Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 81 (1963)

Heft: 3

Artikel: Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick: Vortrag

Autor: Schnitter, G.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-66700

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: 16.12.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Theoretische Grundlagen der Felsmechanik und geschichtlicher Rückblick

DK 624.131.25

Vortrag, gehalten vor der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 9. November 1962 in Luzern von Prof. **G. Schnitter,** ETH, Zürich

Einleitung

Unter «Felsmechanik» verstehen wir die Untersuchung und Erforschung der mechanischen, physikalischen und chemischen Eigenschaften des Felsens im Hinblick auf die Lösung ingenieurtechnischer Aufgaben. Uns Ingenieure interessieren vornehmlich die sich aus den Erkenntnissen der Felsmechanik ergebenden praktischen Folgerungen im Bergbau, im Bauwesen, im Betrieb von Steinbrüchen usw. Unser Interesse gilt dabei sowohl dem Verhalten des Felsens unmittelbar vor und nach dem Erstellen des Ausbruches, vor und nach einer allfälligen Verkleidung, wie auch den Methoden des Ausbruches selbst, die ja weitgehend von den Eigenschaften des Felsens abhängig sind. Im Unterschied zum Naturwissenschaftler ist somit unser Interesse vornehmlich und in erster Linie ein praktisches. Wesentlich dabei ist, dass die «Felsmechanik» das Gebirge, d. h. den Felsen in situ, im Verband, und nicht das einzelne Gestein zum Gegenstand ihrer Untersuchung wählen musste, denn zwischen den Gesteinseigenschaften und denen des Gebirges besteht ein grosser Unterschied. Prof. *Albert Heim* formulierte dies bereits in seiner anschaulichen Art: «Die rückwirkende Festigkeit (Druckfestigkeit) einer ganzen Gebirgsmasse ist immer viel geringer als die rückwirkende Festigkeit des Gesteines, wie sie in der Festigkeitsmaschine gefunden wird. Wir müssen fortan als zwei ganz verschiedene Dinge unterscheiden: Gebirgsfestigkeit und Gesteinsfestigkeit.» (Geologische Nachlese, 1905. Siehe auch «Mechanismus der Gebirgsbildung», 1878). Was Heim mit «Gebirgsfestigkeit» bezeichnete, wird heute «Felsfestigkeit» genannt. Die Ursache für die Verschiedenheit liegt darin begründet, dass der Fels in situ, das Gebirge, durch Streichen, Fallen, Schichtung, Klüftung, Einlagerung und Schwächezonen, Poren- und Kluftwasser usw. gegenüber dem Gestein als Handstück wesentlich andere Eigenschaften aufweist.

Geschichtlicher Rückblick

Schon der Hinweis auf Prof. Albert Heim zeigt, dass die Beschäftigung mit den Eigenschaften des Felsens nicht von heute datiert. Seit langem bemühten sich die Bergbauingenieure, in das Wesen der Druckwirkungen auf ihre Einbauten einzudringen, generationenlange Erfahrungen auszuwerten und damit zu Bemessungsregeln zu gelangen für die ungeheuer ausgedehnten Untertagebauten, die heute bis in 3000 m Tiefe unter der Erdoberfläche vordringen, um Kohle und Erze zu gewinnen.

Uns Bauingenieuren näher liegen die Bemühungen der Geologen, Petrographen und Tunnelbauer, sich Rechenschaft abzulegen über die auf einen Tunnel einwirkenden Bergdruckkräfte. Beim Bau der grossen Alpendurchstiche wurden diese Probleme besonders brennend, und ohne viele Namen von Geologen und Ingenieuren aufzuzählen, möchte ich immerhin an Prof. Dr. *C. Andreae* erinnern, der seinerzeit in seinen Vorlesungen an der ETH und in seinem Buche «Der Bau langer, tiefliegender Gebirgstunnel» (Springer 1926) seine Auffassungen über den Gebirgsdruck darlegte. Seit dem Erscheinen von Terzaghis «Erdbaumechanik» wurde, nicht zuletzt von Terzaghi selbst, das Problem des Gebirgsdruckes neu behandelt. Die Bodenmechanik hat nun aber gezeigt, wie die früher betriebene, rein deskriptive Methode der Beschreibung der Eigenschaften eines Baugrundes aus Lockergestein durch eine quantitative Kennzeichnung seiner Eigenschaften in Form von Kennziffern (property index) abgelöst wurde. Dazu bedurfte es aber einer zu entwickelnden Technik der Bodenerkundung durch Schächte, Stollen, Bohrungen mit Entnahmen von Bodenproben und deren Untersuchung in speziell dafür ausgerüsteten und mit eigens dafür gebauten Geräten und Apparaten ausgerüsteten Laboratorien.

Die Erfolge der Bodenmechanik wirkten befruchtend auf das Nachbargebiet; Wunsch und Wille wuchsen, aus der ebenfalls mehr oder weniger nur beschreibenden Beurteilung des Felsens herauszukommen und quantitative Aussagen über die Eigenschaften des Felsens, seinen Spannungszustand und sein Verformungsvermögen zu leisten.

Dazu trat hinzu die immer grössere Verbreitung des Untertagebaues bei Eisenbahn- und Strassentunneln, Stollenbauten für Wasserkraftanlagen, im Kavernenbau für unterirdische Magazine und Krafthäuser, bei Staumauerfundamenten, Brückenfundamenten usw. Unsere Zeit ist charakterisiert durch die Tendenz, ja die Sucht zur Extrapolation. Unsere Bauwerke werden ständig kühner, die Abmessungen wachsen, und damit wachsen die Beanspruchungen des Baugrundes. Gleichzeitig aber nehmen die Möglichkeiten, günstige Gründungsverhältnisse auszunutzen, ab; wir erstellen Bauwerke an Orten, deren Baugrund bis vor kurzem jeden Bau ausgeschlossen hätte. Auch hier wird extrapoliert. Die Folgen davon sind zahlreiche, teils bekannt gewordene, teils unbekannt gebliebene, grössere und kleinere Bauunfälle. Das Bedürfnis einer quantitativ möglichst exakten Erfassung auch des felsigen Untergrundes, der bis dahin als jenseits aller Kritik stehend betrachtet wurde, drängte sich auf. Die oftmals wiederholte Aussage, «man solle guten Felsen nicht mit schlechtem Beton ersetzen», wurde durch Erfahrung genügend oft widerlegt; meist sind die Eigenschaften des Betons einer Gründung besser als jene des ihn umgebenden Felsens.

Zurzeit beschäftigen sich folgende drei internationale Gremien mit Felsmechanik: Das «Sub-Committee on Underground Works» der Internationalen Kommission für grosse Talsperren, die «Internationale Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik» und die neu gegründete «Internationale Gesellschaft für Felsmechanik».

Die Ursache des Einsturzes der Staumauer Malpasset:

Allen unter uns ist noch die Schreckensnachricht in Erinnerung vom Einsturz der Staumauer Malpasset am Reyran oberhalb Fréjus im Département Var, Frankreich, am 2. Dezember 1959. Nachdem nun der offizielle Bericht der vom Landwirtschaftsministerium, dem dieses Bewässerungszwecken dienende Bauwerk unterstellt war, eingesetzten Untersuchungskommission publiziert worden ist, bietet es wohl Interesse, in diesem Zusammenhang kurz, und soweit es den Gegenstand unserer Tagung betrifft, auf diese Katastrophe und ihre Ursachen einzutreten.

Der Felsuntergrund besteht aus Pegmatitgneis. Die wichtigsten Daten der Bogenstaumauer (Bild 1 und 2) sind:
Grösste Höhe der Staumauer über Felssohle 60,55 m (Kote 102,55)
Stärke der Mauer in Kronenhöhe 1,50 m
Stärke der Mauer im Fundamentschnitt 6,76 m (Kote 42,00)
Abgewickelte Bogenlänge auf Kronenhöhe, wasserseitig 222,66 m
Bogenradius auf Kronenhöhe, wasserseitig 105,00 m
Oeffnungswinkel 135 °

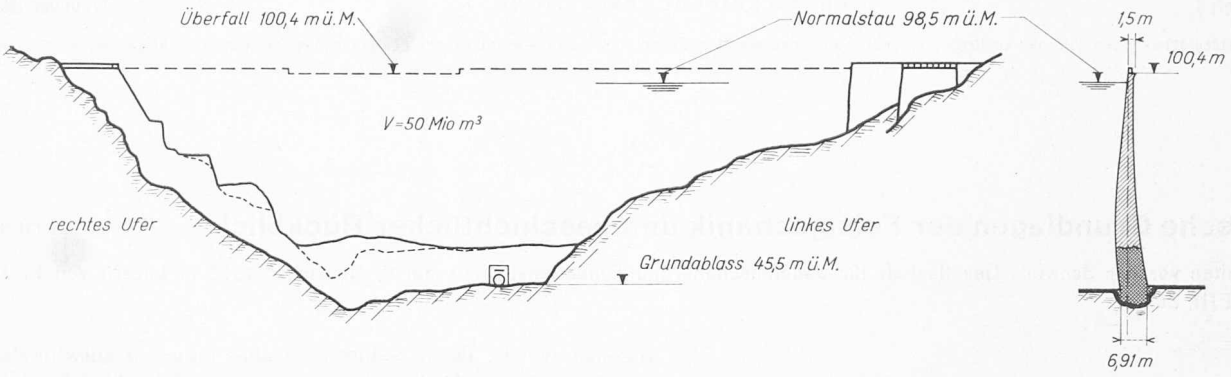


Bild 1. Staumauer Malpasset. Längs- und Querschnitt der Mauer mit den Überresten nach der Katastrophe. Masstab 1:2000

Der Bau der Staumauer war 1954 beendigt. Die Füllung des Beckens erfolgte langsam; aus Gründen, die hier nicht weiter interessieren, erreichte die Mauer am Katastrophentage bei starken Regenfällen zum ersten Male die Ueberfallkante der Hochwasserentlastung. Kurz nach der angeordneten Oeffnung des Grundablasses erfolgte der Einsturz, ein Augenzeuge war nicht zugegen. Der Staumauerwärter hörte um 21.10 h in seiner Wohnung, 1,5 km unterhalb der Mauer, ein starkes, dumpfes Grollen, ein gewaltiger Windstoss öffnete Türen und Fenster, die Mauer war in einem kurzen Augenblick, schlagartig, geborsten. Die Bilder 3 bis 8 vermitteln ein Bild der Zerstörung.

Der Bericht des Untersuchungsausschusses prüfte die verschiedenen möglichen Unfallursachen. Er stellt fest, dass die Mauer als solche richtig ausgebildet und berechnet war (max. Druckspannung infolge Wasserdruck allein 75 kg/cm², max. Zugspannungen ca. 10 kg/cm²) und dass die Ausführung zu keinerlei Beanstandungen Veranlassung geben kann, der Beton und seine Verbindung mit dem Fels sind einwandfrei. Die maximalen Beanspruchungen des Felsens betragen nach der üblichen Berechnung mit Zerlegung in horizontale Bögen und vertikale Konsolen rund 39 kg/cm². Zur Ausführung muss ich allerdings bemerken, dass die Mauer über keinen Injektionsschleier verfügte, und dass für die Kontaktinjektionen nur eine Reihe von 5,00 m tiefen, im Abstand von 2,50 m liegenden Bohrlöchern angeordnet wurde. Der Untersuchungsausschuss misst diesem Mangel aber keinerlei Bedeutung zu.

Der Untersuchungsausschuss kommt zu folgendem eindeutigen Ergebnis (im Originaltext wiedergegeben): «La cause de la rupture doit être cherchée exclusivement dans le terrain au-dessous du niveau des fondations. La cause la plus probable de l'accident doit être attribué à la présence d'un plan de glissement ou faille amont supérieure que suivaient presque parallèlement, sur une grande longueur et à faible distance les fondations de la voûte dans la partie haute de la rive gauche. La déformabilité déjà grande du terrain de fondation a été aggravée localement par la présence de ce plan de glissement. L'ouvrage n'a pu s'adapter à cette aggravation.»

Zu diesen Folgerungen des Untersuchungsausschusses möchte ich vorläufig nur noch folgendes bemerken: Der vorhandene Gneis enthielt ziemlich viel Serizit, der sich ja besonders auszeichnet durch seine blättrige Struktur und seine Tendenz zur Gleitflächenbildung. Diese Tendenz wurde gewiss stark gefördert durch das Wasser. Teils hat dieses den ganzen Felsen durchnässt, teils wirkte es als Auftrieb auf die Mauer, teils als Strömungsdruck unter einem Gefälle von 9:1. Ausserdem fällt der Gneis nach der Luftseite ein, er ist, wie erwähnt, durch starke, in Verwitterung übergegangene Pegmatitbänder durchzogen, seine Festigkeits- und Formänderungseigenschaften waren dadurch sehr geschwächt und hielten den durch das dünne Gewölbe ausgeübten hohen Beanspruchungen nicht stand.

Der Geländebruch längs eines grossen Teiles des linken Hanges hatte zur Folge, dass die Mauer sich bogenartig zur Hauptsache längs der oberen Bögen auf deren Widerlager stützte. Das Widerlager links war diesem gewaltigen Schub nicht gewachsen und verschob sich. Der ganze Bogen gab nach und daraus entstand auch die grosse Kluft auf dem rechten Hange (Bild 8).

Die Diskussion über die Ursachen des Bruches der Staumauer von Malpasset wird nicht so bald verstummen. Vorbeugend muss aber festgehalten werden, dass die Anwendung der Bogenmauer als Talsperre durch diese Katastrophe grundsätzlich nicht beeinträchtigt werden sollte. Hingegen wird dadurch wieder einmal gezeigt, dass Mauer und Fels als Einheit zu betrachten sind und als solche entworfen, berechnet und konstruiert werden sollten. Nicht jeder Fels kann eine Bogenstaumauer mit ihren stärkeren Beanspruchungen mit der erforderlichen Sicherheit aufnehmen. Der projektierende Ingenieur muss den Talsperrentyp nach den vorhandenen Untergrundverhältnissen wählen und nicht nach seiner Vorliebe für den einen oder anderen Talsperrentyp.

Grundlagen

Die Geologie und die Petrographie befassen sich mit der Entstehungsgeschichte und dem Aufbau unserer Erdkruste und ihren mannigfaltigen Wandlungen in den Jahrmillionen, die das heutige geologische Bild formten. Beide sind und bleiben deshalb auch die Grundlagen jeder Aussage über Gebirge und Fels. Jedem Bauvorhaben muss deshalb nach wie vor die geologisch-petrographische Untersuchung der Baugrundverhälnisse vorangehen. Darüber wird der anschliessende Vortrag von Prof. Dr. F. de Quervain berichten. Ich begnüge mich deshalb mit der Feststellung der Wichtigkeit der geologisch-petrographischen Aussagen für den projektierenden und den bauausführenden Ingenieur. Gerade wegen dieser Wichtigkeit möchte ich als Ingenieur den Wunsch aussprechen, der Geologe möge sich in seiner Ausdrucksweise bei der Beurteilung einer bestimmten geologischen Situation einer auch für den in der Geologie weniger beschlagenen Ingenieur verständlichen Sprache ausdrücken. Es ist mir natürlich bewusst, dass der Geologe als Naturwissenschaftler die Dinge anders sieht, eine andere geistige Einstellung seinen Beobachtungen gegenüber mit-

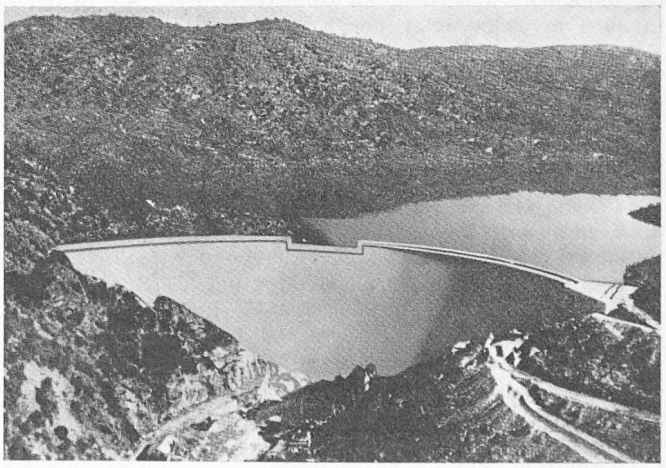


Bild 2. Staumauer Malpasset vor dem Bruch

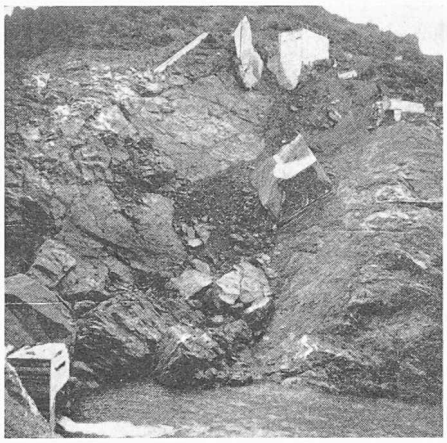


Bild 3. Einzelheiten des linken Widerlagers und des linken Hanges. Am abgestürzten Blocke sind fest mit dem Beton verbundene Felsteile erkennbar

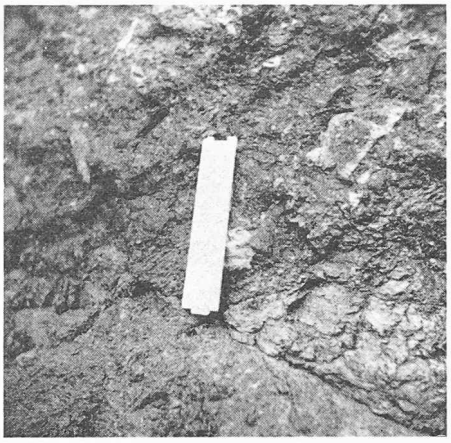


Bild 4. Verbindung von Fels (unten) mit Beton (oben)

Bild 5. Detail der Gleitfläche, oberer Teil

bringt und deshalb eher die grösseren, allgemeineren Zusammenhänge sieht als der Ingenieur, der eine konkrete Bauaufgabe zu bewältigen hat und sich deshalb für solche Angaben in erster Linie interessiert, die ihm direkt Aufschluss geben über die Eigenschaften des zu durchörternden Felsens und die dabei allenfalls auftretenden Schwierigkeiten durch das Vorhandensein von Schwächezonen, Kontaktzonen und Wasservorkommen. Dass dabei auch in einer geologischen Prognose Fehler auftreten können, wird niemanden verwundern, der nur einigermassen nachdenkt, und zudem — wo wäre der Bauingenieur, dem in seiner täglichen Arbeit und in seinen Einsichten nicht auch Fehler unterlaufen wären! Die oft angerufene Zusammenarbeit zwischen Geologe und Ingenieur soll deshalb auch in diesem Zusammenhang erneut befürwortet werden. Daran darf sich auch in Zukunft nichts ändern, wenn einzelne Bauingenieure sich speziell mit der Felsmechanik abgeben werden. Letzten Endes trägt der Ingenieur die Verantwortung, denn nur er kann beurteilen, welches die Auswirkungen seines Bauwerkes auf den Untergrund sind. Meiner Ansicht nach gilt dies auch für den Fall «Malpasset».

Die Bodenmechanik, in ihrer von Terzaghi geschaffenen Gestalt, ist nun bereits fast 40 Jahre alt, und wie viele grundlegende Fragen harren noch ihrer Abklärung! Es genügt, an den zentralen Begriff der Scherfestigkeit zu erinnern, um dies sofort ersichtlich werden zu lassen. Wie viele vereinfachende Annahmen mussten eingeführt werden, um die beobachteten Phänomene einigermassen zutreffend quantitativ zu erfassen. Dabei ist ein Lockergestein seiner Entstehungsgeschichte, seiner Lagerung, seiner Schichtung, d. h. seinem ganzen Aufbau nach viel einfacher als der Fels. Ihn charakterisiert ja gerade ausser der petrographischen Zusammensetzung eine Unzahl von Störungen; Homogenität und Isotropie sind nirgends, auch im kleinsten, vollkommen vorhanden. Wie unendlich schwieriger dürfte es deshalb sein, die Eigenschaften eines Felsens, seinen Spannungs- und Deformationszustand zu erfassen, Stabilitätsprobleme zu lösen und dergleichen. Kein Wunder, dass sich bereits heute verschiedene Richtungen abzeichnen, diesen Problemen nachzugehen. In dieser Beziehung sind die Auffassungen der «österreichischen Gruppe» ganz besonders zu erwähnen, die — ausgehend von Arbeiten von Prof. Sander über die «Gefügekunde der geologischen Körper», Wien 1948, und von Prof. J. Stini über «Tunnelbaugeologie», Wien 1950 — die Felsmechanik als eigentliche Gefügemechanik betrachten. Darüber wird ihr heutiger Hauptvertreter, Dr. L. Müller, an der jetzigen Tagung sprechen.

Zu den erwähnten Schwierigkeiten treten nun noch weitere wesentliche hinzu, die in der Durchführung der für die Abklärung der notwendigen Berechnungsgrundlagen unumgänglich nötigen Grossversuche liegen. In der Bodenmechanik war und ist es möglich, mit relativ bescheidenen Mitteln und mit kleinen Probekörpern aufgestellte Theorien auf ihre Richtigkeit nachzuprüfen. Obschon auch hierzu einschränkend erwähnt werden muss, dass man dabei sehr oft über das Ziel hinausschiesst und aus Versuchen an kleinsten Proben auf das Verhalten von Grossausführungen schliesst, ohne sich im geringsten darum zu kümmern, ob die Uebertragbarkeit im Sinne der Aehnlichkeitsgesetze überhaupt statthaft sei. In der Felsmechanik aber sind aus den eingangs erwähnten Gründen Versuche im Kleinen am Handstück für praktische Fälle wertlos; nur Grossversuche geben einen repräsentativen Aufschluss. Solche Ver-

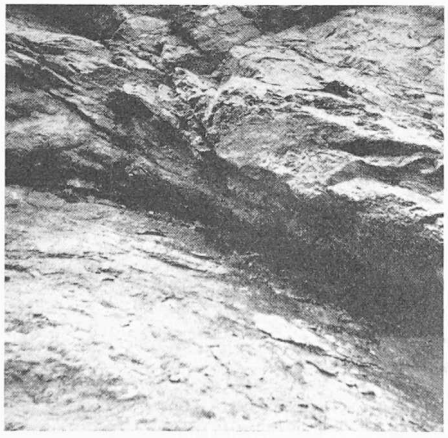


Bild 6. Detail der Gleitfläche, unterer Teil

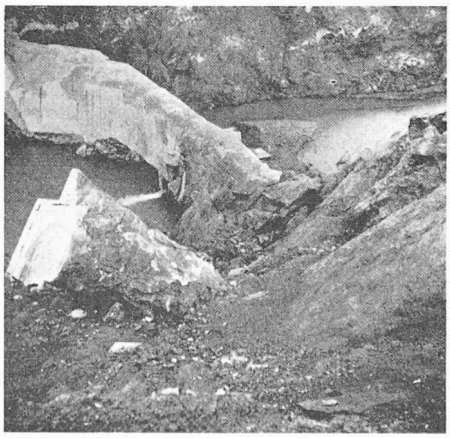


Bild 7. Blick Gleitfläche abwärts

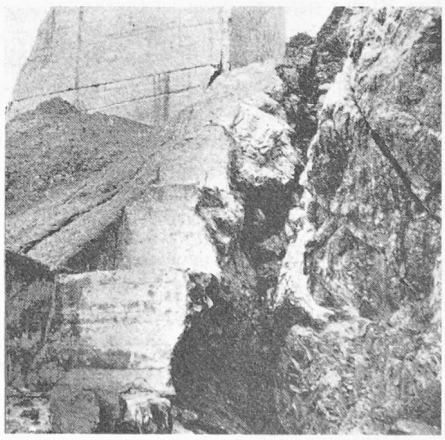


Bild 8. Rechte Talseite. Zwischen Mauer und Fels ist eine breite Kluft entstanden, die Mauer hat sich vom Fels gelöst und talwärts verschoben

suche erfordern aber einen sehr grossen Aufwand und können in der Regel nur für grosse Objekte, kaum als Forschungsaufgabe, ausgeführt werden. Es ist deshalb nicht verwunderlich, wenn manche Stimmen der «Felsmechanik» gegenüber eher skeptisch eingestellt sind. Aber selbst wenn ein Terzaghi, nach seinem Aufsatz in der «Géotechnique» vom Juni 1962 zu urteilen, zu diesen Skeptikern gehört, müssen wir den Versuch wagen — schon mit Rücksicht darauf, dass zukünftige Bauaufgaben in vermehrtem Masse noch eine bessere Kenntnis der Eigenschaften des Felsens dringend benötigen.

Elastische Kennwerte

Wie jeder Körper, so erfährt auch eine Felsmasse bei Belastung eine Formänderung. Diese Formänderung ist teils elastischer, teils plastischer Natur. Wir kennzeichnen die erstere mit dem Elastizitätsmodul, die totale Formänderung mit dem Verformungsmodul in Analogie zum M_E-Wert (Steifeziffer) eines Lockergesteins. Bereits hier beginnen die Schwierigkeiten, indem diese beiden Begriffe teils verschieden definiert, teils verschieden gehandhabt werden. In vereinfachter Form können die Verhältnisse gemäss Bild 9 dargestellt werden. Anfänglich, bei niedrigen Belastungen, verhält sich das Gebirge eher elastisch, die Tangente im Ursprung an die Kurve Spannung — spezifische Zusammendrückung entspricht einem relativ grossen Elastizitätsmodul E_0. Bei höherer Belastung wird die Kurve gekrümmter, die vorhandenen kleinen und grösseren Klüfte bewirken eine plastische Zusammendrückung OA, bzw. OB, bzw. OC, die bei Entlastung jeweilen festgestellt werden kann. Bei mehrfacher Wiederholung der Belastung wird der Zuwachs des plastischen Anteils immer kleiner; es kann von einem Elastizitätsmodul gesprochen werden entsprechend der Neigung AA', BB', CC'. Der Verformungsmodul hingegen würde z. B. für die Belastung σ_3 der Neigung der Geraden OC' entsprechen. Das Verhältnis des elastischen und des plastischen Anteils ändert sehr stark von Fels zu Fels je nach der petrographischen Zusammensetzung, dem Gefüge, eventuellen Schwächezonen, der Klüftung usw. Dank der Anisotropie hängen Elastizitäts- und Verformungsmodul nicht nur von der Grösse der Belastung, sondern ebenfalls von ihrer Richtung ab. Parallel oder senkrecht zur Schichtung ergeben sich verschiedene Werte.

Unter den Methoden zur Bestimmung dieser Kennwerte sind die statischen von den seismischen zu unterscheiden. Statisch sind die Abpressversuche mit Wasser in Druckstollenstrecken bekannt, über welche an dieser Tagung von anderer Seite berichtet wird, und die Druckplattenversuche. Der Druckplattenversuch entspricht grundsätzlich genau dem Plattenversuch, welcher in der Bodenmechanik zur Messung des M_E-Wertes gebraucht wird. Zur Illustrierung mögen die Bilder 10 und 11 dienen, welche eine solche Messung im Sondierstollen der Flanke des Verzascatales zeigen, die von der VAWE im Auftrage von Dr. Lombardi für die Berechnung der Staumauer Contra durchgeführt wurde. Die Bilder zeigen, dass es hierbei gegenüber einer einfachen M_E-Wert-Bestimmung einer bedeutend umfangreicheren und dadurch kostspieligeren Einrichtung bedarf, vor allem deshalb, weil grosse Drücke erzeugt werden müssen. Diese Einrichtung könnte selbstverständlich verbessert werden, und insbesondere könnte ein bewegliches, irgendwo einsatzfähiges und einsatzbereites Druckplattengerät gebaut werden, sofern die Einsatzmöglichkeiten dessen beträchtliche Anlagekosten rechtfertigen.

Bei den beiden erwähnten Methoden sind aus der gemessenen Zusammendrückung s beim Plattenversuch bzw. der Verlängerung des Stollendurchmessers $2 \triangle r$ beim Druckstollenversuch die gewünschten Moduli auszurechnen. Dies kann nur unter Annahme eines Gesetzes über die Druckausbreitung, über das elastische Verhalten der Platte und über die Poissonzahl m geschehen. Dabei werden leider nicht immer die gleichen Formeln angewandt. Beim Druckplattenversuch können folgende Formeln angewandt werden:

1. Druckausbreitung nach Boussinesq, gleichbleibender M_E, starre Lastplatte:

$$M_E = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot r \cdot \frac{\Delta \sigma}{s}$$

wobei $\triangle \sigma$ = Spannungszuwachs

1. Druckausbreitung nach Boussinesq, schlaffe Lastplatte, s für Plattenmitte:

$$M_E = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot (2r) \cdot \frac{\Delta \sigma}{s}$$

wie vor, aber als Mittelwert der Zusammendrückung über die ganze Platte:

$$3. \quad M_E = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{16}{3\pi} \cdot r \cdot \frac{\Delta \sigma}{s} = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot (1{,}7 \cdot r) \cdot \frac{\Delta \sigma}{s}$$

Für die Auswertung des Druckstollenversuches kann, unter Vernachlässigung des Einflusses der Betonverkleidung, gesetzt werden:

$$M_E = \frac{m + 1}{m} \cdot \frac{r}{\Delta r} \cdot \Delta \sigma$$

wobei $\triangle r$ = Verlängerung des Radius beim Spannungszuwachs $\triangle \sigma$

r = Radius des Ausbruchquerschnittes

Aus den Messungen geht eindeutig die Abhängigkeit der M_E-Werte vom Drucke hervor, die M_E-Werte sinken bei steigendem Druck. Im Berginnern oder bei grösseren Ueberlagerungen dürfte somit der M_E-Wert verschieden sein von in Oberflächennähe gemessenen Werten. Wasserdurchtränkte Proben ergaben unter einaxigem Drucke niedrigere Werte als trockene. Der M_E-Wert reagiert sehr empfindlich auf Abweichungen in der petrographischen Zusammensetzung, der Struktur usw. des Felsens. Auf die Richtungsabhängigkeit wurde bereits hingewiesen. Starke Streuungen in den Messwerten sind deshalb die Regel. Es mag noch erwähnt werden, dass durch Injektionen der M_E-Modul erhöht werden kann.

Bei den seismischen Methoden kann bekanntlich aus der gemessenen Geschwindigkeit der Longitudinalwellen v_l und gegebenenfalls der Transversalwellen v_t auf E und m geschlossen werden nach den bekannten Formeln:

$$v_l = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{m(m-1)}{(m+1)(m-2)}} \qquad v_t = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$E = 2\,C\,\frac{(m+1)}{m}$$

ρ = Dichte

Die statischen Methoden sind, wie ausgeführt, ziemlich kostspielig und können uns trotzdem nur Aussagen über sehr beschränkte Zonen geben; die seismischen Methoden

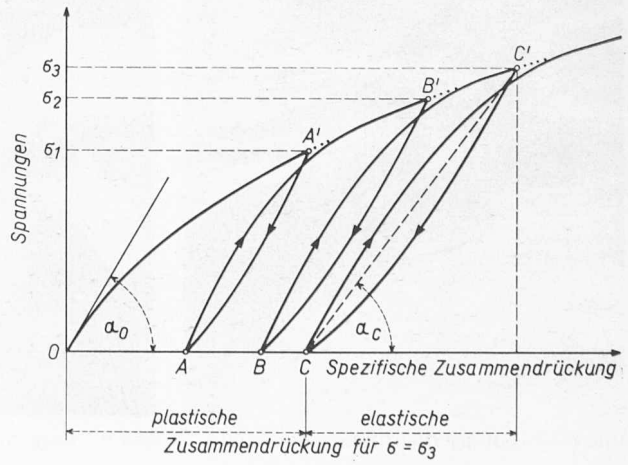


Bild 9. Spannung — Spezifische Zusammendrückung

hingegen ergeben mit bescheidenen Mitteln Auskunft innerhalb viel weiterer Gebiete, da die Untersuchungsstellen leicht vervielfacht werden können. Verständlicherweise finden deshalb die seismischen und andere dynamische Messmethoden in der Felsmechanik vermehrt Verwendung. Leider stimmen aber die mit diesen Methoden gemessenen Werte in keiner Weise mit den statisch gemessenen überein. Es ist meines Wissens bis heute nicht gelungen, irgend eine auch nur annähernd zutreffende Korrelation zwischen seismisch und statisch gemessenen Werten aufzustellen. Die seismisch gemessenen Werte liegen immer bedeutend höher als die statisch gemessenen. Die Erklärung dafür ist noch nicht eindeutig gefunden. Eine Hauptursache wird darin liegen, dass beim seismischen Versuch eine ganz kurzfristige und sehr geringe Belastung aufgebracht wird. Es wird also der Elastizitätsmodul E_0 am Beginn der Kurve Spannung-Zusammendrückung gemessen, der ohnehin gross ist, und zudem kann sich bei dem kurzfristigen seismischen Stoss gar nicht eine der statischen Belastung vergleichbare Formänderung einstellen. Aus der Feststellung hoher seismisch gemessener E-Werte darf nicht einmal auf relativ hohe statische M_E-Werte geschlossen werden, wie Messungen erwiesen haben. Der Wert der seismischen Messungen liegt deshalb vornehmlich in der Feststellung von Unterschieden innerhalb einer gegebenen Gebirgsmasse. In diesem Sinne sind wohl auch die ausgedehnten seismischen Untersuchungen aufzufassen, welche z. B. die SADE unter Ing. C. Semenza in den Dolomiten beim Bau ihrer verschiedenen Kraftwerkanlagen durchgeführt hat und über welche Semenza am 17. Februar 1960 in seinem Vortrag in der ETH über die Staumauer Vajont kurz gesprochen hat.

Die zweite Kennzahl, das Verhältnis m der Längsdehnung zur Querdehnung, die Poissonzahl, ist noch schwieriger zu messen. Meist begnügt man sich mit einer Schätzung von $m = 4$ bis 6. Nun hat sich aber gezeigt, dass dieser Wert ebenfalls stark druckabhängig ist; er nimmt mit steigendem Drucke ab, worauf später zurückgekommen wird. Dynamisch bestimmte m-Werte sind niedriger als statisch gemessene.

Ausdrücklich muss noch auf den Einfluss der Zeit hingewiesen werden, der bei allen Messverfahren unterschätzt wird, indem die bekannte Erscheinung des Kriechens unberücksichtigt oder ungenügend berücksichtigt bleibt.

Die durch ein Bauwerk belastete Felsmasse erleidet somit Formänderungen ähnlich jenen, die uns aus der Behandlung der Lockergesteine bekannt sind, nur der Grössenordnung nach verschieden. Wir müssen uns frei machen von der Vorstellung des «unverrückbaren» Felsens. Uebrigens können wir gerade diese Verformbarkeit wieder ingenieurmässig ausnützen. Die Bogenstaumauer Rossens und in vermehrtem Masse die im Bau begriffene Staumauer Schiffenen, beide an der Saane im Kanton Freiburg und beide in der Molasse gelegen, hätten kaum in ihrer heutigen Form erstellt werden können, wäre nicht die Verformbarkeit des Felsens bedeutend grösser als jene des Staumauerbetons. Das Verhältnis E-Beton zu E-Fels beträgt 10 bis 15. Der hochgehaltene Grundsatz im Brückenbau, dass das Widerlager einer Bogenbrücke unverschiebbar und starr sein müsse, gilt im Bau von Bogen-Staumauern nicht. Eine Bezeichnung übrigens, die irreführend ist, handelt es sich bei einer Bogen-Staumauer doch um eine dreiseitig abgestützte Schale im Raume und nicht um einen Bogen in der Ebene, gerade so wenig, wie es sich bei einer ebenen Platte um einen linearen Balken handelt.

Die Formänderungen der Auflager einer Staumauer unter dem Wasserdruck, ja der ganzen näheren Umgebung des Sperrenbauwerkes unter der Wasserauflast und dem Wasserdruck auf die Mauer, sind bis heute an zahlreichen Mauern gemessen worden, vor allem dank der verfeinerten geodätischen Messmethoden einerseits und der Verwendung des Pendellotes andererseits. Alle diese Messungen weisen eindeutig darauf hin, dass Mauer und angrenzendes Gebirge zusammen eine Einheit bilden und sich deformieren und dass sich dieser Einfluss je nach der örtlichen Felstopographie bis weit unter die Oberfläche bemerkbar macht. So wurden z. B. bei der Gewichtsmauer Albigna im Mauerblock 20, Höhe rund 110 m, elastische Durchbiegungen bis in mindestens 50 m unter der Felsoberfläche (Bergeller-Granit) festgestellt. Die talseits der Mauer gelegenen, einbetonierten Beobachtungspunkte für die geodätischen Vermessungen bewegen sich mit steigender Seefüllung talwärts und kehren bei sinkendem Seespiegel wieder in die Nähe ihrer Ausgangslage zurück. Ein ähnliches Verhalten ergeben auch andere bekannt gewordene Messungen bei uns und im Auslande.

Der Spannungszustand

Im Gebirge herrscht im Regelfalle ein dreiaxiger Spannungszustand. Wird ein Element in der Tiefe z unter einer horizontalen Oberfläche betrachtet und darf als erste Annäherung Isotropie angenommen werden, so hat die grösste Hauptspannung σ_I den Wert $\gamma \cdot z$, wobei γ das spezifische Gewicht des Felsens bedeutet, und die beiden anderen Hauptspannungen σ_{II} und σ_{III} sind einander gleich. Das Verhältnis $\lambda = \frac{\sigma_I}{\sigma_{II}}$ ist unbekannt. Ist das Medium homogen, isotrop und vollkommen elastisch, so ergibt sich aus einer einfachen Rechnung, indem berücksichtigt wird, dass die seitlichen Deformationen null sein müssen,

$$\text{Seitendruckziffer} \quad \lambda = \frac{1}{m-1}$$

Erfahrungsgemäss liegt dieser Verhältniswert unter eins in Oberflächennähe, was somit einem m-Wert von mehr als

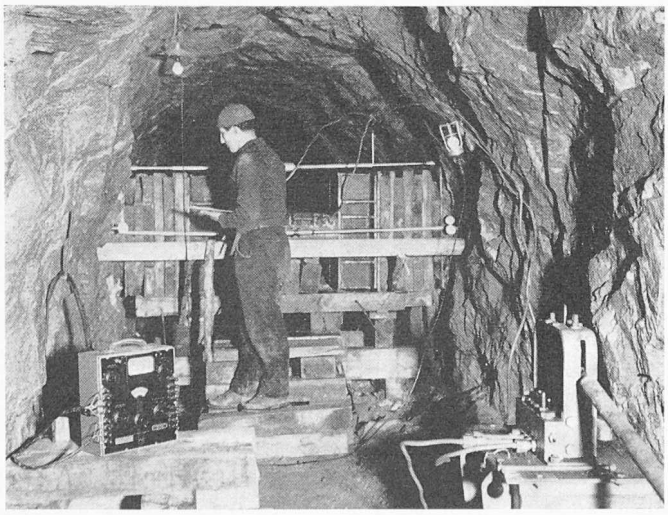


Bild 10. Messung im Sondierstollen für die Staumauer Contra im Verzascatal

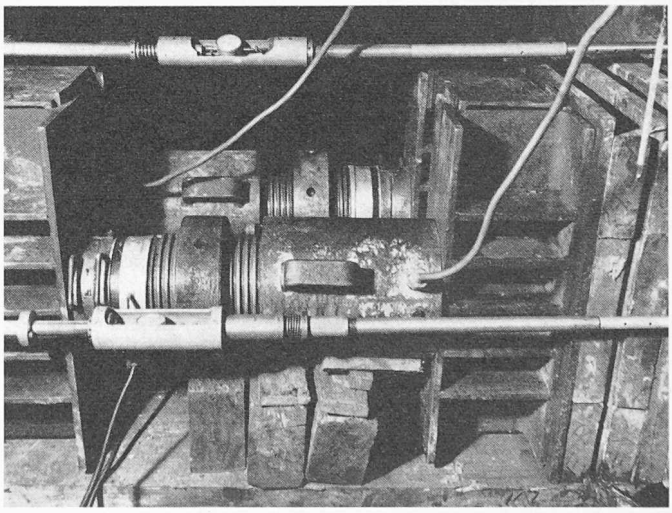
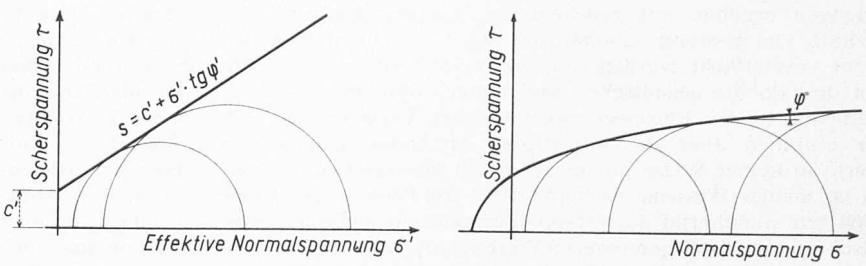


Bild 11. Einzelheiten der Presse von Bild 10

2 entspricht. In grösserer Tiefe aber, je nach Gebirge in rd. 1000 m und mehr, zeigt sich, dass sich dieses Verhältnis mehr und mehr dem Werte 1 nähert, dass sich also ein hydrostatischer Spannungszustand mit allseitig gleichen Drücken einstellt. Dafür wird $m = 2$, entsprechend dem für Wasser gültigen Wert. Es entspricht dies auch der oben erwähnten Tatsache, dass die Poissonzahl mit steigendem Drucke abnimmt. Es ist äusserst aufschlussreich, dass bereits Prof. A. Heim seinerzeit diese These aufstellte und damit bei Geologen und Ingenieuren auf allseitigen Widerspruch stiess. Die heutigen Kenntnisse haben seine Auffassung weitgehend bestätigt. Er schreibt (aus «Tunnelbau und Gebirgsdruck» 1905): «Die Schwerelast des Gebirges setzt sich in einer je nach der Gebirgsfestigkeit ungleichen durchschnittlichen Tiefe in einem allseitigen, dem hydrostatischen Druck ähnlichen Gebirgsdruck mit Auftrieb um. Tunnel, die in diese Tiefe gelegt worden sind und weiter gelegt werden, können nur dann dauernd haltbar sein, wenn sie als geschlossene Röhre mit Sohlengewölbe druckfest ausgemauert werden. Das momentane Verhalten des Gesteins ist nicht massgebend für die allmählich sich einstellenden Deformationen durch den Gebirgsdruck.»

Doch der grössere Anteil unserer Untertagebauten liegt in Tiefen, in welchen der hydrostatische Spannungszustand noch nicht erreicht ist. Wir sollten die Seitendruckziffer kennen oder müssen sie aus einem bekannten oder angenommenen m-Wert nach der obigen Formel berechnen. Ist der Spannungszustand bekannt, stellt sich sogleich die Frage nach dem Kriterium des Bruches oder, allgemeiner gesagt, nach dem Kriterium des Eintretens einer dauernden, plastischen Verformung ohne Spannungssteigerung. In Analogie zur Bodenmechanik kann dazu das Mohrsche Bruchkriterium benützt werden, das bekanntlich nur die grösste und die kleinste Hauptspannung σ_I und σ_{III} berücksichtigt, oder es könnten nach von Mises die drei Hauptspannungen beigezogen werden. Dr. Müller wird voraussichtlich in seinem Vortrage eine der Gefügemechanik entsprechende Auffassung vom Bruche darlegen und über Grosscherversuche sprechen.



Lockergestein

c' = Kohäsion
φ' = Winkel der inneren Reibung (konstant)
Umhüllende: Gerade nach Coulomb

Fels (ähnlich bei Beton)

$tg\varphi = \frac{d\tau}{d\sigma}$

φ fällt mit steigender Belastung (kann in bestimmten Bereichen konstant angenommen werden)

Bild 12. Bruchtheorie nach Mohr im ebenen Spannungszustand; Umhüllende der Bruchkreise

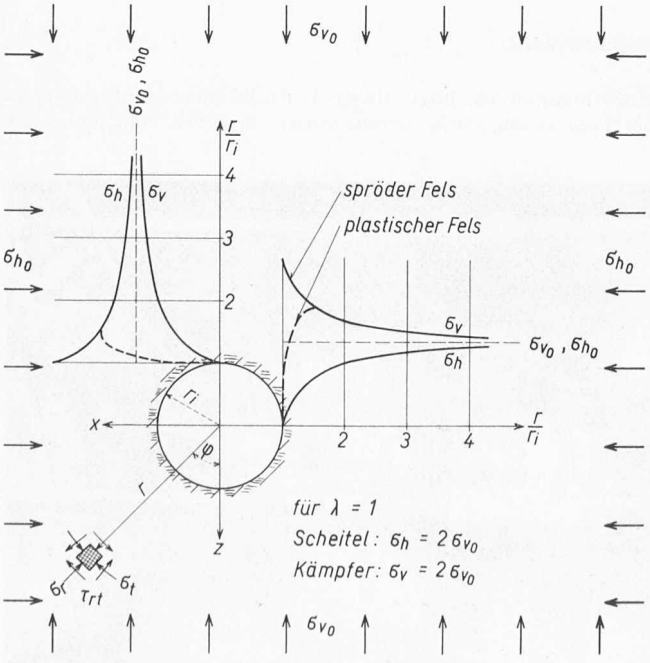
Für Lockergesteine kann bekanntlich mit genügender Annäherung als Umhüllende der Mohr'schen Kreise bei Bruch nach dem Gesetz von Coulomb eine Gerade angenommen werden. Bei Gestein, Fels und Beton ist die Umhüllende eine Kurve mit nach oben konvexer Krümmung. (Bild 12; siehe diesbezüglich bereits EMPA-Bericht Nr. 28 von 1928 über Versuche an Marmor.) Ueber die genaue Form dieser Kurve liegen noch zu wenig Messergebnisse vor, so dass kaum mehr als sehr vage Formeln aufgestellt werden konnten. Sicher ist nur, dass mit steigender Hauptspannung die Tangentenneigung an die Kurve flacher wird, d. h. also, dass mit steigender Belastung der Winkel der inneren Reibung kleiner wird. Selbstverständlich müssen auch bei dieser Darstellung vorhandene Schichtungen mit berücksichtigt werden als Flächen mit voraussichtlich geringerem Gleitwiderstand.

Wiederum ähnlich wie in der Bodenmechanik die Porenwasserspannungen zu berücksichtigen sind, ist bei der Berechnung der wirkenden Normalspannung im Felsen allfällig vorhandenes Kluftwasser und sein Druck nicht zu vergessen.

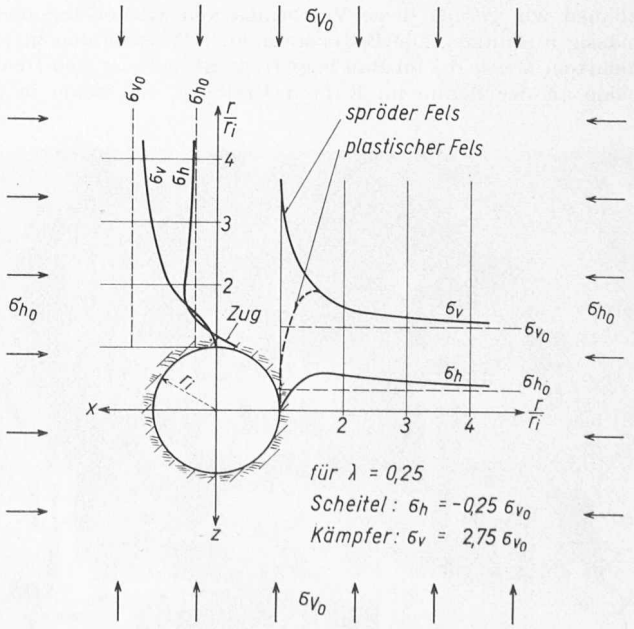
$$\sigma_r = \frac{1}{2}\sigma_{v_0}\left[(1+\lambda)(1-\frac{r_i^2}{r^2}) + (1-\lambda)(1+\frac{3r_i^4}{r^4}-\frac{4r_i^2}{r^2})\cdot\cos 2\varphi\right]$$

$$\sigma_t = \frac{1}{2}\sigma_{v_0}\left[(1+\lambda)(1+\frac{r_i^2}{r^2}) - (1-\lambda)(1+\frac{3r_i^4}{r^4})\cdot\cos 2\varphi\right]$$

$$\tau_{rt} = \frac{1}{2}\sigma_{v_0}(1-\lambda)(1-\frac{3r_i^4}{r^4}+\frac{2r_i^2}{r^2})\cdot\sin 2\varphi$$



$$\lambda = \frac{\sigma_{h_0}}{\sigma_{v_0}} = \frac{1}{m-1} \qquad m = \frac{\text{Längsdehnung}}{\text{Querdehnung}}$$



Bilder 13 und 14. Spannungen im Scheitel (First) und im Kämpfer (Ulmen) eines Stollens infolge Ueberlagerungsdruck für $\lambda = 1$ bzw. $\lambda = 0{,}25$

Mit Kluftwasser muss in sehr vielen Fällen gerechnet werden; versickerte Niederschläge oder versickertes Stauwasser bei Wasserbauten sind seine Hauptursachen. Wasser übt auf eine Felsmasse einen grossen Einfluss aus, in chemischer und physikalischer (Frost) und in mechanischer Beziehung, welch letzterer Einfluss hier einzig zum Ausdruck kommen soll.

Die Messung des tatsächlichen Spannungszustandes im Gebirge stösst nun auf sehr grosse Schwierigkeiten, weil jede solche direkte Messung einen Eingriff in das Gebirge voraussetzt, wodurch aber der ursprüngliche Zustand mehr oder weniger stark geändert wird, bevor er gemessen werden konnte. Stellen wir uns z. B. vor, wir führten einen Sondierstollen aus, um an dessen Wänden den primären, vor der Durchörterung bestehenden Spannungszustand zu messen, so wird sich der Stollen langsam entspannen, und unsere Messungen werden nicht genau repräsentativ sein. In den letzten Jahren sind grosse Bemühungen festzustellen, dieser Schwierigkeit Herr zu werden und möglichst repräsentative Messmethoden mit den entsprechenden Geräten zu entwickeln.

Der Spannungszustand in einer als homogen und isotrop betrachteten Felsmasse unter der Einwirkung eines vertikalen und horizontalen Spannungsfeldes in der Nähe eines kreisrunden Loches lässt sich mit Hilfe der Elastizitätstheorie genau berechnen. Meines Wissens wurden die entsprechenden Formeln zum ersten Mal von Timoshenko veröffentlicht und von Terzaghi in «Géotechnique» 1952 (Stresses in rock about cavities) auf das vorliegende Problem angewandt. In den Bildern 13 und 14 bedeuten:

$\sigma_{vo} = \gamma \cdot Z$ die aus dem Ueberlagerungsdruck sich ergebende vertikale Hauptspannung im ungestörten Gebirge,

$\sigma_{ho} = \lambda \cdot \sigma_{vo}$ die aus dem Ueberlagerungsdruck sich ergebende horizontale Hauptspannung im ungestörten Gebirge.

Je nach der Grösse der ursprünglich vorhandenen Horizontalspannungen ändert sich das Bild der Tangentialspannungen im First nach der Erstellung des Stollens grundsätzlich. Bei einer geringen Seitendruckziffer λ, d. h. einer grösseren Poissonzahl als 4, treten im First Zugspannungen auf; sinkt die Poissonzahl unter den Wert 4, entstehen nur noch Druckspannungen, die im hydrostatischen Falle ($m = 2$) den doppelten Wert des Ueberlagerungsdruckes erreichen. Wie eingangs erwähnt, dürfte dieser Zustand den Verhältnissen in tiefliegenden Tunneln nahekommen. Am Kämpfer, in den Ulmen, entstehen in beiden Fällen starke Druckspannungen. Bergschläge können teilweise anhand dieser Figuren erklärt werden. (Beachte z. B. die Bergschläge im soeben durchgeschlagenen Montblanc-Tunnel.) Mit dem Ansteigen der Druckspannung beginnt die plastische Verformung der Stollenwand (was zu einem Abbau derselben führt, strichpunktiert eingezeichnet).

Unsere Druckstollen im Wasserkraftanlagenbau liegen in der Regel nicht sehr tief, mit Ausnahme von Gebirgskettentraversierungen. Es muss aber darauf gesehen werden, dass sie nicht zu nahe der Oberfläche zu liegen kommen. Wasseraustritte können dann in mehrfacher Beziehung gefährlich werden. Aus dem Druckstollen durch Risse im Verkleidungsbeton austretendes Wasser, das irgendeinen Weg in vorhandenen Klüften im Felsen findet, wirkt dabei auf eine grosse Druckfläche. Aehnlich dem bekannten Effekt bei einer hydraulischen Presse werden dadurch auf das umgebende Gebirge sehr grosse Kräfte ausgeübt, die zu lokalen Einstürzen und Rutschungen führen können. Ausserdem wirkt das ausfliessende Wasser erodierend und auswaschend. Während die Drücke, welchen Druckstollen ausgesetzt sind, und sehr oft auch die Stollendurchmesser zugenommen haben, sind merkwürdigerweise die Verkleidungsstärken von Druckstollen bei uns für den Normalfall gleich geblieben. Offenbar nimmt aber die Beanspruchung der Verkleidung mit dem Produkt aus Druck und Stollenradius zu. Bei gleichen Felsverhältnissen und einer bestimmten, als noch zulässig angesehenen Betonzugspannung ist die Verkleidungsstärke beinahe diesem Produkt proportional. Der erwähnten Abhängigkeit, die leicht rechnerisch verfolgt werden kann, wurde zu wenig Beachtung geschenkt. Nur beiläufig sei erwähnt, dass ausser einer genügend starken und erstklassigen Verkleidung die nachträglichen Injektionen für die Bewährung eines Druckstollens eine entscheidende Bedeutung besitzen. Dabei müssen die Injektionen die durch das Sprengen gelöste und zerklüftete, den eigentlichen Stollen röhrenartig umgebende gestörte Zone verfestigen und deshalb genügend tief in diese eindringen.

Mehrmals wurde bereits auf den Einfluss des Kluftwassers hingewiesen. Erwähnenswert ist noch seine Wirkung auf Staumauerfundamente, Widerlager und seitliche Dichtungsschleier. Die Konzentration der Wasserdruckdifferenz auf einzelne Zonen kann dabei zu Durchbrüchen oder zu unvorgesehenen Mehrbeanspruchungen des Bauwerkes führen. In der technischen Literatur wird als Allheilmittel dagegen zur Zeit die Anordnung von Entwässerungen, Drainagen, empfohlen. Sicher sind in vielen Fällen Drainagen möglich und gut, aber in besonderen Fällen, z. B. bei Auswaschgefahr von Felsspalten und dergleichen, müssen andere Lösungen gesucht werden, will man nicht den Teufel mit dem Belzebub austreiben.

Zusammenfassung

Die Felsmechanik steht in ihrem Bestreben, rein qualitative, beschreibende Aussagen durch quantitative zu ergänzen und damit dem Ingenieur entsprechende rechnerische Methoden zu entwickeln, am Anfang und vor sehr grossen Schwierigkeiten. Diese liegen sowohl auf theoretischem Gebiete wie vor allem auf jenem der Messtechnik und der Messgeräte. Erfahrung und ihre Auswertung sind aber gerade in der Felsmechanik die einzigen Möglichkeiten, zu einer den wirklichen Vorgängen wenigstens einigermassen entsprechenden Theorie zu gelangen.

Literaturverzeichnis

(ausser den im Text bereits enthaltenen Angaben):

[1] *Terzaghi:* Soils Mechanics in Engineering Practice.
[2] *Talobre:* La Mécanique des Roches.
[3] *Kastner:* Statik des Tunnels- und Stollenbaues, Springer 1962.
[4] *H. Link:* Ueber die Querdehnungszahl des Gebirges, in «Geologie und Bauwesen» 1961, Heft 4. — Ueber die Unterschiede statisch, dynamisch und seismisch ermittelter Elastizitätsmoduln von Gestein und Gebirge, in «Geologie und Bauwesen» 1962, Heft 3/4.
[5] Berichte Kongress «Grosse Talsperren», Rom 1961.
[6] Vorträge der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik, in «Geologie und Bauwesen» veröffentlicht.

Die angeführten Werke, insbesondere Kastner und Link, enthalten weitere ausfürliche Literaturhinweise.

Über Verwaltung und Organisation der Forschung

DK 658.57

Vom 29. Mai bis 3. Juni 1961 fand im Bundesstaatlichen Volksbildungsheim in Strobl am Wolfgangsee (Oesterreich) das Zweite Europäische Regionalseminar der OECE statt, worüber ein ausführlicher Bericht in französischer Sprache vorliegt. Die nachfolgende Zusammenfassung von *G. A. Fischer*, dipl. Ing., Baden, bildet einen Auszug aus diesem Bericht.

1. Allgemeines

Es sei daran erinnert, dass die *Organisation Européenne de Coopération Economique* (OECE) im Jahre 1948 gegründet wurde mit dem Zweck, die wirtschaftliche Tätigkeit in Europa, die durch den Krieg sehr gelitten hatte, wieder zu beleben. Diese Aufgabe ist im Jahre 1960 als im wesentlichen gelöst betrachtet worden; es wurde beschlossen, diese Konvention durch eine neue, ebenfalls internationale Institution mit weiter gesteckten Zielen zu ersetzen. So ist im September 1961 die *Organisation pour la coopération et pour de Développement économique* (OCDE) konstituiert worden, welcher ausser den bisherigen 18 europäischen Staaten (darunter die Schweiz) jetzt auch noch die USA und Canada angehören. Die Tätigkeit der OCDE beschränkt sich nicht mehr auf europäische Länder. Sie hat aber die pendenten Arbeiten