

Die technischen Eigenschaften des Gebirges und ihr Einfluss auf die Gestaltung von Felsbauwerken: Erkenntnisse aus den Grossversuchen in Europa und im Fernen Osten: Vortrag

Autor(en): **Müller, Leopold**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **81 (1963)**

Heft 9

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-66730>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Die technischen Eigenschaften des Gebirges und ihr Einfluss auf die Gestaltung von Felsbauwerken

DK 624.131.4

Erkenntnisse aus den Grossversuchen in Europa und im Fernen Osten

Vortrag, gehalten vor der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Luzern am 9. November 1962 von Dr.-Ing. Leopold Müller, Salzburg

Werkstoff Fels

Unter allen Ingenieuren ist wohl niemand so unausweichlich an die Gegebenheiten des Werkstoffes gebunden wie der Grundbauer, ganz besonders der Felsbauer. Für die meisten Baukonstruktionen über der Erde kann man die Werkstoffe mehr oder weniger frei wählen, kann diese Wahl dem Zweck des Bauwerkes, den wirtschaftlichen Möglichkeiten, ja selbst den Fähigkeiten der Arbeiter und Ingenieure anpassen, kann Stahl, Beton oder Holz verwenden, ja selbst die Art des Stahles und die Eigenschaften des Betons vorschreiben. Der Erdbauer ist darin schon weniger, aber immer noch bis zu einem gewissen Grade frei, nämlich nur insofern er Dämme aufschüttet, jedoch nicht mehr, wenn er Böschungen aus dem Vollen abträgt. Der Felsbauer schafft überhaupt nur Hohlformen, baut Einschnitte, Anschnitte, Stollen, Schächte, Untertagehallen aus dem Vollen und muss alle geologischen und damit alle Werkstoffbedingungen als unabdingbare Gegebenheiten hinnehmen, an denen er fast nichts oder nur so weit etwas ändern kann, als er die Lage seiner Felsbauwerke geschickt wählt und diesen eine solche Gestalt und Richtung gibt, dass die Bedingungen ihrer Ausführungen relativ optimal werden.

Man könnte daher (mit bewusster Uebertreibung) sagen, dass fast niemand so sehr wie der Felsbauer darauf angewiesen ist, seinen Werkstoff wirklich zu kennen, um aus ihm das Beste herauszuholen. Zugleich aber wird niemandem die Werkstoffkenntnis so schwer gemacht wie ihm. Kein anderer Werkstoff ist so schwierig zu beschreiben wie der Werkstoff Fels, von welchem ein grosser Schweizer schon vor 400 Jahren gesagt hat, in diesem Werkstoff sei alles schon vorgefertigt und vorbestimmt, was man daraus machen könne und was nicht. Deshalb habe ich mehr als 20 Jahre [1] eine Technologie der Erdkruste gefordert und war glücklich, durch unseren unvergesslichen Prof. *M. Roš*, einen der drei Gründer der Internationalen Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik in Salzburg [2, 3], in so wirksamer Weise unterstützt zu werden.

In diesen 20 Jahren habe ich die Ueberzeugung vertreten, dass wir eine solche Technologie der Felsmaterialien nur im Grossversuch [4] im anstehenden Gebirge betreiben können und Prof. Roš hat bei der Gründungsversammlung der genannten Vereinigung 1951 gesagt: «Der Technologie des Laboratoriums, welche weit genug gediehen ist, muss nun die Technologie in der freien Natur folgen.» Seit etwa 14 Jahren

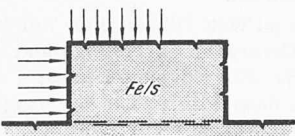
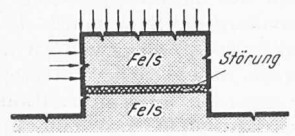
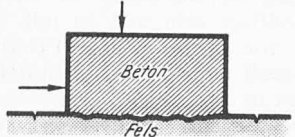
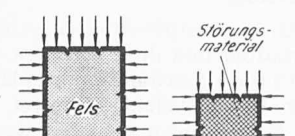
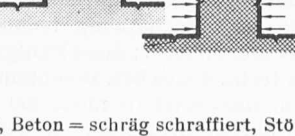
gibt es solche Grossversuche im anstehenden Gebirge zur Bestimmung der Formänderungseigenschaften; aber erst seit zwei Jahren haben wir Grossversuche zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens, und auch diese stehen noch vereinzelt da.

Es war *Josef Stini*, der Altmeister der Ingenieurgeologie, welcher mich in dieser Forderung nach Grossversuchen allezeit tatkräftigst unterstützt hat [5]. Die Erfahrung hat dieser Forderung Recht gegeben. Die Ergebnisse der ersten Grossversuchsreihen brachten überaus befriedigende Uebereinstimmungen und Bestätigungen unserer Anschauungen über die innere Kinetik und über die Mechanik des zerklüfteten Felskörpers, des Diskontinuums. Darüber hinaus lieferten sie eine Fülle völlig neuer Erkenntnisse, welche unsere Anschauungen über den Werkstoff Fels vertiefen.

Ergebnisse technologischer Gebirgsprüfung

Versuche zur technologischen Prüfung der Gebirgseigenschaften müssen, wie ich verschiedentlich ausgeführt habe [6], Grossversuche sein. Die ersten Reihen solcher Grossversuche im anstehenden Gebirge hat die Internationale Versuchsanstalt für Fels, Salzburg, in Italien und in Japan ausgeführt (Bild 1) Bei diesen Versuchen wurden im anstehenden Fels Versuchskörper in der Grösse von 3 bis 16 m³ in Scher- und (unvollkommenen) Triaxialversuchen geprüft. Hierüber hat *K. John* [7] berichtet.

Diese Versuche haben, um mit dem Einfachsten zu beginnen, zunächst einmal den

Versuchstyp	Prinzip	Aufgabenstellung
Fels		Bestimmung der Scherfestigkeit des Gebirges entlang einer vorgegebenen Scherfläche; Bestimmung des Formänderungsverhaltens
Scherversuche		Bestimmung von Scher- bzw. Reibungsfestigkeit entlang gegebener Störung
	Blockfundierung	
Kompressionsversuche		Bestimmung der Gebirgsfestigkeit sowie der elastischen und plastischen Kennwerte des Gebirges für den allgemeinen Fall
	Störung	

Fels = klein punktiert, Beton = schräg schraffiert, Störungsmaterial = schräg gekreuzt

Bild 1. Grossversuche zur Bestimmung der Gebirgsfestigkeit; allgemeine Versuchstypen

Wahrheitsbeweis für die Behauptung erbracht, dass die Gebirgsfestigkeit weit geringer ist als die Gesteinsfestigkeit; viele der Beteiligten wären überrascht, um wieviel geringer. Ich möchte keine Ziffern nennen, weil sich sonst allzu leicht im Gedächtnis so etwas ähnliches wie ein Abminderungsfaktor einnisten könnte, den es aber nach meiner Ueberzeugung nicht gibt. Die Abminderung der Gesteins- zur Gebirgsfestigkeit ist in verschiedenen Bergarten sowie in verschiedenen Gefügeräumen der selben Bergart grundverschieden; es kommt sogar vor, dass die Gebirgsfestigkeit fast so gross ist wie die Gesteinsfestigkeit. Die Abminderung ist sogar in verschiedenen Richtungen unterschiedlich. Des weiteren haben diese Versuche bestätigt, dass zerklüftetes Gebirge Zugspannungen ertragen kann.

Dass der Verformungs- und der Elastizitäts-Modul zerklüfteten Gebirges geringer sind als derjenige der Gesteine, ist lange bekannt und wurde nicht erst in diesen Versuchen, sondern schon früher durch zahlreiche seismische sowie Ultraschall-Messungen bestätigt.

Im Gegensatz zu den bisher angewendeten statischen Prüfverfahren gelang es bei den Grossversuchen der «*Interfels*» in Japan zum ersten Male, in den Prüfkörpern wenigstens einigermaßen homogene Spannungszustände zu erzeugen, so dass Gebirgs-Moduli für bestimmte Belastungsgrößen und in Abhängigkeit von diesen erhalten werden konnten.

Manche Gebirge zeigten bei der Prüfung in situ weit grössere bleibende Formänderungen, als wir erwartet hatten. Sie betragen im Durchschnitt 50 % der Gesamtverformung. Nicht erst bei grösseren Belastungen stellten sie sich ein,

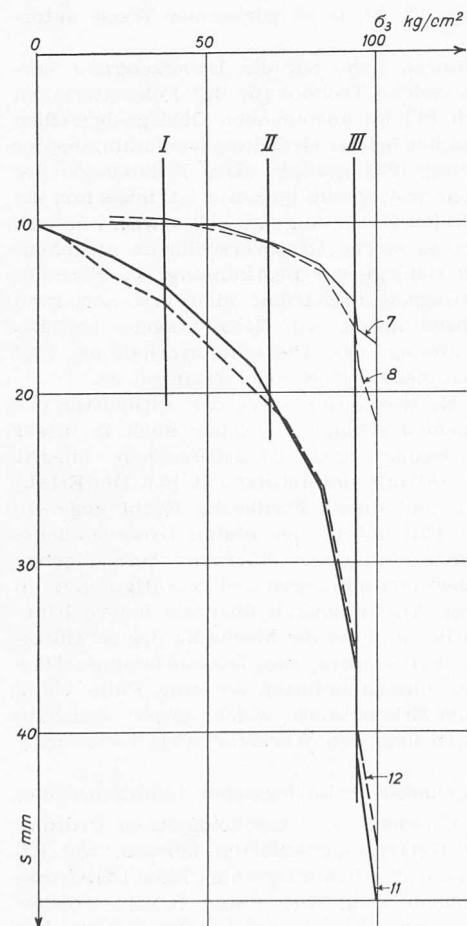


Bild 2. Typische Arbeitslinie eines Triaxial-Grossversuches in zerklüftetem Granit

- 11,12 für Messpunkte in der Richtung von σ_3
- 7,8 für Messpunkte in der Richtung der Querdehnung
- σ_3 grösste Hauptnormalspannung (Druck)
- s Zusammendrückung in der Richtung von σ_3
- I erste Fließgrenze
- II zweite Fließgrenze
- III Beginn des Bruchfliessens

sondern — und das war überraschend — auch schon bei den ersten, kleinsten Belastungen. Das Beispiel Bild 2 zeigt, wie schon bei kleinen Belastungen ein ganz bedeutender Unterschied zwischen dem Verformungsmodul der Erstbelastung und dem *E*-Modul der Rückfederung auftrat.

Das Diagramm Bild 2 zeigt, dass es einen eigentlichen Bruch in Gebirgskörpern nicht gibt. Wir wussten das schon zuvor und sprechen deshalb nicht von Bruchfestigkeit, sondern nur von Grenzen des Bruchfliessens. Ein echter Bruch, wie wir ihn im Laboratorium an Gesteinsstücken mit lautem Knall wahrnehmen, kann schon deshalb nicht auftreten, weil unser Gebirgsprobekörper bereits tektonisch zerbrochen ist. Aus diesem Grunde spielen auch Wechsellasten an Gebirgskörpern eine noch grössere Rolle als bei kontinuierlichen Probestücken. Das Gebirge ist gegenüber oft wiederholten Lastwechseln bedeutend empfindlicher als der unzerbrochene Gesteinskörper — ein weiterer technologischer Unterschied zwischen Gestein und Gebirge. Beim Bau von Staumauern, deren Felswiderlager durch den ständig schwankenden Seespiegel im Laufe vieler Jahre oft und stark wechselnde Belastungen zu ertragen haben, spielt dies eine wichtige Rolle.

Es war deshalb von Anfang an klar, dass gebirgstechologische Versuche Langzeitversuche sein müssen; dies auch deshalb, weil das Gebirge erhebliche elastische Nachwirkungen und eine bedeutende Relaxation zeigt — es verhält sich wie eine elastisch-zähe Flüssigkeit, was die Geologen ja schon lange wissen. Die Zahl der Lastwechsel, welche bei den Versuchen in Japan z. T. bis über 1000 je Versuchskörper getrieben wurde, erfordert eine Prüfzeit von mehreren Tagen bis Wochen.

Weil der geologische Körper keine eigentliche Bruchgrenze zeigt, sondern nur ein mit höherer Last rascher und intensiver werdendes Fliessen, mussten wir zur Charakterisierung seiner Festigkeitseigenschaften gewisse Grenzbeanspruchungen definieren. Da boten sich u. a. bei vielen Versuchen als Grenze jene Spannungszustände augenscheinlich an, bei deren Ueberschreitung die Verformungen beschleunigt zunahm. Diese Werte haben wir als Fließgrenze I, II usw. angesprochen (Bild 2). Eine andere Möglichkeit, das Formänderungsverhalten des Gebirges zum Festigkeitsverhalten in Beziehung zu setzen, war die Registrierung der bleibenden Formänderungen in Abhängigkeit von den rückläufigen Formänderungen. Mit wachsender Belastung nahm der Quotient der beiden zu.

Es würde zu weit führen, hier auf Einzelheiten der technologischen Gebirgsbeschreibung und des Versuchswesens einzugehen [8]. Nur soviel sei gesagt, dass es zunächst den Anschein hat, dass wir bei der Gebirgsprüfung im anstehenden Fels nicht ganz mit den Definitionen, Festlegungen und Gepflogenheiten der Materialprüfung in den Laboratorien auskommen, sondern die Systematik dieser Prüfungen wahrscheinlich modifizieren und erweitern müssen. Dies ist einer der Gründe, weshalb ich dafür eintrete, dass Gebirgsprüfungen von einer zentralen und internationalen Versuchsanstalt ausgeführt werden sollen. Nur eine internationale Anstalt, mit Verbindung zu Instituten in anderen Ländern, kann dauernd beschäftigt sein und so mit einem ständig eingespielten Stabe von Ingenieuren und Gefügekundlern Gebirgsprüfungen überall nach gleichem Standard, mit wachsender Erfahrung und in der gleichen Zuverlässigkeit durchführen. Nur dann werden die Ergebnisse verschiedener Gebirgsprüfungen auch vergleichbar sein. Vergleichbarkeit aber ist dringend notwendig,

1. weil auf Grund vergleichbarer Angaben über das Gebirge das Verhalten und die Sicherheit verschiedener Strecken, Tunnel, Untertagegrossträume, Felsböschungen und Talssperren ernsthaft verglichen, bewertet und zu einer Quelle auswertbarer Erfahrungen gemacht werden können;
2. weil die Durchführung zahlreicher Gebirgsversuche unsere Fähigkeit zur Abschätzung technischer Gebirgseigenschaften stärkt und steigert; diese Fähigkeit müssen wir auch neben unseren technologischen Bemühungen pflegen, da man nicht bei allen, insbesondere nicht bei kleinen Bauwerken, Grossversuche durchführen kann, welche immer einen grossen Aufwand erfordern.

Dieser grosse Aufwand ist dadurch gegeben, dass die Prüfkörper eine beträchtliche Grösse von 2 bis 20 m³ haben müssen. Da die technologischen Gesetze statistische Gesetze sind, muss in allen Fällen der Körper eine solche Ausdehnung haben, dass sein (tatsächlicher oder gedachter) Bruch durch mindestens 100 bis 200 Kluftkörper geht. Niemand würde Beton an Würfeln so geringer Grösse prüfen, dass der Bruch nur durch wenige Körper ginge; man wählt die Grösse so, dass die statistischen Gesetze gegenüber den örtlichen Zufälligkeiten zur Geltung kommen. Das gleiche müssen wir für das Gebirge fordern. Das bedingt einen enormen Geräte- und Instrumentenpark, ein weiterer Grund für die Zentralisierung von Erfahrungen, Personal und Gerät in einer Prüfanstalt grossen Masstabes; muss man doch zur Prüfung eines Gebirgskörpers mitunter Drücke von 10 000 bis 30 000 t anwenden und die Formänderungen mit 20 bis 30 fernmeldenden, zum Teil selbstschreibenden Apparaten verfolgen (Bild 3).

Der gesunde Gedanke einer Zentralisierung von Erfahrung, Personal und Einrichtung in einer Anstalt von kontinentalem Charakter ist ja auch auf anderen Gebieten — denken wir an das hervorragende Beispiel des Institutes für statische Modellversuche (ISMES) in Bergamo — in glücklicher Form verwirklicht worden und hat sich hundertfach bewährt.

Völlig den Erwartungen entsprechend zeigte sich die Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Querstützung (vom Umschlingungsdruck). Während die Druckfestigkeit der meisten Gesteine nach *Wuerker* etwa mit dem vierfachen Betrag der Querbeanspruchung zunimmt (Beton 3,5fach), betrug der Faktor der Zunahme bei dem geprüften zerklüfteten Granit 7 bis 10,5! Dieser Umstand (Bild 4) ist von doppelter und grosser Bedeutung: Auf ihm beruht die Wirkung der Verankerungen und Felsbewehrungen, von welcher wir auf Grund von Ueberlegungen schon Gebrauch gemacht haben, noch ehe sie durch das Versuchswesen bestätigt wurde. Durch Verankerung können in der Regel nur relativ kleine Kräfte aufgebracht werden. Wenn als Felsbewehrung des Widerlagers einer Staumauer schon mitunter selbst Ankerkräfte von vielen tausend bis hunderttausend Tonnen aufgebracht werden, dann sind dies nur 2 bis 5% der Hauptbelastung; aber schon dieser geringe Prozentsatz erhöht die Kraftaufnahmefähigkeit des Felsens um etwa 15 bis 50%, also gerade in jenem Mass, dessen man mitunter zur Erhöhung der Sicherheit bedarf.

Die grosse stabilisierende Wirkung der (natürlich vorhandenen oder künstlich aufgebrauchten) Querstützungen hängt mit einer bei vielen Versuchskörpern beobachteten völlig unerwarteten Tatsache zusammen: Die Poisson-Konstante schwankte nicht nur, wie zu erwarten gewesen, innerhalb weiter Grenzen, sondern erreichte bei Annäherung an die vorbeschriebene Fliessgrenze II Werte von $m = 2$, welche einem völlig plastischen Zustand volumenkonstanter Formänderung entsprechen, ja sogar Werte weit unter 2, so dass wir uns veranlasst sehen, uns so etwas wie einen «überplastischen» Zustand vorzustellen. Dieser Zustand einer übermässig starken und beschleunigt fortschreitenden Querdehnung ist es, welcher den Verband lockert und dadurch die Beschleunigung des Fliessens bewirkt. Hierin wird unsere Behauptung sinnfällig bestätigt, dass Gebirgsfestigkeit nicht Substanzfestigkeit, sondern Verbandfestigkeit ist. Jede Lockerung des Verbandes bedeutet Entfestigung. Jede Vermeidung einer solchen Lockerung bedeutet Sicherheit.

Im einzelnen wäre noch viel Interessantes aus den Ergebnissen dieser gebirgstechnologischen Versuche zu melden, im besonderen über die physikalische Rolle des Bergwassers [9], welche eine dreifache ist. Klüftiges Gebirge ist als ein Zweiphasen-System, genau genommen sogar als ein System dreier Phasen — fest, flüssig, gasförmig — anzusehen. Diese Ueberlegungen führen zu Folgerungen, welche erwähnenswert wären. Wir nützen die verfügbare Zeit jedoch besser, wenn wir kurz auf die Gründe des Unterschiedes zwischen Gesteins- und Gebirgsfestigkeit eingehen und dabei zunächst wenigstens die feste Phase etwas näher betrachten.

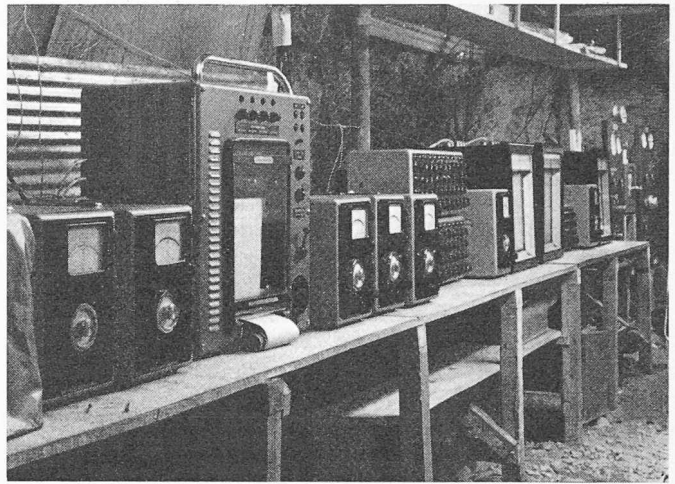


Bild 3. Registriergeräte für einen Triaxial-Grossversuch im Stollen (Bildscharreihe Kurobe IV, Japan, der Interfels G. m. b. H., Salzburg)

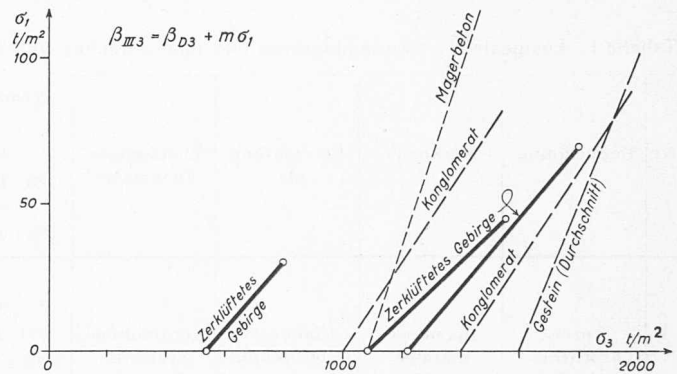


Bild 4. Festigkeitsgrenzen für verschiedene Materialien in der Darstellung des Haigh'schen Koordinaten-Systems.

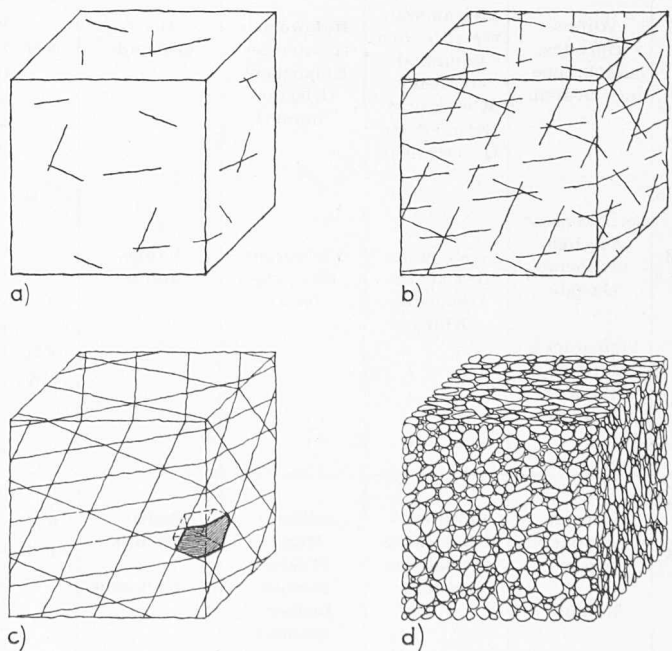


Bild 5. a) Einkörper-, b) Mehrkörper-, c) Vielkörpersystem im Festgestein, d) Vielkörpersystem im Lockergestein

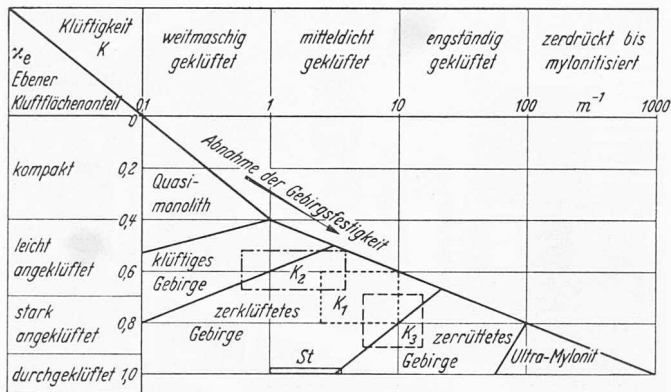


Bild 6. Gesteinszerlegung in Abhängigkeit von Klüftigkeit und Durchtrennungsgrad. St, K₁, K₂ usw. bezieht sich auf die einzelnen Klüftscharen des Gebirgsverbandes

Die Mechanik des Klüftkörperverbandes

Felsgestein (*Keil*) tritt uns fast nirgends als «Einkörper» (Bild 5) entgegen; stark zerklüfteter Fels ist vielmehr, mechanisch gesehen, ein «Trümmerwerk», ein «Vielkörper-System» (*Müller*) [10], «einem wohlgefügteten Trockenmauerwerk nicht unähnlich» (*Stini*). Auch die Lockergesteine sind

Vielkörper-Systeme. Ihre Eigenschaften werden weit mehr von Kornaufbau, Kornverband, Kornform und dem Hinzutreten einer zweiten «Phase», des Wassers bestimmt, als durch die Eigenschaften der Einzelkörner.

Stark zerklüftete Festgesteine weisen als Vielkörper-System gewisse Ähnlichkeit mit den Korngschüttungen auf; doch besteht ein wesentlicher Unterschied: die Teilkörper der Festgesteine sind weit straffer geordnet; sie grenzen mit mehr oder minder ebenen Flächen aneinander. Nach den Fugen der Klüftung, Schichtung und Schieferung ist das Gestein in «Grundkörper» (*Stini*) zerlegt, auch «Scherkörper» (*Sander*) oder «Klüftkörper» (*Müller*) genannt. Ist die Gesteinszerlegung vollkommen und die Gesteinsmasse «durchgeklüftet», so liegen die einzelnen Klüftkörper völlig getrennt nebeneinander wie die Steine in einem Steinbaukasten. Sind die einzelnen Teilkörper aber nicht vollkommen voneinander getrennt, sondern hängen entlang von «Materialbrücken» noch zusammen, dann könnte man die nur «angeklüftete» Gesteinsmasse, da sie sich in ihrem mechanischen Verhalten zwischen einem Einkörper- und einem Vielkörper-System einordnen lässt, als ein «Mehrkörper-System» [1] bezeichnen und die Gesteinsmassen nach ihrer Zerklüftung gemäss Tabelle 1 einteilen. Während der Einkörper ein Kontinuum ist, der Kontinuumsmechanik gehorchend, sind Mehrkörper- und Vielkörper-Systeme Diskontinua, für welche eine Diskontinuumsmechanik geschaffen werden muss.

Tabelle 1 Festgestein — Zerlegungsgrad und mechanisches Verhalten

Nr	Bezeichnung	Merkmale	Betrachtung als	Zuständiges Fachgebiet	Formänderungsverhalten		Festigkeitsverhalten		Anisotropie	Gefüge
					F: Formänderung FM: Formänderungsmechanismus CW: charakterist. Werte	B: bedingt durch	Fest:Festigkeit GR: Grenzzustände CW: charakterist. Werte			
1	Unzerbrochenes Festgestein ¹⁾	fugenlose massige Ausbildung	<i>Einkörper</i> (Kontinuum)	Kontinuumsmechanik, Rheologie	B: Kornaufbau F: elastisch, plastisch FM: Brechen, Fließen CW: Wahrer E-Modul E Plastizitätsmodul P Schubmodul G Poisson'sche Zahl m Zähigkeit η Relaxationszeit t_y		Fest: echte Zug-, Druck- u. Scherfestigkeit GR: Bruchtheorien Hydr. Theorie fester Stoffe CW: Zugfestigkeit σ_z Druckfestigkeit σ_t Scherfestigkeit τ		Nur strukturell veranlagte Anisotropie	$\kappa = 0$
2	Aufgeklüftetes, angebrochenes Gestein	mehr oder minder gleichmässig verteilte, den Raminhalt erfüllende Kleinklüfte. Verminderte Querschnitte	<i>Mehrkörper</i> (Unstetiger Einkörper) (Diskontinuum)	Geomechanik,	B: Übergänge von 1 nach 3 F: elastisch und pseudoplastisch FM: Brechen, Bruchfließen CW: scheinb. E-Modul E_v Verformungsmodul V		Fest: Restfestigkeit GR: Theor. Grundlagen erst zu erarbeiten CW: Restl. Zugfest. $\sigma_{z\ rest}$ « Druckfest. $\sigma_{t\ rest}$ « Scherfest. $\tau_{\ rest}$		Durch Tektonik aufgeprägte Anisotropie	$\kappa < 1$
3	grobstückig durchgebrochenes Gestein kleinstückig durchgebrochenes Gestein	Viele gänzlich durchtrennende Klüfte	<i>Vielkörper</i> (Schichtung)	Gefügekunde	B: Art und Grad der Zerklüftung, Klüftreibung, Klüftvolumen, Klüftfüllung Gleitreibung, Haftreibung F: vorw. pseudoplastisch FM: Bruchfließen CW: innere Gesteinsbeweglichkeit Verformungsmodul V		Haftung Fest: Verbandfestigkeit GR: Theor. Grundlagen erst zu erarbeiten CW: scheinbare Zug- σ_{zv} Druck- und σ_{tv} Scherfestigkeit τ_v		Durch Tektonik aufgeprägte Anisotropie	$\kappa = 1$
4	griesige Trümmermassen Mylonite	Völlig zerdrücktes bis zermalenes Gestein	<i>gekörnte Masse</i> (Tektonisches Lockergestein)	Bodenmechanik, Gefügekunde	B: Kohäsion, Reibung, Gefüge, Porenvolumen usw. F: elastisch, plastisch FM: Kornverlagerung CW: Steifezimmer S_v Durchlässigkeit k Wassergehalt w Zähigkeit y		Fest: Scherfestigkeit GR: nach Coulomb usw. CW: innere Reibung Kohäsion ρ_c		unerforscht	

¹⁾ 1a: Als Übergang zwischen 1 und 3 kann Gestein angesehen werden, welches durch einzelne durchgehende Grossklüfte in Schollen zerlegt, innerhalb der Zerteilung aber zusammenhängend geblieben ist.

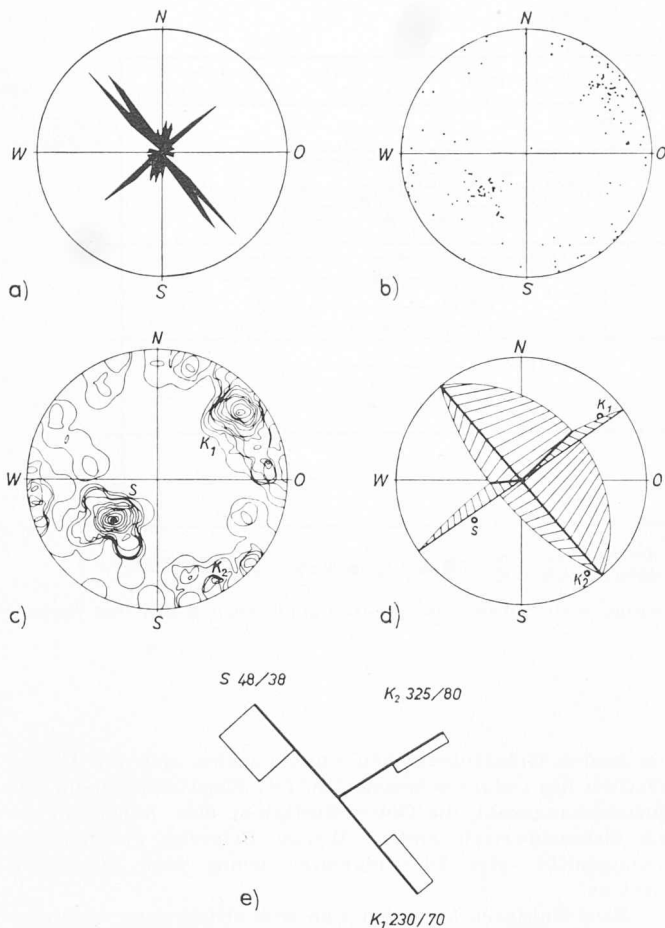


Bild 10. Darstellungsweisen des Flächengefüges. a) Kluffrose, b) Lagenkugel nach Walter Schmidt, c) Lagenkugel-Dichteplan, d) Lagenkugel-Grosskreise, e) Einheitsquadrate nach Müller

Weniger bekannt ist eine anschauliche, wenn auch schematisierende Darstellung, der Kluffkörper [14]. Darunter versteht man jenen (gedachten) Körper, welcher durch Klüftepaare mittlerer Stellung und mittleren statistischen Abstandes begrenzt ist. Er orientiert ebenso über die Grösse der im Steinbruch gewinnbaren Werkstücke wie über die Freiheitsgrade der Teilbewegung im sogenannten Kluffkörperverband.

Der Kluffkörperverband besteht allerdings nicht immer aus völlig realisierten Kluffkörpern, die wie die Steine in einem Steinbaukasten nebeneinander liegen (Steinbaukastenverband und Mauerwerksverband). Wenn das Gebirge nicht durchgeklüftet, sondern nur angeklüftet ist, bleibt ein Verband zwischen den Kluffkörpern bestehen, welcher als verschränkter Verband angesprochen werden kann. Dieser ist es, welcher das Vielkörper-System des durchgeklüfteten Gebirges zum Mehrkörper-System modifiziert. Art und Grad dieser Modifizierungen sind für das Festigkeitsverhalten des Gebirges entscheidend, weil die zwischen den nicht ganz durchtrennenden Klüften bestehenden gebliebenen Materialbrücken den Verband-Widerstand erhöhen. Wir sprechen von *Restverband* und von *Restfestigkeit*. *Gebirgsfestigkeit ist Verbandfestigkeit; Gesteinsfestigkeit ist Substanzfestigkeit*. Diese Auffassung ist es, welche die Mitarbeiter des sogenannten «Salzburger Kreises»¹⁾ von vielen anderen Forschern der Felsmechanik unterscheidet.

Den Restverband beschreibt man nach Pacher [15] durch die Angabe des ebenen und räumlichen Durchtrennungsgrades, eine elementare Kennzeichnung der räumlichen Verteilung der Kluffflächen im Gefügeraum. Es leuchtet ein, dass es einen Unterschied ausmacht, ob sich ein bestimmtes,

1) Dieser Kreis ist eine internationale Arbeitsgemeinschaft von Förderern der Geomechanik, vornehmlich aus Deutschland, Italien, Oesterreich, der Schweiz, den Vereinigten Staaten und Jugoslawien, aus welchem die Internationale Gesellschaft für Felsmechanik hervorgegangen ist.

in einem Kubikmeter Raum vorhandenes Flächenausmass von Kluffflächen auf ein einziges, auf wenige oder auf viele Kluffindividuen verteilt und ob es den Raum durch und durch oder diskontinuierlich erfüllt.

Während also die Gesteinsfestigkeit durch die technologischen Eigenschaften der Gesteinssubstanz bedingt ist, ist die Gebirgsfestigkeit vornehmlich durch die Reibung auf den Klüften und durch die Materialfestigkeit der Kluffkörperbrücken bedingt. Beide Faktoren sind abhängig von der Querbelastung; daher ist die Gebirgsfestigkeit abhängig vom Spannungszustand, welchem das Gebirge ausgesetzt ist. Sie ist also keine feste, sondern eine veränderliche Grösse; veränderlich nach der Richtung (da durch die Orientierung der Klüftung und der Spannungen bedingt); veränderlich aber auch der Grösse nach (da sie durch den Spannungszustand beeinflusst wird). Die Veränderlichkeit nach der Richtung bezeichnen wir als mechanische Anisotropie in bezug auf die Festigkeit; sie wird aus der morphologischen Anisotropie des Kluffnetzes verständlich.

Nach meiner Ueberzeugung besteht keine Aussicht, jemals die Gebirgsfestigkeit aus der Gesteinsfestigkeit zu errechnen. Die Zusammenhänge sind zu kompliziert. Relativziffern für die Anisotropie können wir jedoch geben und zwar nach Pachers [10] Verfahren der sogenannten Widerstandsziffern des Gesteinsverbandes (Bild 11). Es würde zu weit führen, dieses Verfahren hier zu erläutern. Wenn man also die Festigkeit gegenüber dreiaxigen Beanspruchungen in einer bestimmten Richtung aus einem Versuch im anstehenden Gebirge kennt oder aus einem Naturbefund, etwa einem stattgefundenen Verbruch, rückrechnen kann, so kann man die Festigkeit in den übrigen Richtungen nach dem Verfahren der Widerstandsziffern berechnen.

Beispiele praktischer Auswirkungen der neuen theoretischen Erkenntnisse

Wo von solchen technologischen Grossversuchen berichtet wird, legt man sich begreiflicherweise die Frage vor, was Versuche derart grossen Stiles wohl kosten mögen und ob sie sich denn auch lohnen, d. h. ob der Erkenntnisgewinn, den sie bringen, so gross ist und sich auf die Konstruktion von Felsbauwerken so erheblich auswirkt, dass der Aufwand an Zeit und Kosten zu rechtfertigen ist. An einigen Beispielen soll versucht werden, diese Frage zu beantworten.

Die Erhöhung der Festigkeiten durch Querstützung ist allen Materialien eigen. Wir haben deshalb schon immer vermieden, Bauwerke, z. B. eine Seilbahnbergstation, hart an eine Felskante zu setzen, und haben deshalb Bogenstau-mauern eine ausreichend tiefe Einbindung gegeben. Seit wir aber wissen, dass dieser Einfluss bei Fels besonders gross ist, oder umgekehrt ausgedrückt, dass fehlende Querbeanspruchung den Fels besonders schwächt, beachten wir diese Grundsätze noch viel gewissenhafter und versuchen z. B. den Einfluss der Einbindetiefe von Bogenmauern rechnerisch zu erfassen. Dazu gehört natürlich Materialkenntnis. In einem besonderen Falle konnte überhaupt erst durch Grossversuche der Nachweis vorhandener Sicherheit einer Bogenstau-mauer erbracht und das Projekt verwirklicht werden, welches ohne diesen Nachweis zu riskant erschienen wäre.

Seit dieser enorme Einfluss der Querstützung bekannt ist, verstehen wir auch erst ganz, weshalb hohe Gebirge meist so erstaunlich flache Böschungswinkel aufweisen, auch dann, wenn sie aus festem Fels aufgebaut sind. Ihre äussere Schale, welche für die Grösse des Böschungswinkels massgebend ist, ist nicht nur durch Verwitterungskräfte stärker aufgelockert und daher von Querbelastung besonders abhängig, sondern in dieser äusseren Schale ist keine Querbelastung vorhanden, d. h. es liegt in ihr ein im wesentlichen zweiaxiger, nicht mehr ein dreiaxiger Spannungszustand vor.

Der entfestigende Einfluss der Bergfeuchte, also des Gesteinsporenwassers, auf die Gesteinsfestigkeit ist seit altersher bekannt und z. B. in den Travertinsteinbrüchen von Rom schon im Altertum ausgenützt worden. Er wirkt sich nur bei Gesteinen aus, welche *Keil* [16] als veränderlichst bezeichnet. Ein entfestigender Einfluss des Bergwassers aber auf die Gebirgsmasse im grossen ist auch in solchen Gesteinen vorhanden, deren Substanz nicht oder nur wenig er-

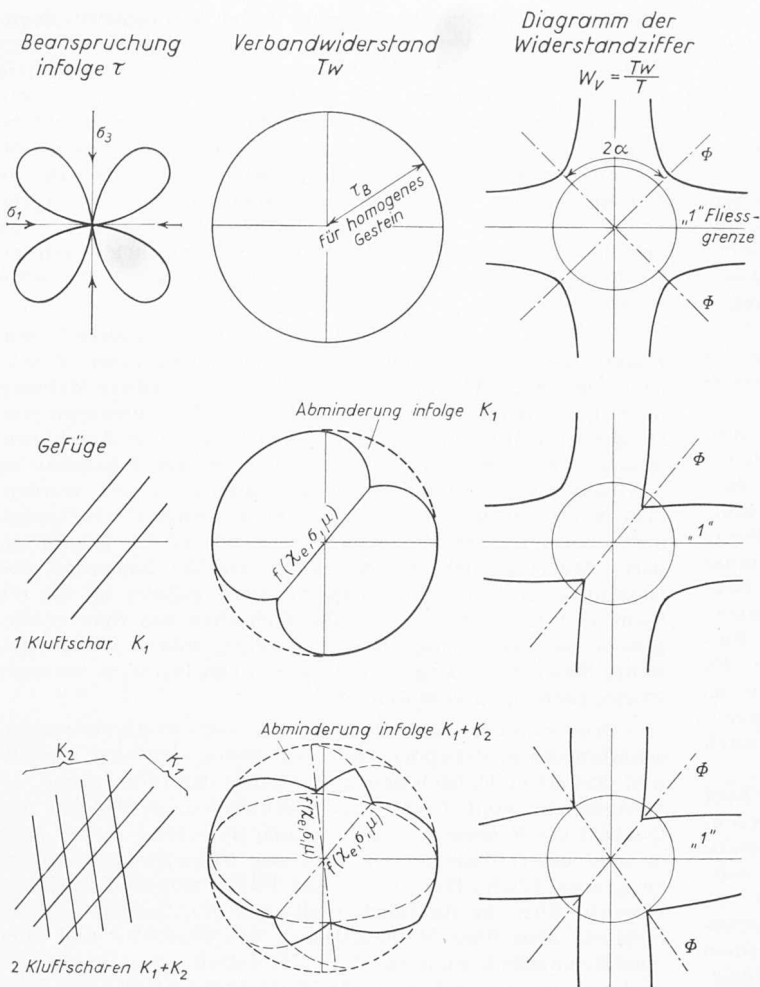


Bild 11. Einfluss der Anisotropie auf Verbandswiderstand bzw. Widerstandsziffern

weichbar ist. Wie gross die Entfestigung sein kann, konnten wir erst in einem einzigen Falle eines verwitterten Granites prüfen: dort betrug die Abnahme der Gebirgsfestigkeit infolge der Erweichung der Klüftletten unter der Einwirkung des Klüftporenwassers rd. 20 bis 25 %. Bei Druckstössen und Erschütterungen kann es aber auch unter dem Einfluss des Porenwasserdruckes in den Zwischenmitteln der Klüfte spontan zu Nullreibung in den Klüften und damit zu plötzlichen Festigkeitseinbussen im ganzen Felskörper kommen.

Zu diesen materialmässig bedingten Festigkeitsabnahmen kommt eine dritte, hydrostatisch bedingte, welche durch den Wasserdruck des «freien Klüftwassers» (Bild 12) zustande kommt. Dieses strebt, die Klüftkörper je nach dem Durchtrennungsgrad des Klüftnetzes auseinanderzudrücken und wirkt in manchen Richtungen wie eine überlagerte Zugspannung. Seit wir dies erkannt haben, legen wir Wert darauf, das freie Klüftwasser in Felskörpern, welche tragfähig bleiben sollen, durch Felsdrainagen zu entspannen. Erstmals bei der Staumauer Kurobe IV habe ich vor fünf Jahren empfohlen, den Dichtungsschirm von Talsperren so weit als möglich nach oberstrom zu drehen und auch im Vertikalschnitt entsprechend zu verschwenken, ferner dahinter einen Drainageschirm anzuordnen, um einen möglichst grossen Bereich des Felswiderlagers dem Einfluss des Klüftwasserdruckes und der Sickerströmung zu entziehen. Pacher [17] hat erst jüngst die bedeutende statische Wirkung solcher Massnahmen zahlenmässig belegt und nachgewiesen, dass man diesbezüglich in manchen Bergarten 90 % des statischen Erfolges von Drainagen und nur 10 % vom Dichtungsschirm zu erwarten hat, wie Burwell und Falconnier schon vorher ausgesprochen haben. Denn nach Yokotas [18] und Pachers Untersuchungen kommt ja ausser dem Schirmdruck auch noch dem Auftrieb und dem Strömungsdruck im Widerlagerkörper eine ganz entscheidende und zwar destabilisierende Wirkung zu.

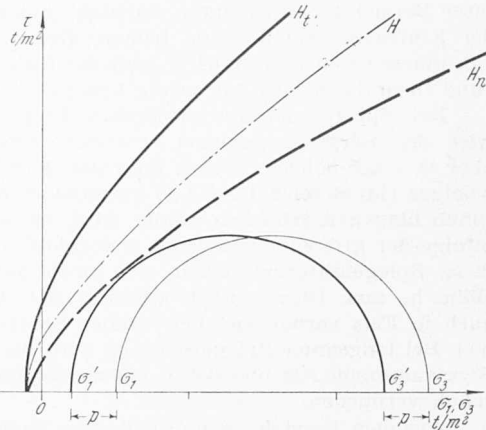


Bild 12. Mohrscher Kreis bei überlagertem Klüftwasserdruck

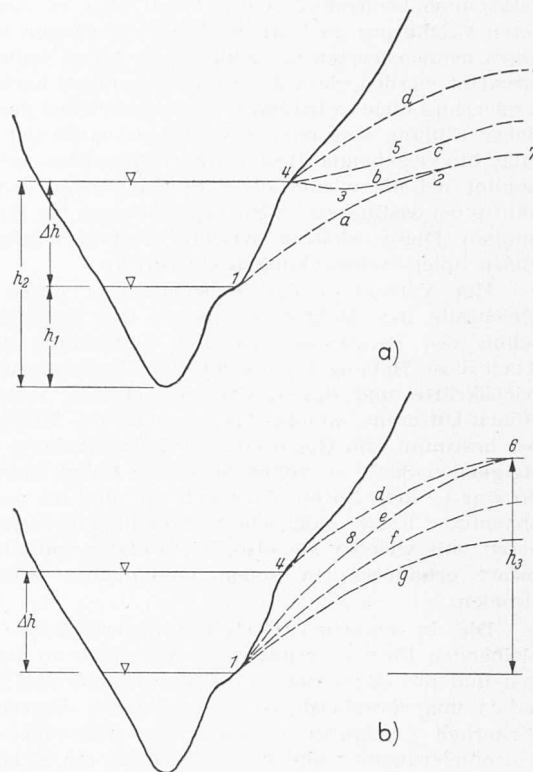


Bild 13. Einfluss von Spiegelschwankungen und Oberflächenverschluss auf das Gleichgewicht von Felsböschungen: a) bei Spiegelhebung, b) bei Spiegelsenkung

Zwanglos lassen sich durch diese hydrostatischen Wirkungen im Inneren des Gebirges auch die bekannten Uferbewegungen an Staueisen mit schwankendem Wasserspiegel erklären. Bekanntlich bewegen sich die Ufer von Staubecken während der Beckenfüllung in der Regel zur Talmitte, bei Leerung bergwärts. Wäre das Gebirge ein elastisches Kontinuum, so würden, wie Berechnungen gezeigt haben, die Bewegungen im umgekehrten Sinne verlaufen müssen. Das Gebirge ist aber ein Zweiphasen-Diskontinuum. Bei steigender Beckenfüllung wird zwar der Bergwasserspiegel (b) gemäss Bild 13 a zunächst verflacht, wodurch sich der zur Talmitte hin wirkende Klüftwasserschub gegenüber dem Zustand (a) vermindert; aber durch den im Bereich 1-2-3-4 hinzukommenden Auftrieb wird die Summe der Vertikalkräfte gleichfalls, und zwar recht entscheidend verkleinert, so dass die Resultierende eine flachere Richtung nimmt. Dadurch muss theoretisch eine kleine Uferhebung (um mm), jedenfalls aber eine Bewegung zur Talmitte hin (um cm) auftreten, zumal gleichzeitig infolge der Durchfeuchtung die Formänderungsmoduli kleiner werden. Nach dem Eintritt von Niederschlägen wird der Bergwasserspiegel in eine Lage (d) parallel zu seiner früheren gehoben. Dadurch kommt ein wei-

terer Bereich 2-3-4-6-7 unter Auftrieb, und überdies erreicht der Kluftwasserschub seine frühere Grösse wieder. Neuerlich müssen sich also die Ufer nach der Talmitte zu bewegen (und theoretisch auch ein wenig heben).

Bei Spiegelsenkung im Becken hingegen (Bild 13 b) wird der Bergwasserspiegel erheblich versteilt (Lage e), aber in einer solchen Weise, dass der Auftrieb nur um ein wenig (im Bereich 1-8-6-4-1) vermindert, der Kluftwasserschub hingegen erheblich erhöht wird. Er wächst nicht nur infolge der grösser gewordenen Spiegeldifferenz Δh , sondern diese Spiegeldifferenz wirkt sich noch auf eine grössere Höhe h_3 aus. Dies erklärt, weshalb sich Uferabbrüche auch in Fels vorwiegend bei rascher Spiegelsenkung ereignen. Bei langsamer Spiegelsenkung wird die Versteilung des Bergwasserspiegels und damit ein zusätzlicher Kluftwasserschub vermieden.

Aus dem Vorstehenden erhellt, dass nach Spiegelsenkungen, sofern kein Grundbruch stattfindet, rückläufige Bewegungen der Beckenflanken eintreten müssen, wie es auch tatsächlich beobachtet wurde. Weil aber in einem zerklüfteten Felskörper auch kleine Formänderungen in der Regel einen nennenswerten unrückläufigen Anteil aufweisen, muss erwartet werden, dass die Uferbewegungen nach einer Beckenleerung nicht vollständig zurückgehen und dass bei neuerlicher Füllung eine über das Ausmass nach der ersten Füllung hinausgehende Bewegung festzustellen sein wird. Es kommt bei oft wiederholten Spiegelschwankungen, wie so häufig bei oszillierenden Beanspruchungen, zu Kriecherscheinungen. Diese erklären, weshalb Seeufer häufig erst nach vielen Spiegelschwankungen einstürzen.

Ein Verschluss der Felsoberfläche durch *Frost* hebt gleichfalls den Bergwasserspiegel (bei reichlichem Nachschub von Bergwasser parallel, andernfalls verflachend). Auch diese Hebung verursacht eine Vergrösserung der Auftriebskräfte und des Kluftwasserschubes, wobei aber die Höhen-Differenz, welche das Ausmass des Kluftwasserschubes bestimmt (im Gegensatz zur Spiegelhebung durch einen steigenden See), im vollen Mass der Spiegelhebung wächst. So war es kein Zufall, dass sich alle drei an der Dobra beobachteten Felsgrundbrüche während der Frostperiode ereigneten, mit welcher sie also, wie *Petzny* und *Stini* [19, 20] sofort erkannten, in einem ursächlichen Zusammenhang standen.

Die in manchen Gesteinen überraschende Grösse der bleibenden Formänderungen im Vergleich zu den rückläufigen und ihre Zunahme unter oft wiederholten Belastungen haben uns veranlasst, bei felsstatischen Berechnungen die Sicherheit gegenüber Flüssen bzw. gegenüber zu grossen Formänderungen mehr zu beachten als die Sicherheit gegen Bruch. Wir verlangen rechnerische Sicherheitskoeffizienten gegen Flüssen in der Grössenordnung von 1,4 bis 2,0 und stellen damit manchmal eine strengere Bedingung, als wenn wir eine drei- bis fünffache Sicherheit gegen Bruch fordern. Denn der Eintritt grösserer Formänderungen ist oft schon die Vorbereitung späteren Bruches. Es versteht sich, dass hierüber nur von Fall zu Fall und nur auf Grund wirklicher Materialkenntnis, d. h. auf Grund von Grossversuchen in situ entschieden werden kann.

Dem Bruch einer hohen Felsböschung gehen beobachtungsgemäss sehr grosse Formänderungen voraus. Drei Phasen können wir unterscheiden: eine Phase des Aufreisens von Zerrklüften am Böschungsfuss, eine zweite, in welcher die Zugspannungen im unteren Böschungsdrittel zur Auflockerung und Ausdehnung und damit zu Ausbauchungen führen, und endlich eine dritte Phase, in welcher Gefügebruch am Böschungsfuss eintritt. Dass ein Böschungskörper bis in Bereiche weit hinter dem Böschungskopf und sogar unterhalb des Böschungsfusses unter Zugspannungen geraten kann, ist uns aus Naturbeobachtungen längst bekannt, in Modellversuchen aber erst im Vorjahre [20, 21] nachgewiesen worden. Gegen Zugspannungen sind nun Felsmaterialien sehr verschieden empfindlich.

Die Zugspannungen in Böschungskörpern sowie in Felswiderlagern von Bogenmauern haben eine besondere Bedeutung erlangt, seit wir die Empfindlichkeit des Felsmaterials gegen Entfestigung unter Querdehnung, aber im Zu-

stand der Volumenvergrösserung unter wachsender Beanspruchung kennen und fürchten. Denn in solchen Zugzonen tritt dieser Zustand der Volumenvergrösserung besonders rasch ein. Zerklüfteter Fels besitzt zwar immer noch eine gewisse Zugfestigkeit, aber nur mehr in gewissen Richtungen. Diese Richtungen zu kennen und den Richtungen grösster Zugbeanspruchung gegenüberzustellen, ist deshalb in Felsböschungen, ganz besonders aber in Felswiderlagern von Staumauern — auch von Gewichtsstaumauern — von entscheidender Wichtigkeit. Hier sind Entscheidungen zu treffen, welche nur auf Grund von Grossversuchen getroffen werden können.

Auch in diesem Lichte verdient die Einbindetiefe von Bogen- und Schwergewichtsmauern eine noch grössere Beachtung als bisher. Vor allem aber müssen wir meiner Meinung nach in der Wahl des Einbindewinkels von Bogenmauern jene Grosszügigkeit verurteilen, mit welcher wir zugesehen haben, dass die Zentriwinkel von Bogensperren von Jahrzehnt zu Jahrzehnt, von Projekt zu Projekt immer grösser wurden. Jede Verringerung dieses Zentriwinkels bringt einen Gewinn an Sicherheit in den Felswiderlagern, wie er durch kein anderes Mittel erreicht werden kann. Da die Sicherheit des Gesamtbauwerkes einer Talsperre nicht grösser ist als die Sicherheit ihrer Widerlager, die Sicherheit des Sperrenkörpers selbst aber grosse Reserven birgt, sollten wir in Zukunft lieber dem Beton mehr, dem Felswiderlager weniger Beanspruchungen zumuten [22].

Grossversuche zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften des anstehenden Gebirges lohnen sich also. Manchmal sind sie m. E. nach heutigem Stande der Dinge sogar unvermeidlich, nämlich in jenen Grenzfällen, in welchen die Qualität des Felsens oder seine Inanspruchnahme derart sind, dass in einer blossen Schätzung der Felseigenschaften ein zu grosses Risiko läge. In solchen Fällen entscheiden Grossversuche über die Ausführbarkeit oder Nichtausführbarkeit, meistens aber über Modifikationen des Projektes und über Ausführungsbedingungen. Im Normalfall aber sagen sie darüber aus, wie weit man die Wirtschaftlichkeit einer Bauausführung treiben kann, ohne die Sicherheit zu gefährden, oder wie weit man die Sicherheit erhöhen kann, ohne die Wirtschaftlichkeit zu beeinträchtigen. Sie geben vor allem, was bisher nicht möglich war, darüber Auskunft, wie gross diese Sicherheit überhaupt ist. Freilich sind es nur rechnerische Sicherheiten, welche wir auf diesem Weg erhalten, und Sicherheitskoeffizienten sind nur dazu da, unsere Unsicherheiten in den Berechnungen zu kompensieren. Der Vergleich dieser rechnerischen Sicherheiten aber an verschiedenen Projekten und unter verschiedenen geologischen Bedingungen wird uns jene innere Sicherheit geben, welche man zwar nicht zahlenmässig ausdrücken kann, welche aber die letztgültig entscheidende ist.

Literaturverzeichnis

- [1] Müller, Leopold, Wo steht die Ingenieurgeologie? «Geologie und Bauwesen» 15, H. 3, 1943.
- [2] Müller, Leopold, Eine Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik. «Geologie und Bauwesen» 18, H. 4, 1951.
- [3] Stini, Josef, Kolloquium der Internationalen Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik, «Geologie und Bauwesen» 19, H. 3, 1952.
- [4] Müller, Leopold, Von den Unterschieden geologischer und technischer Beanspruchungen, Geomechanik I, «Geologie und Bauwesen» 16, H. 3/4, 1948.
- [5] Stini, Josef, Baugeologische Randbemerkungen zum neuzeitlichen Talsperrenbau, «Geologie und Bauwesen» 18, H. 1, 1950.
- [6] Müller, Leopold, Grundsätzliches über gebirgstechnologische Grossversuche, «Geologie und Bauwesen» 27, H. 1, 1961.
- [7] John, Klaus, Die Praxis der Felsgrossversuche, «Geologie und Bauwesen» 27, H. 1, 1961.
- [8] Pacher, Franz, Zur Auswertung von Grossversuchen, «Geologie und Bauwesen» 27, H. 1, 1961.
- [9] Müller, Leopold, Der Einfluss des Bergwassers auf die Standfestigkeit von Talsperren, «Oesterreichische Wasserwirtschaft» 12, H. 8/9, 1960.
- [10] Müller, Leopold, Geomechanische Auswertung gefügekundlicher Details, «Geologie und Bauwesen» 24, H. 1, 1958.
- [11] Sander, Bruno, Gefügekunde der Gesteine. Springer, Wien, 1930.

- [12] *Sander, Bruno*, Einführung in die Gefügekunde. Springer, Wien, 1948.
- [13] *Müller, Leopold*, Die Geomechanik in der Praxis des Ingenieur- und Bergbaues, «Geologie und Bauwesen» 25, H. 2/3, 1960.
- [14] *Pacher, Franz*, Die Konstruktion des Luftkörpers, «Geologie und Bauwesen» 21, H. 1/2, 1954.
- [15] *Pacher, Franz*, Kennziffern des Flächengefüges, «Geologie und Bauwesen» 24, H. 3/4, 1959.
- [16] *Keil, Karl*, Geotechnik, VEB Wilhelm Knapp-Verlag, Halle/Saale.
- [17] *Pacher, Franz*, Die Lage des Dichtungsschirmes von Bogenstaumauern und ihr Einfluss auf die Sicherheit der Felswiderlager, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 3, 1963.
- [18] *Yokota, Jun*, Experimental Studies on the Design of Grouting Curtain and Drainage for the Dam Kurobe Nr. IV, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 3, 1963.
- [19] *Stini, Josef*, und *Petzny, Hans*, Wassersprengung und Sprengwasser, «Geologie und Bauwesen» 22, H. 2, 1956.
- [20] *Müller, Leopold*, Die Standfestigkeit von Felsböschungen als spezifisch geomechanische Aufgabe, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 2, 1963.
- [21] *Scheiblaue, Johann*, Modellversuche zur Klärung des Spannungszustandes in steilen Böschungen, «Geologie und Bauwesen» 28, H. 2, 1963.
- [22] *Müller, Leopold*, Safety of Rock Abutments on Concrete Dams. Septième Congrès des Grands Barrages, Rome 1961.

Wettbewerb für die permanente Ausstellung des Europäischen Informationszentrums des Baugewerbes (C.I.E.C.), Paris

Vorbemerkung

Das Centre d'Information Européen de la Construction, Paris, veranstaltete einen internationalen Wettbewerb (Abgabetermin war der 20. Juni 1962) für die Planung eines europäischen Informationszentrums in der näheren Umgebung von Paris.

Der Wettbewerb erbrachte eine Reihe interessanter, unkonventioneller Lösungen, von denen wir sieben Projekte nachstehend publizieren. Dabei wurde aus technischen Gründen eine generelle Darstellungsart gewählt, die jedoch die einzelnen Dispositionen vergleichen lässt. Der Bericht des Preisgerichtes ist sehr knapp gehalten und bietet wenig informativen Gehalt. Wo es möglich war, haben wir deshalb noch zusätzliche Erläuterungen beigegeben, für die wir den betreffenden Projektverfassern danken. G. R.

Die wirtschaftliche Expansion reicht heute in ihrer lebenswichtigen Bedeutung über den nationalen Rahmen hinaus in die übergeordneten Interessenbereiche einer kontinentalen oder teils sogar interkontinentalen Produktivität. Diese Entwicklung drängt zu einer ständigen und umfassenden Information über die von Land zu Land verschieden gelagerte Aktivität industriellen und gewerblichen Schaffens. Diesem aktuellen Bedürfnis will das in Paris etablierte Europäische Informationszentrum des Baugewerbes (Centre d'Information Européen de la Construction — C. I. E. C.) dienen. Möglichkeiten hierfür werden in einer permanenten Bauausstellung (E. P. E. C.) gesehen und in der alle zwei Jahre erfolgenden Herausgabe eines viersprachigen Kataloges über das internationale bautechnische Angebot. Ferner wird in Betracht gezogen, jährlich 300 Wohnungen mit verbilligter Miete in allen Ländern Europas zu bauen. Diese Bauten werden unter Verwendung des im Pariser Zentrum ausgestellten Materials erstellt, das damit in grösserem Massstab praktisch erprobt werden kann. Zur Finanzierung sollen Geldmittel aus der Handelsbilanz der E. P. E. C. herangezogen werden.

Aus dem Wettbewerbsprogramm

Zur Teilnahme berechtigt waren sämtliche in Europa niedergelassenen und an ihrem Wohnsitz berufstätigen Architekten (oder Architektengruppen). Dem ersten Preisträger sollte der Auftrag für die Ausarbeitung des endgültigen Projektes und die Leitung der Bauausführung erteilt werden. Die Jury verfügte für fünf bis sieben Preise über 75 000 NF. Für das Bauvorhaben ist ein Gelände mit leichter Erhebung in der Gemeinde Champlan südlich von Paris vorgesehen.

Das Raumprogramm umfasst: permanente Ausstellungshallen 25 000 m² (Gruppierungen möglich in zwei Geschossen); Empfangshalle 1200 m²; temporär benützbare Ausstellungshalle 1200 m² mit Unterteilungsmöglichkeiten; Kongresshalle mit 500 Sitzplätzen; Nebenräume, darunter ein Krankenraum; Büros für Direktion, Betrieb, die Aussteller sowie für technische Mitarbeiter und den Uebersetzungsdienst. Das unterteilbare Restaurant soll insgesamt 400 Gäste aufnehmen. 200 weitere Plätze sind in einem Gartenrestaurant vorzusehen. Dazu kommen eine Snack-Bar sowie die Wirtschaftsräume (Küche), Personalräume und zwei Dienstwohnungen (Direktor, Hauswart).

Hinsichtlich der permanent auszustellenden Materialien und Anlagen enthielt das Programm eine ausführliche Dokumentation, jedoch ohne ausstellungstechnische Angaben. Die Liste des künftigen Ausstellungsgutes gliedert sich in folgende Hauptgruppen (in Klammern die zugehörigen Untergruppen):

Rohbau-Fundamente (33)	Sanitäre Anlagen/Geräte (12)
Schreinerei (6)	Armaturen (4)
Schalldämpfung (3)	Eisenwaren (5)
Metall-Bauwerkstoffe (8)	Glas- und Spiegelwaren (6)
Aufzüge (5)	Anstriche (8)
Bodenbeläge (10)	Klebstoffe (1)
Wandverkleidungen (3)	Metallkonstruktionen (14)
Elektrisches Material (20)	Verschiedene Betriebseinrichtungen (6)
Heizung (12)	Fabrikanlagen (5)
Belüftungs- und Klimatisierungsgeräte (14)	Vorfabrikation (8)

Dieses über 180 Titel enthaltende Inventar kann im gegenwärtigen Stadium der Projektierung noch keine Gültigkeit beanspruchen. Es macht jedoch bewusst, dass die Zweckerfüllung des permanenten Informationszentrums nicht allein von der baulichen Anlage abhängig sein wird, sondern in wesentlicher Hinsicht auch von seiner Beschickung und der Präsentation des Ausstellungsgutes in einem übersichtlichen, folgerichtigen und keine bedeutenden Lücken oder Ueberbetonungen aufweisenden Rundgang. Dass den Organisatoren hier keine leichte Aufgabe bevorsteht, wird sich besonders erweisen, wenn das kommerzielle Ausstellerinteresse konfrontiert wird mit den sich den Veranstaltern stellenden Problemen, wie z. B. den immerhin recht unterschiedlichen Bauauffassungen innerhalb der verschiedenen Länder Europas, die sich an der Ausstellung beteiligen werden.

In die Planung einzubeziehen waren ausserdem: Parkierungsfläche 10 000 m², Ausstellungsgarten 10 000 m² und Ausstellungsflächen im Freien 10 000 m². Das Programm wurde durch eine Dokumentation der auszustellenden Materialien ergänzt. Künftigen Erweiterungsmöglichkeiten des Ausstellungsteiles war allgemein Rechnung zu tragen.

Als Kriterien für die Beurteilung durch das Preisgericht galten in Uebereinstimmung mit dem Wettbewerbsprogramm: die Forderungen nach konzeptioneller Flexibilität sowohl der ganzen Anlage, wie auch einzelner Teile; günstige Möglichkeiten einer Erweiterung in architektonischer und (partieller) ausführungstechnischer Hinsicht; klare Zirkulationsverhältnisse; Wirtschaftlichkeit; Vorzüge in der technischen Lösung und in der architektonischen Form als Ausdruck einer zeitgemässen, jedoch nicht modischen Baugesinnung.

Das Preisgericht setzte sich zusammen aus den Architekten: E. Eiermann, Karlsruhe, J. Tschumi †, Lausanne, P. Vago, Paris, V. Vigano, Mailand und Ingenieur G.-F. Huber, Paris. Stellvertreter: J. Dubuisson, Paris, R. Courtois, Brüssel.

Das Preisgericht beurteilte am 20. und 21. September 1962 die eingereichten 69 Projekte mit folgendem Ergebnis: