem kreisrunden Tunnel

In der Wirklichkeit haben wir es aber nicht mit einer Gummiauskleidung zu tun, welche sich jeder Verformung anpassen kann, sondern mit einem Ausbau oder einer Betonauskleidung, die eine bestimmte Steifigkeit aufweist. Es ist demzufolge klar, dass im Endzustand die radiale Verformung des Gebirges derjenigen der Auskleidung entsprechen muss. Wir brauchen daher nur die Verformungscharakteristik der Auskleidung zu zeichnen, etwa nach einer der angegebenen Linien, um einen Schnittpunkt zu ermitteln. Im allgemeinen wird man eine Anfangsverformung in Kauf nehmen müssen, die sich während der Aushubarbeiten einstellt, bevor der Einbau oder die Auskleidung wirksam werden. Anschliessend wird sich die Auskleidung je nach Typ nach einer Geraden oder einer Kurve verformen. Kurve I im Bild entspricht einer rein elastischen Auskleidung. Kurve II entspricht hingegen einem weichen Einbau, der sich stark verformt, bis eine später eingezogene endgültige Auskleidung die Steifigkeit erhöht. Kurve III könnte etwa für vorgespannte Felsanker gelten, bei welchen die Anfangsverformung gegenüber derjenigen der früheren Fälle entgegengesetzt gerichtet wäre. Bemerkenswert ist, dass sich je nach Art des Einbaus ein anderer Wert des Gebirgsdruckes einstellt.

Aus dem Gesagten ist klar, dass der Druck, der letztlich auf das Gewölbe wirkt, je nach Steifigkeit des Einbaus anders ausfallen kann. Wir können daher den sehr wichtigen Grundsatz aufstellen, dass *die Grösse des echten Gebirgsdruckes keine Naturgegebenheit ist, sondern das Ergebnis des Zusammenspielens verschiedener Faktoren wie:*

- des natürlichen Spannungszustandes im Gebirge,
- der Festigkeitseigenschaften des Gebirges,
- des Arbeitsvorganges und
- der Verformbarkeit bzw. der Steifigkeit des Einbaus.

Dabei ist noch zu berücksichtigen, dass die Felseigenschaften um den Tunnel durch den Bauvorgang beeinflusst werden können. Selbstverständlich sind auch hier Grenzen für die Grösse des Gebirgsdruckes gegeben, und vor allem ist meist eine untere Grenze vorhanden, die nicht unterschritten werden soll. Sie entspricht dem Wesen nach dem bekannten aktiven Erddruck. Sie kann auch einen negativen Wert haben; in diesem Falle spricht man von standfestem Fels. Der eben abgeleitete Grundsatz ist durch sehr viele praktische Erkenntnisse bestätigt worden. Es sind z. B. Fälle bekannt, bei denen eine sehr starke Auskleidung durch einen sehr grossen Gebirgsdruck zerstört wurde, bei denen aber die nachträgliche Instandstellung der Auskleidung zu keinen Schwierigkeiten geführt hat, als ob der Gebirgsdruck in der Zwischenzeit verschwunden wäre. In der Tat hatte die starre Auskleidung zu einem grossen Gebirgsdruck geführt, der nach dem Bruch derselben praktisch verschwunden war. Wenn dem nicht so gewesen wäre, das heisst, wenn der Gebirgsdruck eine konstante nachdrängende Kraft gewesen wäre, so hätte sich der Hohlraum gänzlich geschlossen. (Was natürlich in besonderen Fällen möglich ist.) Halten wir also fest, dass der Gebirgsdruck beim Tunnelbau nicht von vornherein gegeben ist, sondern sich nachträglich je nach der Entstehungsgeschichte des Tunnels einstellt. Es sind somit beim gleichen Fels eine grosse Anzahl von verschiedenen Gleichgewichtszuständen möglich.

7. Vorgehen in der Berechnung

In Wirklichkeit sind die Verhältnisse nicht so einfach, wie wir sie soeben geschildert haben, weil das Problem nicht zentrale symmetrisch ist, weil das Eigengewicht wirkt und weil die Felsmassen nicht homogen sondern anisotrop sind. Nichtsdestoweniger sind grundsätzlich die Erscheinungen dieselben. Es kann gesagt werden, dass es heute möglich ist, sozusagen alle vorkommenden Fälle durchzurechnen, vorausgesetzt selbstverständlich, dass man die massgebenden Felseigenschaften kennt.

Es ist leider nicht möglich, an dieser Stelle über die Berechnungsmethoden zu referieren. Wir wollen nur die Ergebnisse einiger berechneter Fälle betrachten und entsprechende Schlussfolgerungen ziehen. Es soll hier bemerkt werden, dass die anschliessend gezeigten Beispiele tatsächlich mit Hilfe von speziellen Programmen durchgerechnet wurden und dass die Bilder durch den Plotter des elektronischen Rechners automatisch gezeichnet wurden (die hier gezeigten Abbildungen sind für die Klischees von der SBZ umgezeichnet worden).

Wie in jedem statisch unbestimmten System, soll zuerst ein Grundsystem definiert werden. Es sei diesbezüglich bemerkt, dass wegen der Existenz von plastischen Zonen die Überlagerung der Kräfte nicht möglich ist. Der Begriff «Grundsystem» hat also nicht die genau gleiche Bedeutung wie in der übrigen Statik. Wir wollen nun als Grundsystem einen Fall annehmen, bei dem die Reaktionskräfte zwischen der Auskleidung und dem Gebirge bekannt sind, und wollen uns auf

die Untersuchung des Gebirges beschränken. Die Berechnung der Auskleidung an sich ist ein elementares Problem, das wir für heute nicht näher berühren. Eine Betrachtung des statisch unbestimmten Falles würde uns zu weit führen. Es lohnt sich aber zu bemerken, dass dieses Grundsystem tatsächlich für sich allein vorkommen kann, nämlich z. B. wenn keine Auskleidung nötig ist; oder auch wenn der Hohlraum durch vorgespannte Felsanker gesichert wird, bei welchen die Kräfte einreguliert und somit als bekannt vorausgesetzt werden können. Es muss noch erwähnt werden, dass wir allein den Endzustand betrachten wollen, nämlich jenen Zustand, der sich einstellt, wenn die Zeiteinflüsse wie Fliessen, Kriechen, Relaxation des Gebirges usw. ausgeklungen sind. Es handelt sich somit um das Gleichgewicht, das etwa einige Monate oder Jahre nach dem Bau des Tunnels eintritt. Es hätte an sich keine Schwierigkeit, auch die Zwischen-Gleichgewichtsphasen zu untersuchen, dies würde uns aber zu weit führen.

8. Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Spannungsverteilung um den Hohlraum

Nehmen wir als Beispiel einen Fall mit einer vertikalen natürlichen Spannungskomponente von 500 t/m², somit einen Tunnel in etwa 200 m Tiefe. Der Hohlraum soll einfacheitshalber kreisförmig sein mit 5 m Radius, somit etwa in der Grösse eines Strassentunnels liegen. Wir wollen sukzessive den Einfluss folgender Parameter aufdecken:

1. Einfluss der Reaktionskraft zwischen Auskleidung und Gebirge
2. Einfluss der Felsfestigkeit, insbesondere des Reibungswinkels
3. Einfluss der Grösse des seitlichen Druckes und
4. Einfluss von ausgeprägten Kluftsystemen.

Als Bezugsfall nehmen wir einen homogenen und isotropen Felsen, einen Seitendruck gleich dem Vertikaldruck, einen Reibungswinkel von 35° und eine Reaktionskraft von 30 t/m² gleichmässig über den ganzen Umgang verteilt an. Die Kohäsion wollen wir vorderhand vernachlässigen. Wir werden alle anderen Fälle mit diesem einen vergleichen, von welchem wir die Ergebnisse im Bild 8 sehen. Aus der Figur sind die Radial- und Tangentialspannungen ersichtlich. Man merke sich gut, dass die Spannungstrajektorien stetig durch die Grenze zwischen Bruchzone und elastischer Zone durchgehen und keinen Knick bei der Grenzlinie erfahren dürfen, wie dies fälschlicherweise in verschiedenen Lehrbüchern zu finden ist. Die Grenze zwischen der inneren Zone, welche im Gleichgewicht steht, und dem «elastischen» Gebiet ist nahezu kreisförmig. In der Ringzone, welche im Gleichgewicht ist, könnte noch das Gleitliniennetz gezeichnet werden.

Als erster Parameter soll nun der innere Druck variiert werden, wobei dieser Druck mit jeweils 10, 20, und 100 t/m² angenommen wurde. Man sieht in Bild 9 deutlich, wie durch ein Abnehmen der Reaktionskraft der Auskleidung sich die Bruchzone gewaltig ausweitet und wie rasch die Verhältnisse ändern, wenn man sich der Bruchgrenze nähert. Man ersieht ebenso den klaren Einfluss des Eigenwertes, sobald die Bruchzone gross wird. Aus dem Bild ist ganz eindeutig zu sehen, dass ein unterer Grenzwert für die Reaktion der Auskleidung nötig ist, um überhaupt ein Gleichgewicht herzustellen, somit ist eine minimale Auskleidungsstärke nötig, um den Einsturz zu verhindern. Diese Kraft dürfte in der Grösse von etwa 7 t/m² liegen. Über 225 t/m² ist keine plastische Zone mehr vorhanden.

Immer vom angenommenen Bezugsfall ausgehend, wollen wir nun als zweiten Parameter den Reibungswinkel im Fels ändern. Wir rechnen daher mit den gleichen Werten, aber mit 50° bzw. 25° für den Reibungswinkel gegenüber 35°. Die Ergebnisse sind im Bild 10 zusammengefasst. Es ist deutlich zu ersehen, dass bei einer inneren Reaktionskraft von 30 t/m² ein minimaler Reibungswinkel von etwas mehr als 20° nötig ist, um überhaupt ein Gleichgewicht zu erzeugen. Ganz eindrücklich ist der Umstand, dass eine sehr kleine Änderung im Reibungswinkel sehr grosse Auswirkungen haben kann, vor allem in der Nähe der unteren Grenze. Dies ist ein Hinweis für die grosse Bedeutung einer genauen Messung der Reibungswinkel in den Felsklüften. Über 70° tritt überhaupt kein Bruch mehr ein.

Sehr interessant ist ferner der Einfluss des seitlichen natürlichen Gebirgsdruckes, den wir anschliessend untersuchen wollen. Gegenüber dem Grundfall von 500 t/m² haben wir daher Seitendrücke von 175, 350, 700 und 1000 t/m² – immer bei einer vertikalen Belastung von 500 t/m² – angenommen. Im Bild 11 ist klar ersichtlich, wie, ausgehend von der nahezu kreisförmigen Zone des Bezugsfalles, sich die Form der Bruchzone gewaltig ändert. Zu beachten ist das Eintreten von

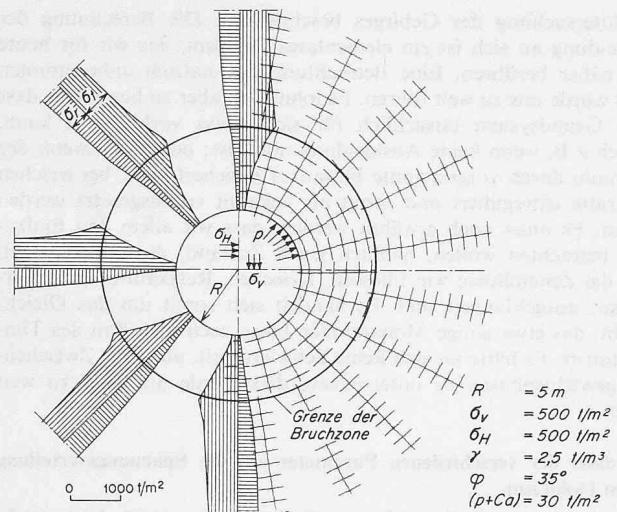


Bild 8. Spannungsverteilung um den Hohlraum. Darstellung der Radial- und Tangential-Spannungen

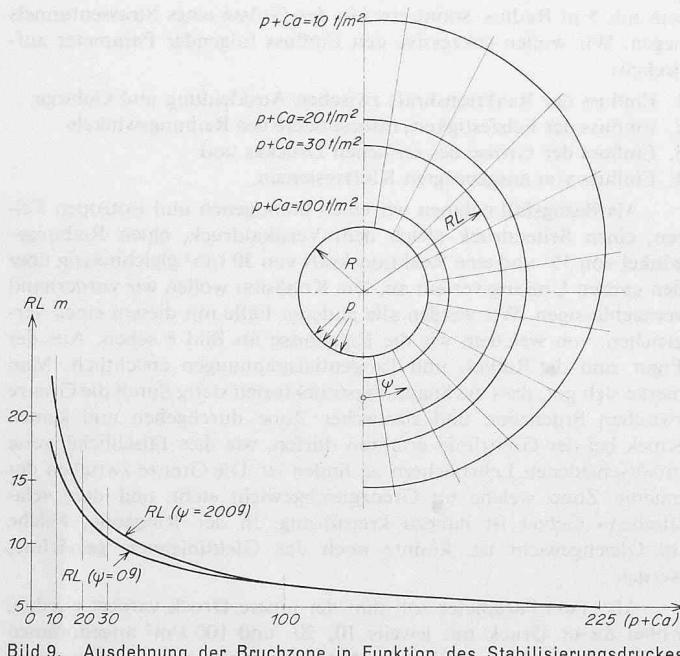


Bild 9. Ausdehnung der Bruchzone in Funktion des Stabilisierungsdruckes

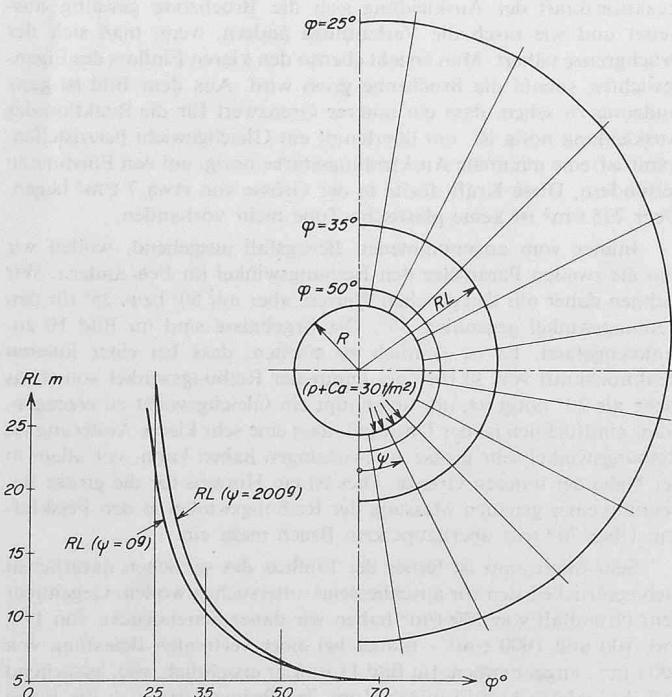


Bild 10. Ausdehnung der Bruchzone in Funktion des Reibungswinkels

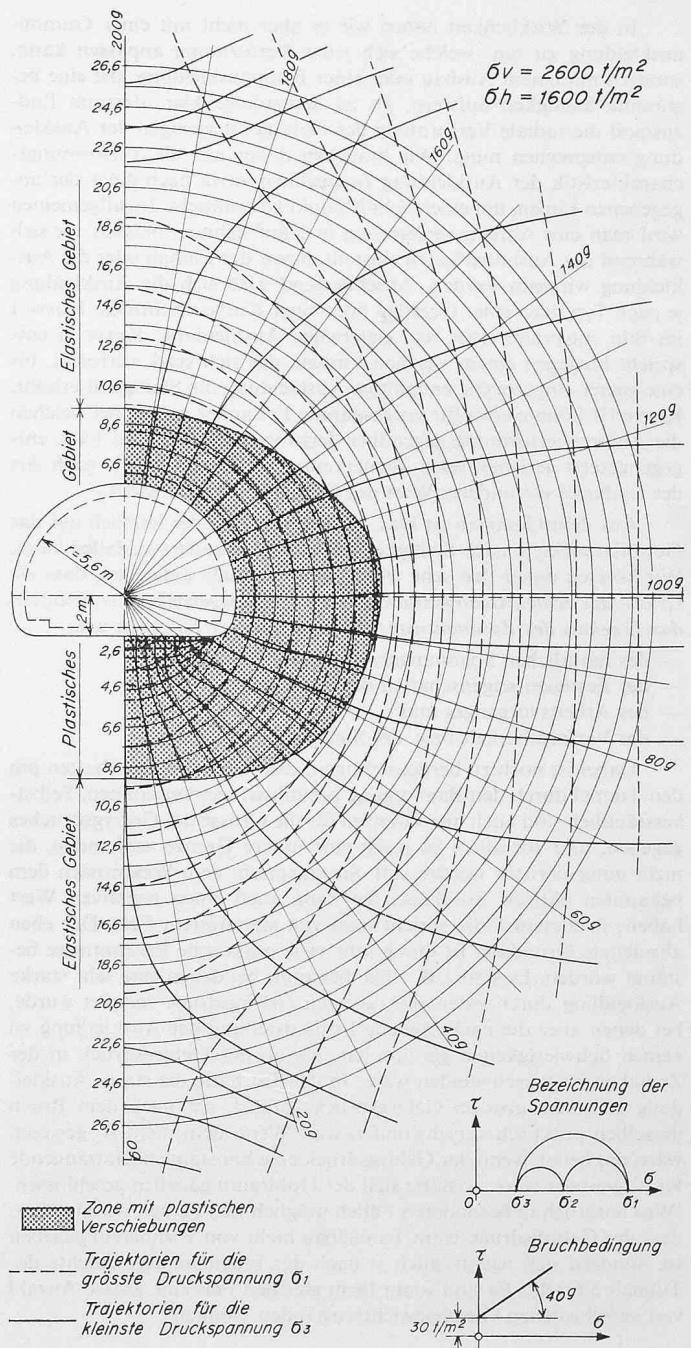


Bild 15. Verhältnisse bei einem Strassentunnel mit ca. 1000 m Ueberdeckung

Zugzonen, sei es im Scheitel, sei es in den Ulmen, sobald das Verhältnis der natürlichen Spannungskomponenten von der Einheit allzu viel abweicht. Dies kann zu Einbrüchen und Rissen führen.

Wir haben bis dahin die Frage der Kohäsion vernachlässigt. Nun ist es klar, dass eine gleichbleibende Kohäsion durch eine Druckbelastung ersetzt werden kann, welche auf dem ganzen Rand des untersuchten Körpers wirkt. Somit ändern sich die Spannungsbilder nicht, wenn die Reaktion des Gewölbes gegen den Fels um die Grösse der absoluten Kohäsion verringert wird. Es ist daher ohne weiteres einleuchtend, welch überaus wichtigen Einfluss die Kohäsion hat oder haben kann. Denken wir nur, als Beispiel, an eine absolute Kohäsion von 3 kg/cm², das heisst 30 t/m², so sehen wir, dass bei Vorhandensein einer solchen Kohäsion unser Bezugsfall (Bild 8) überhaupt ohne Einbau standfest wäre. Ohne Kohäsion ist hingegen ein ganz beträchtlicher Einbau für die Aufnahme einer Belastung von 30 t/m² nötig, um gleiche Verhältnisse zu erhalten.

In den Fällen, die wir bis jetzt untersuchten, hatten wir immer nur isotrope Verhältnisse angenommen. Dies war zur Vereinfachung der Darstellung erwünscht. Wir wollen aber auch einige anisotrope Fälle untersuchen, und zwar immer ausgehend von unserem Grundfall, bei welchem eine diffuse Klüftigkeit vorhanden ist, die in allen Richtun-

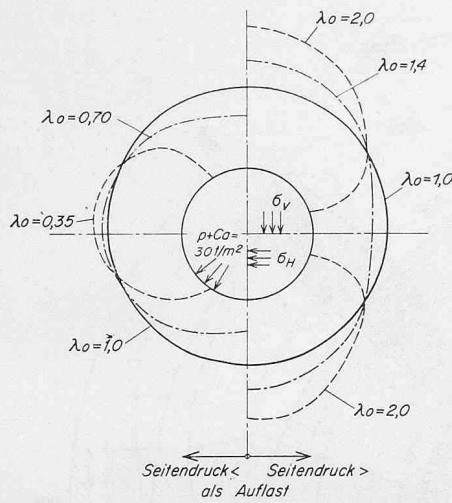


Bild 11. Ausdehnung der Bruchzone in Funktion von $\lambda = \sigma_H/\sigma_V$

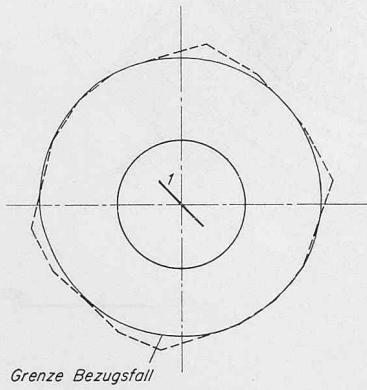


Bild 12. Einfluss eines Bruchsystems in der Richtung 1 auf die Ausdehnung der plastischen Zone

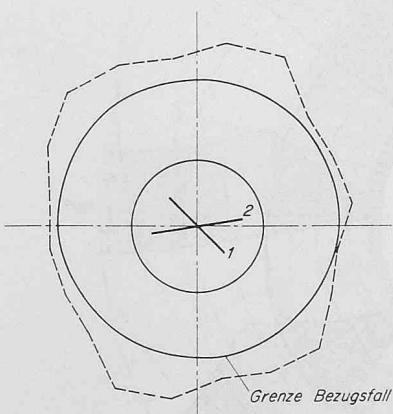


Bild 13. Einfluss von zwei Bruchsystemen in den Richtungen 1 und 2 auf die Ausdehnung der plastischen Zone

Rechts:

Bild 14. Unterirdische Zentrale mit Felsankern gesichert. Ankerkräfte, Bruchzone, Spannungsverteilung

gen mit einer Reibung von 35° wirkt und bei welchem wir zusätzlich einige ausgeprägte Kluftsysteme einführen werden. In den Bildern 12 und 13 haben wir sukzessive ein bzw. zwei Kluftsysteme mit verschiedenen Reibungswinkeln und Kohäsion berücksichtigt. Der Einfluss dieser Klüftungen ist in Form und Grösse der Bruchzone deutlich sichtbar. Zum Vergleich ist jeweils die Grenze der Bruchzone des Bezugsfalles nach Bild 8 eingezeichnet.

9. Praktische Beispiele

Alle Beispiele, die wir bis jetzt betrachtet haben, sind theoretische Fälle mit zum Teil vereinfachten Annahmen. In der praktischen Behandlung des Problemes treten einige Besonderheiten hinzu. So ist z.B. im Bild 14 eine unterirdische Zentrale mit 30 m Durchmesser, deren Gewölbe mit vorgespannten Ankern gehalten wird, dargestellt. Die Kräfte der Anker sind nicht konstant über dem Umfang und auch nicht immer radial. Die Bruchzone beschränkt sich hier auf die Ulmen, und die Verteilung der Spannungen ist klar aus dem Bild ersichtlich; ebenso die Spannungstrajektorien und die Gleitlinien.

Im Bild 15 sind die Verhältnisse bei einem Strassentunnel mit etwa 1000 m Überlagerung, mit einem Reibungswinkel von 40° n.T., einer Kohäsion von 30 t/m^2 und ohne Sohlengewölbe dargestellt. Das Fehlen eines Sohlengewölbes führt zu einer weit ausgedehnten Bruchzone in der unteren Partie des Tunnels.

Die Bilder 16 und 17 beziehen sich auf einen Tunnel in der Nähe einer geneigten Felsoberfläche, die somit ein unsymmetrisches Spannungsbild begründet, wobei wiederum das Gewölbe durch Felsanker gehalten wird. Der gewaltige Unterschied zwischen dem Fall mit 28° n.T. und 39° n.T. Reibung ist eindrücklich, obschon im schlechteren Gebirge doppelt so viel Felsanker vorgesehen sind wie im besseren.

10. Schlussfolgerungen

Zusammenfassend mögen wir aus dem Gesagten nur folgende Punkte in Erinnerung behalten:

1. Der Gebirgsdruck, der auf eine Tunnelauskleidung wirkt, ist nicht eine von vornherein gegebene Naturgrösse, sondern hängt vom

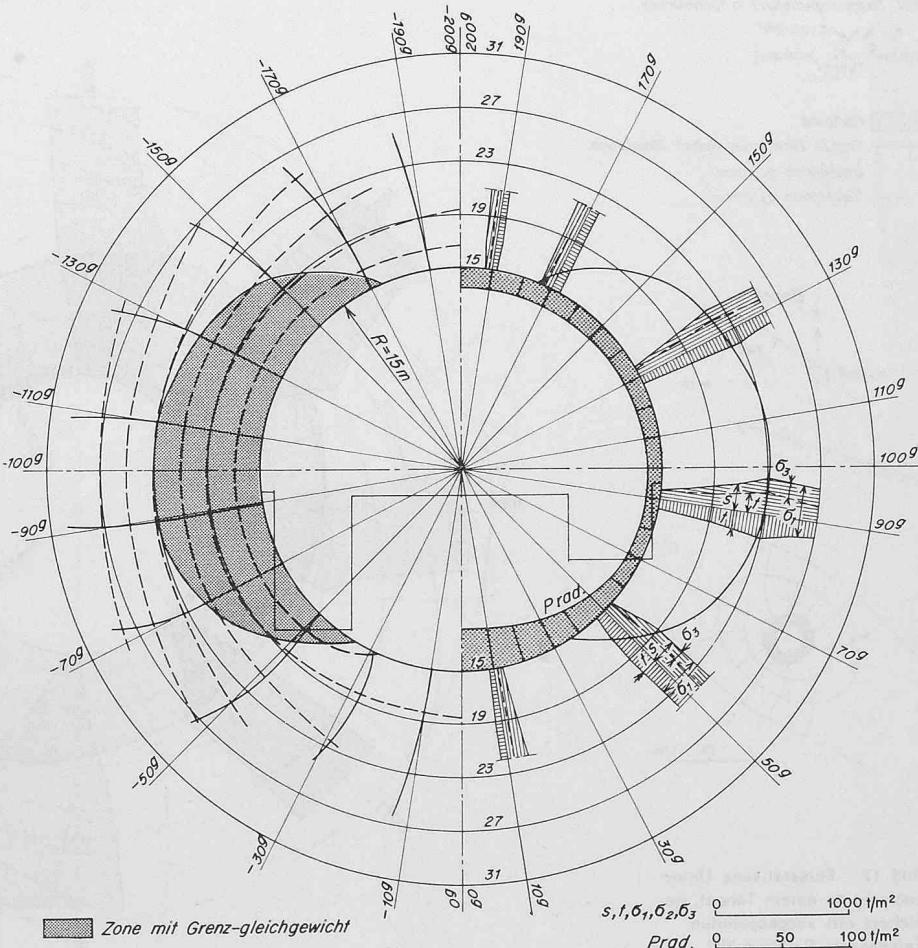
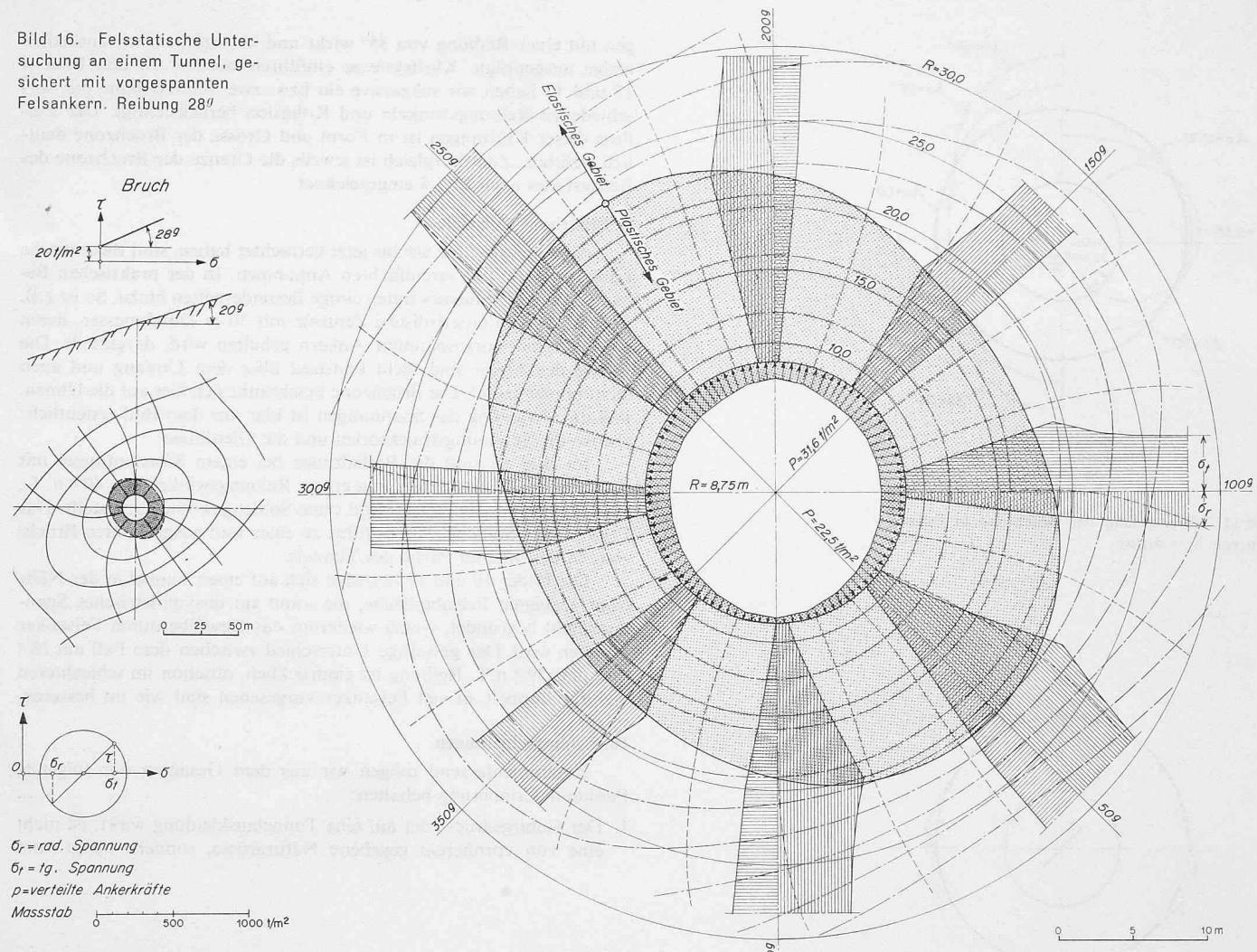


Bild 16. Felsstatische Untersuchung an einem Tunnel, gesichert mit vorgespannten Felsankern. Reibung 28°



Nat. Spannungszustand in Tunnelachse

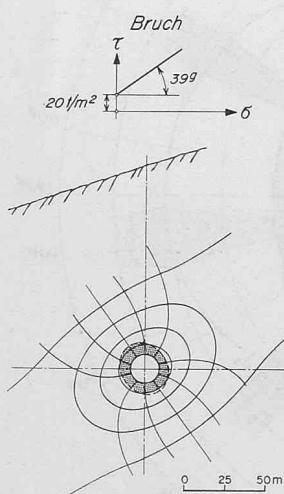
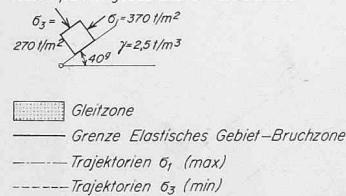
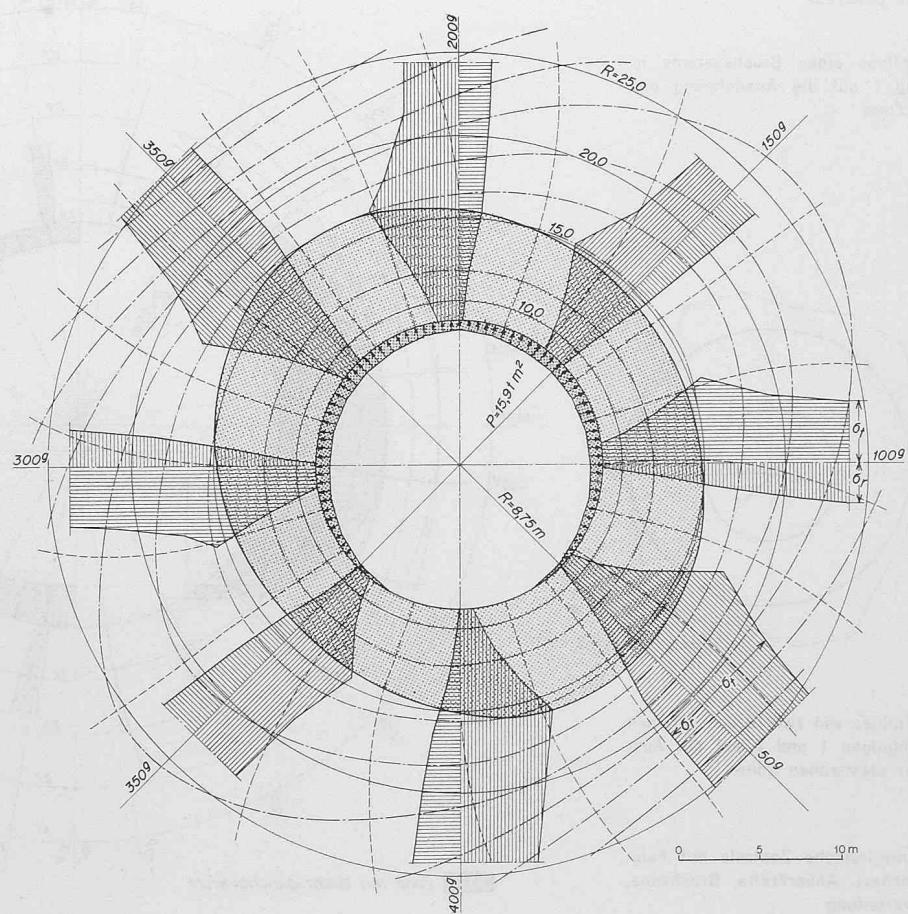


Bild 17. Felsstatische Untersuchung an einem Tunnel, gesichert mit vorgespannten Felsankern. Reibung 39°



Spannungszustand im Gebirge, von den Felseigenschaften, vom Arbeitsvorgehen und von der Auskleidung ab.

2. Zur Ermittlung dieses Gebirgsdruckes ist die Kenntnis bestimmter Werte nötig. Als die wichtigsten unter ihnen, welche auch die Hauptprobleme bilden, die sich der heutigen Felsmechanik stellen, sind die folgenden zu nennen:

- a) Die experimentelle Bestimmung des vorhandenen Spannungsfeldes im Gebirge vor dem Bau und insbesondere die Ermittlung des Verhältnisses zwischen vertikaler und horizontaler Spannungskomponente sowie gegebenenfalls die Neigung der Haupttaxen gegenüber der Vertikalen.
 - b) Die Ermittlung der Kluftfestigkeiten. Insbesondere der Kohäsion und der Reibung entlang der verschiedenen Kluftsysteme, somit Berücksichtigung der Anisotropie des Gebirges.
 - c) Experimentelle Bestimmung der Volumenzunahme bei Brucherscheinungen im Gebirge.
3. Sind diese Grundwerte bekannt, so können alle praktisch interessierenden Fälle durchgerechnet werden. Zur exakten Ermittlung der Verhältnisse fehlt nur noch die genaue quantitative Erfassung des Bauvorganges.

Ich hoffe, auf Grund der wenigen gezeigten Beispiele bewiesen zu haben, dass, entgegen einer leider verbreiteten Meinung, die Erfassung des Kräftespiels rund um den Tunnel möglich ist und dass es gegebenenfalls nur an der experimentellen Bestimmung von verschiedenen Parametern fehlen kann. Eine Mitteilung über die entwickelten Berechnungsmethoden steht bevor.

Bibliographische Referenzen

W. Prager, Probleme der Plastizitätstheorie, Birkhäuser-Verlag, Basel 1955. F. Borgwardt, Berechnung von krummlinig berandeten Scheiben mit Hilfe eines Integralgleichungsverfahrens, Diss. T. H. Braunschweig 1965.

W. Kupper, Der plastische Grenzzustand in der schiefen, ebenen Erd- oder Schneeschicht, Diss. ETH 1967, «Zeitschrift für angewandte Mathematik und Physik», Vol. 18 (1967).

G. Lombardi/E. Dal Vesco, Die experimentelle Bestimmung der Reibungskoeffizienten für die Felswiderlager der Staumauer Contra (Verzasca), Erster Internationaler Kongress für Felsmechanik, Lissabon 1966.

G. Lombardi, Diskussionsbeiträge am ersten Internationalen Kongress für Felsmechanik, Lissabon 1966 (Band III).

Adresse des Verfassers: Giovanni Lombardi, Ing. civile SPF, Dott. sc. tecn., Via Verbano, 6648 Minusio

40 Jahre Ingenieurbüro Soutter/Schalcher/Favre

DK 92

Am 12. Dezember letzten Jahres feierte im Zunfthaus zur Waag in Zürich Kollege Pierre Soutter das 40. Jahr seit der Gründung seines Ingenieurbüros, die er 1928 in Winterthur vorgenommen hatte. Eindrucksvoll war es, aus seinem Munde zu vernehmen, wie hart es damals war, sein Büro im Einmannbetrieb, nur mit Hilfe seiner Frau als Sekretärin, zu führen. Und doch gelangen sehr bedeutende Werke wie das Verwaltungsgebäude der Unfallversicherungsgesellschaft in Winterthur oder der Tösssteg, der in der SBZ Bd. 105, S. 32 dargestellt wurde (wie später noch viele seiner Werke). Rasch wuchs das Büro, und 1932 musste es nach Zürich verlegt werden. Kollege Soutter begnügte sich nicht mit Routinearbeit, viel mehr strebte er stets neue Lösungen an und pflegte deswegen auch die Modellversuche, deren etwa 20 unter seiner Leitung durchgeführt wurden. Als grössere Bauten der Vorkriegszeit seien das Masch.-Lab. und Fernheizwerk der ETH sowie das Foyer des Zürcher Kongresshauses erwähnt.

1944 trat Ing. Willi Schalcher in das Büro ein. Rasch wurde er zum engsten Mitarbeiter von P. Soutter, so dass der Firmename in Soutter & Schalcher geändert wurde. Die erste vorgespannte Brücke bauten sie in Opfikon — jenes Objekt, an welchem später die bekannten Versuche bis zur Zerstörung durchgeführt wurden. Weitere Brücken folgten, im ganzen etwa 100, darunter der charakteristische V-Stiel-Typ in der Zahl von 55. Als grosse Bauwerke verdienen besondere Erwähnung der Verkehrsteiler in Ecublens (mit Bonnard & Gardel), die Rheinbrücke in Schaffhausen, die SBB-Verbindungsbrücke der Linie Schinznach/Dorf-Hausen in Brugg sowie die Sihl hochstrasse der N3 Brunau-Sihlhölzli.

Ende 1965 zog sich P. Soutter zurück, nachdem bereits 1964 Renaud Favre, dipl. Ing., in das Büro aufgenommen worden war, der heute als Mitarbeiter von W. Schalcher zeichnet. Inbegriffen 6 Lehrlinge zählt die Mannschaft nicht weniger als 37 Häupter; sie weist ein Durchschnittsalter von 26,2 Jahren auf! Solches und noch mehr dazu erfuhr man an dem eingangs genannten Abend, an dem die Geselligkeit gepflegt wurde, wie es der gute Arbeitsgeist verdient. Insbesondere dem Dank und der Anerkennung für die Leistung des Gründers sowohl als Büroinhaber wie als Generalsekretär des SIA von 1929 bis 1959 schliessen wir uns von Herzen an, und ebenso sehr wünschen wir der jungen Generation erfolgreiches Weiterschreiten auf dem vielversprechenden Weg, der vor ihr liegt!

W. J.

Umschau

Eidg. Technische Hochschule. Das Referendum zur Gesetzesvorlage über die eidgenössischen technischen Hochschulen (s. SBZ 1968, S. 383, 850 und 865) ist fünf Minuten vor zwölf Uhr zu stande gekommen, und zwar mit 48 256 Unterschriften aus allen Kantonen. Die Studenten, die sich für das Referendum und die Nein-Parole in der Volksabstimmung eingesetzt haben, brachten den Wunsch zum Ausdruck, dass diese auf den Monat Juni dieses Jahres angesetzt werde, damit es ihnen möglich wird, ihre Tätigkeit im Abstimmungskampf zu entfalten. Sie wünschen eine gründliche, allseitige Information der Öffentlichkeit. Zur Verfechtung ihres Standpunktes haben sie folgende Zentralstelle geschaffen: Komitee ETH-Gesetz, 8006 Zürich, Universitätsstrasse 10, Tel. 051 / 47 72 58. Die Dozenten ihrerseits haben am 7. Januar wie folgt Stellung genommen: «Das Bundesgesetz vom 4. Oktober 1968 für die eidgenössischen technischen Hochschulen bildet den Rahmen sowohl für die Weiterentwicklung der ETH Zürich wie für die Neugestaltung der ETH Lausanne als Bundeshochschule. Es sind auch unter anderem die gesetzlichen Grundlagen für die Einführung von Nachdiplomstudien sowie für die Konsultation der Studierenden geschaffen worden. Festzuhalten ist aber, dass durch die Neufassung des ETH-Reglementes vom Jahre 1924, das die massgebenden Ausführungsbestimmungen enthält, weitere und wesentliche Neuerungen festzulegen sind. Die Gesamtkonferenz der Lehrerschaft der ETH in Zürich gibt dem festen Willen Ausdruck, hierbei in allen sich für die Hochschulreform stellenden Fragen gemeinsam mit den Assistenten und Studierenden zeitgemäss Lösungen zu suchen.»

DK 378.962

Persönliches. In der Leitung des Kreises II der SBB hat sich bei den technischen Spitzen auf Neujahr eine bemerkenswerte Ablösung vollzogen. Zurückgetreten sind unsere SIA- und GEP-Kollegen Hermann Merz als Kreisdirektor, Eugen Graber als Direktor-Stellvertreter und Chef der Bauabteilung wie auch Rudolf Becker als Sektionschef für Brückenbau. Den drei Ingenieuren wünschen wir nach ihrer erfolgreichen beruflichen Tätigkeit die wohlverdiente Ruhe und die nötige Gesundheit, um sie wirklich geniessen zu können. Ihren Nachfolgern, den Kollegen Rolf Zollinger, Alfred Etterlin und Hans Conrad, erhoffen wir eine erspriessliche und befriedigende Amtszeit. — Zum Chef der Bauabteilung des Kreises III in Zürich wurde Hans Rudolf Wachter, bisher Sektionschef für Brückenbau bei der Generaldirektion der SBB in Bern, gewählt.

DK 92

Roofmate FR, extrudierter Polystyrol-Hartschaum als Dachdämmstoff. Hierüber ist von Dow Chemical eine neue technische Broschüre erhältlich. Die 16seitige Schrift behandelt Wärmedämmwerte und andere Berechnungsgrundlagen, Angaben und Hinweise zur Planung von Aufbauten über Dachkonstruktionen aus Metall, Beton, Fertigteilen und Holz. Es werden Einbausysteme schematisch dargestellt. Auf Anfrage ist die Broschüre direkt von Dow Chemical Europe S. A., Alfred-Escher-Strasse 82, 8027 Zürich, erhältlich.

DK 695:699.8

Nekrolog

† **Hermann Lauchenauer**, Masch.-Ing., dessen Tod (am 30. Nov. 1968) bereits gemeldet worden ist, wurde am 4. April 1882 geboren. Die berufliche Laufbahn des jungen Ingenieurs als Unternehmer begann in der bewegten Kriegszeit, im Jahre 1915, durch die Uebernahme der damals am Schanzengraben gelegenen