Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 83 (1965)
Heft: 43: Prof. G. Schnitter zum 65. Geburtstag, 2. Heft

Artikel: Felsmechanische Untersuchungen an der Sperrstelle Punt dal Gall
Autor: Gilg, B. / Dietlicher, E.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-68297

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: 13.07.2025

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

Felsmechanische Untersuchungen an der Sperrstelle Punt dal Gall

DK 624.131.388.4:627.821

Prof. G. Schnitter zum 65. Geburtstag gewidmet von Dr. Ing. **B. Gilg** und Ing. **E. Dietlicher,** Elektro-Watt, Zürich

1. Einleitung

Zur Schaffung des *Speichersees von Livigno*, welcher mit seinen 164 Mio m³ Wasser die Winterreserve für die Engadiner Kraftwerke darstellt, wird bei Punt dal Gall eine *Staumauer* errichtet. Die Sperrstelle befindet sich unmittelbar talseits vom Zusammenfluss des Spöl mit dem Gallo-Bach. Die Sperre besteht aus einem einzigen weitgespannten Gewölbe, dessen Abmessungen aus nachstehender Tabelle hervorgehen (siehe auch Bilder 1 und 2):

Kronenlänge	540 m
Sperrenhöhe	128 m
Kronenbreite	10 m
Basisbreite	29 m
Betonvolumen	780 000 m³
Aushubvolumen	220 000 m³

In den Horizontalschnitten weisen die wasser- und die luftseitige Mauerfläche die Form von logarithmischen Spiralen auf, bei welchen bekanntlich der Krümmungsradius proportional zur Bogenlänge zunimmt. Durch geeignete Wahl der Spiralenparameter erhält man zudem eine vom Bogenscheitel gegen die Auflager hin mehr oder weniger rasch anwachsende Mauerstärke.

Die meisten schweizerischen Betonsperren befinden sich in den kristallinen oder in den aus metamorphen Schiefern bestehenden Alpenzonen. Die Sperrstelle Punt dal Gall dagegen liegt in einer *reinen Sedimentärzone*, und die hier besprochene Sperre ist die einzige grosse schweizerische Bogenmauer, deren Widerlager aus dolomitischen Gesteinen bestehen.

2. Umfang und Zweck der felsmechanischen Untersuchungen

Die Talflanken von Punt dal Gall werden aus abwechselnd kalkigen und dolomitischen Schichten des Norien (obere Trias) gebildet. Eine scharfe Abgrenzung der Kalke gegen die Dolomite ist indessen nicht möglich. Das Gebirge weist neben den Schichtflächen zwei ausgeprägte Kluftrichtungen auf, welche zu den ersten mehr oder weniger senkrecht stehen, so dass im Felsmassiv eine weitgehend würfelige Struktur entsteht. Die Schichten und Klüfte sind bisweilen sehr sauber, oft aber mit Kalzit, selten auch mit feinem Lehm verfüllt.

Drei Hauptfragen richtet der projektierende Ingenieur im allgemeinen an die Felsunterlage einer Bogenmauer; sie mussten auch im Falle von Punt dal Gall beantwortet werden. Es handelt sich um

a) die Durchlässigkeit
b) die Verformbarkeit
c) die Festigkeit

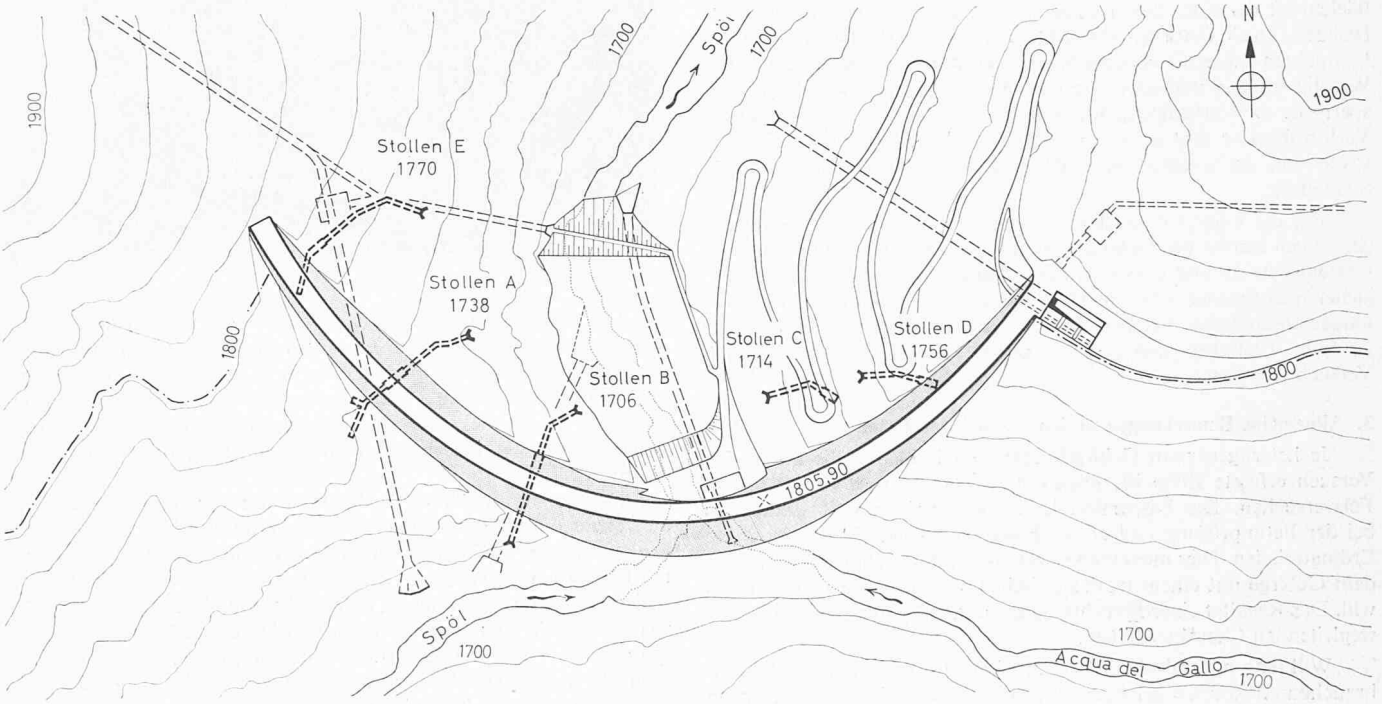


Bild 1. Situation der Sperrstelle Punt dal Gall mit Sondierstollen. Masstab 1:4000

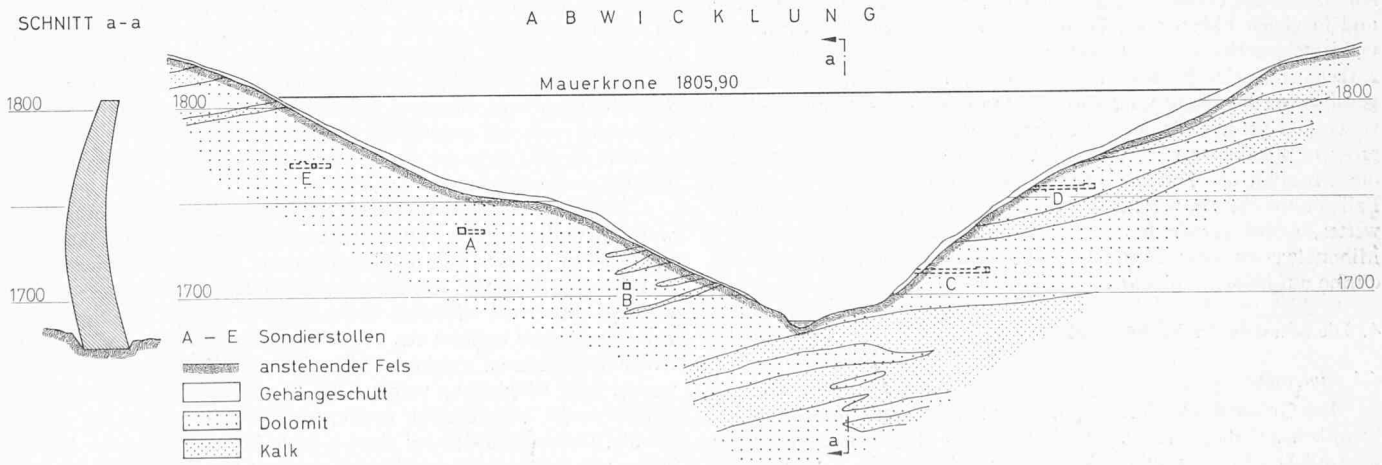
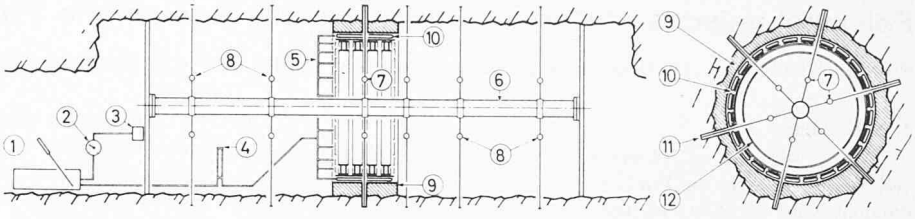
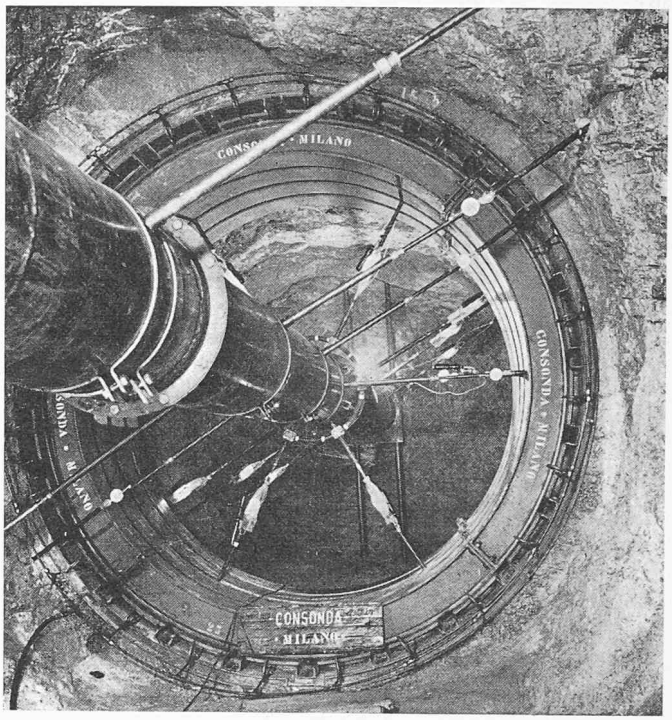


Bild 2. Hauptschnitt der Staumauer Punt dal Gall und Abwicklung mit Geologie der Sperrstelle. Masstab 1:4000

Bilder 3 und 4. Versuchsanlage für die Bestimmung des Verformungsmoduls in situ an der Sperrstelle Punt dal Gall

1 Oeldruckpumpe
2 Manometer
3 Barograph mit Druckregistrierung
4 Druckausgleichsrohr
5 Kollektor
6 Messbasis
7 Dehnungsmesser im Hauptschnitt
8 Berg- bzw. talseitige Dehnungsmesser
9 Betonring (6 Segmente)
10 Druckkissen
11 Expansionsverankerung
12 Tragkonstruktion





Die *Durchlässigkeit* wird üblicherweise mit Sondierbohrungen und Felsabpressversuchen festgestellt. Daraufhin müssen die Methoden der Injektionen abgeklärt werden, vor allem die Tiefe des Schirmes, der optimale Bohrlochabstand und die zu wählenden Injektionsmaterialien: Zement, Feinsand, Bentonit, Kunstharz usw. Entsprechende Versuche wurden auch an der Sperrstelle von Punt dal Gall in umfangreichem Masse ausgeführt, jedoch werden wir hier nicht näher darauf eintreten, da sie nicht eigentlich ins Gebiet der Felsmechanik gehören.

Die *Verformbarkeit* des Felsens kann am kleinen Gesteinskörper oder am Gebirge selber bestimmt werden. Da die Mauerstärke am Felswiderlager 10 bis 30 m beträgt, und da die Kluft- und Schichtflächen oft nur einen gegenseitigen Abstand von wenigen Zentimetern besitzen, spielt natürlich die Gesteinsverformbarkeit (gemessen am kompakten kleinen Gesteinskörper) eine sehr untergeordnete Rolle. Wichtig für das Verhalten der Auflager und somit auch der Bogensperre ist die Verformung des Gebirges als Ganzes. Dabei hängt die Verformbarkeit sehr stark von der Anzahl und vom Öffnungsmass sowie von der eventuellen Verfüllung der auftretenden Risse und Spalten ab.

Für die Überprüfung der *Festigkeit* gelten dieselben Überlegungen. Auch hier ist das Gebirge massgebend. Das Herausbrechen eines Gesteinswürfels und dessen Untersuchung unter einer Presse ist ein sicher interessanter, aber im Hinblick auf die Fundation einer Staumauer untauglicher Versuch. In den meisten Fällen werden eine viel zu hohe Festigkeit und eine zu geringe Verformbarkeit aus dem Versuch resultieren.

3. Allgemeine Bemerkungen zu den Versuchsresultaten

Je heterogener ein Gebirgskörper und je kleiner die durch den Versuch erfasste Zone ist, um so stärker streuen die Resultate von Felsversuchen. Die Dispersion ist im allgemeinen weit stärker als bei der Betonprüfung und oft auch stärker als bei der Prüfung von Erdmaterialien. Dies muss man sich stets vor Augen halten, wenn man dem Gebirge mit einem mathematischen Verfahren zu Leibe rücken will. Das Resultat einer Berechnung kann deshalb in vielen Fällen nur wegleitenden Charakter haben.

Will man nun mit den felsmechanischen Prüfmethoden zu einem brauchbaren Resultat gelangen – und dies dürfte bei der Projektierung einer Staumauer unbedingt erforderlich sein –, so muss eine genügend grosse Zahl von gleichartigen Untersuchungen durchgeführt werden. Aus den Messresultaten erhält man Extremalwerte und Mittelwerte und in vielen Fällen auch Tendenzen, so dass dann tatsächlich die Gebirgseigenschaften in Funktion des Ortes (an einer Sperrstelle z. B. linksufrig, rechtsufrig, im Talweg und in der Kronenpartie) angegeben werden können. Ist aber die Streuung auf beschränktem Platz wesentlich grösser als die Veränderung des Mittelwertes über eine grössere Strecke, so hüte man sich vor dem Versuch, ein Gesetz über die Variation der Felseigenschaften aufstellen zu wollen. In diesem Fall gilt nur eine statistische Bestimmung des wahrscheinlichen Mittelwertes, wobei gerade bei Festigkeitsprüfungen natürlich auch den Minimalwerten besondere Beachtung geschenkt werden muss. Sie dürfen auf keinen Fall vernachlässigt werden.

4. Die Messung der Verformbarkeit

4.1 Einleitung

Die Grösse des Verformungsmoduls des Gründungsfelsens hat bekanntlich auf die statische Berechnung einer Bogenstaumauer einen wesentlichen Einfluss, da der Verlauf der Schnittkräfte, vor allem der Biegemomente, von der Widerlagerverformung stark abhängig ist.

Die im folgenden beschriebenen Versuche zur Abklärung der Fundationsverhältnisse für die Bogenstaumauer Punt dal Gall wurden von der Engadiner Kraftwerke AG, Zernez, in Auftrag gegeben und durch die Firma Consonda S.p.A., Mailand, ausgeführt. Die Auswertung erfolgte durch die Elektro-Watt Ingenieurunternehmung AG, Zürich, welcher auch die Projektierung und Bauleitung dieser Staumauer obliegen.

Die bereits erwähnte starke Klüftung der an der Sperrstelle auftretenden Kalke und Dolomite liess *felsmechanische Untersuchungen* angezeigt erscheinen, deren Umfang das übliche Mass überschreitet. Es wurden daher nebst vielen seismischen Messungen in den verschiedenen Sondierbohrungen, auf welche hier nicht näher eingetreten werden soll, in fünf Sondierstollen von insgesamt 347 m Länge Belastungsversuche durchgeführt. Die Stollen wurden verteilt über die Höhe der zukünftigen Mauer angeordnet, d.h. drei auf der linken und zwei auf der rechten Talflanke (siehe Bilder 1 und 2).

4.2 Anordnung der Ringbelastungsversuche

Zur Aufnahme der Belastungsanlage und der Messapparatur wurde in jedem Stollen eine *Kaverne* von 3,0 m Durchmesser und rund 10 m Länge ausgesprengt. Dabei war insbesondere darauf zu achten, dass im Bereich der Messtellen keine störenden geologischen Einflüsse wie Mylonitzonen und Breccien auftraten. Der kürzeste Abstand der Kammern von der natürlichen Felsoberfläche wurde zu 18–20 m gewählt, so dass sie in den für die Staumauerwiderlager massgebenden Bereich zu liegen kamen.

An jeder Messtelle wurde nach sorgfältiger Reinigung der Stollenwand ein Betonring von 1,20 m Breite und einem inneren Durchmesser von 2,70 m erstellt. Eine Unterteilung der Ringe in 6 voneinander unabhängige Segmente verhinderte eine versteifende Wirkung des Betons bei den Druckversuchen (siehe Bilder 3 und 4). Die eigentliche *Belastungsanlage* bestand aus 24 gleichmässig über den Umfang verteilten Druckkissen, welche auf 4 kreisrunden Stahlrahmen befestigt waren. Eine Ringleitung verband die Druckkissen mit der hydraulischen Pumpe, welche einen maximalen Öldruck von 81 atü liefern konnte. Damit liess sich bei einer totalen Auflagerfläche der Druckkissen von 5,64 m² eine maximale Drucklast von 4570 t auf den Fels übertragen.

Zur *Registrierung der Felsverschiebungen* dienten insgesamt 18 Messuhren, welche an einem kreisförmigen Rohrträger von 300 mm Durchmesser und 2 mm Wandstärke montiert waren. Er befand sich in der Axe des Stollens und besass eine Länge von 8,0 m, was seine Lagerung ausserhalb der durch die Belastung beeinflussten Zone ermöglichte. Mit der Anlage wurden an 6 Stellen auf dem mittleren Querschnitt des Druckringes die Deformationen des Stollenumfanges gemessen. Je 6 weitere Messuhren waren sowohl längs der talseitigen als auch längs der bergseitigen Stollenwand angeordnet und registrierten das Abklingen der Verformung parallel zur Stollenaxe. Die Spitzen der Dehnungsmesser wurden in einem Abstand von 1,95 m von der Stollenaxe im Fels verankert und lagen somit in einer Tiefe von 30 bis 40 cm von der Stollenwandung. Damit war eine Beeinflussung der Messresultate durch die beim Sprengen gestörte Oberflächenzone praktisch ausgeschlossen.

4.3 Theoretische Grundlagen

Die Versuchsanordnung gestattet eine Auswertung der Messungen nach der von *A. Preissmann* und *B. Gilg* entwickelten Theorie[1]).

Mit Hilfe der in dieser Publikation enthaltenen Formeln und Diagramme kann für den theoretischen Fall einer direkt auf die Felsoberfläche übertragenen gleichmässig verteilten Kreisringbelastung (Bild 5) der Verformungsmodul aus dem Radius R der belasteten Zylinderfläche, der Druckspannung p in der Belastungsfläche, der Breite 2 ε und der im Mittelschnitt des belasteten Stollenabschnittes gemessenen radialen Deformation u_o direkt bestimmt werden.

Aus praktischen Gründen muss nun aber die *Versuchsanordnung* nach dem im Bild 6 dargestellten Schema gewählt werden. Der Fels wird über segmentförmige Betonstempel belastet. Die Verformung wird in einer gewissen Felstiefe gemessen, damit die oberflächennahen Zonen, welche infolge der beim Ausbruch entstandenen Zerstörungen wenig tragfähig sind, für die Bestimmung des Moduls nicht mitberücksichtigt werden. Dadurch verändert sich sowohl der massgebende Messkreisradius R als auch die Breite 2 ε der zugehörigen Belastungsfläche. Während der Radius R bekannt ist, benötigt man zur Bestimmung der Breite 2 ε die seitliche Abklingkurve der Deformation, welche ebenfalls in der erwähnten Publikation für verschiedene Werte von ε/R angegeben wird. Ist nun bei einem Belastungsversuch der Verlauf der Deformation in Längsrichtung des Stollens bekannt, so wird das Verhältnis der gemessenen Deformation in einem seitlichen Punkt m zur Deformation im Punkt 0 bestimmt und diejenige *theoretische Abklingkurve* gewählt, welche diesem Verhältnis entspricht. Die der gewählten Abklingkurve zugrunde liegende *Belastungsbreite* 2 ε ist daraufhin für den Versuch massgebend.

[1]) «Sur la détermination du modul d'élasticité du rocher par des essais de charge dans les galeries circulaires», erschienen als Communication im Vorbericht des 5. Talsperrenkongresses, Paris 1955.

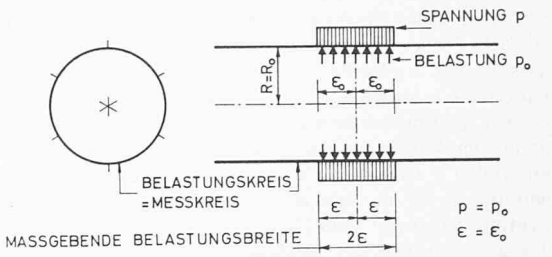


Bild 5. Theoretisches Belastungsschema

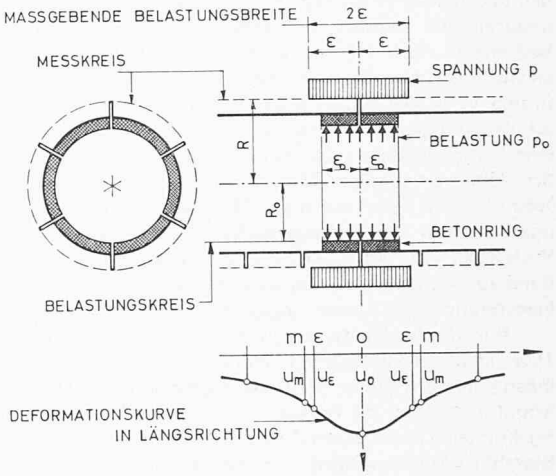


Bild 6. Belastungsschema, wie es für die Versuche an der Sperrstelle Punt dal Gall verwendet wurde

Wegen der Inhomogenität des Gebirges werden im praktischen Fall die Abklingkurven auf beiden Seiten des Belastungsringes nicht symmetrisch verlaufen, so dass hier bereits mit Mittelwerten gearbeitet werden muss.

4.4 Messresultate und deren Auswertung

Die Messungen wurden in *zwei zeitlich getrennten Phasen* durchgeführt. Nach Abschluss der ersten Messreihe wurde in allen fünf Kavernen der Fels injiziert, um im folgenden Jahr mit einer zweiten vollständigen Versuchsreihe den Einfluss der für den Staumauerbau notwendigen Zementinjektionen auf den Verformungsmodul des Gründungsfelsens zu überprüfen. Die Deformationsmessungen erfolgten jeweils im Laufe von drei bis vier aufeinanderfolgenden Belastungs-Entlastungs-Zyklen, wobei die Maximallast für jeden Zyklus erhöht wurde.

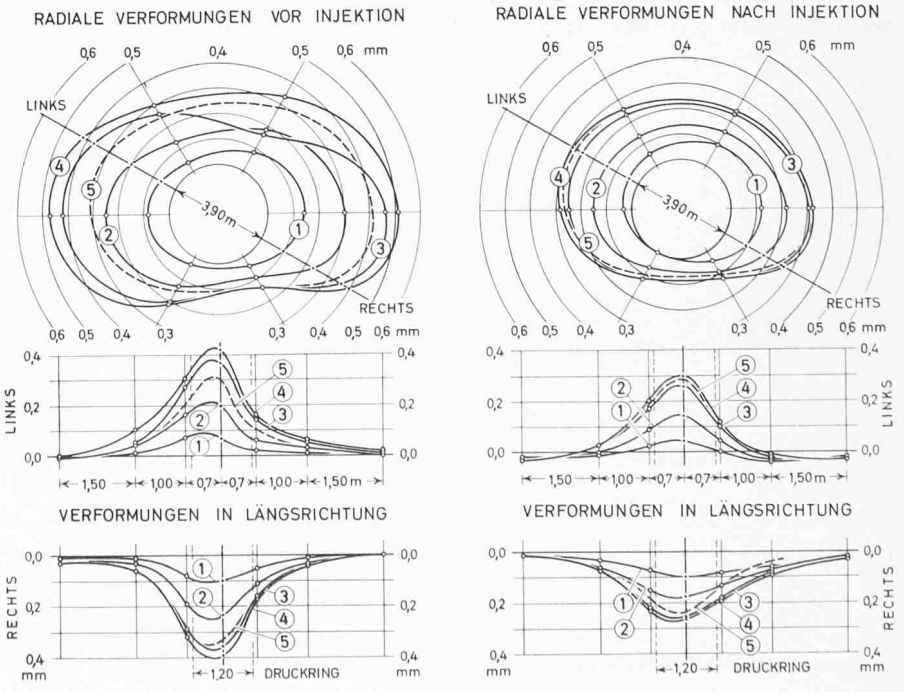


Bild 7. Felsdeformationen im Stollen C, gemessen während den Ringbelastungsversuchen vor und nach den Felsinjektionen

1 Gesamte Deformation bei 25 atü Pressendruck
2 Gesamte Deformation bei 50 atü Pressendruck
3 Gesamte Deformation bei 75 atü Pressendruck
4 Gesamte Deformation bei 80 atü Pressendruck
5 Elastische Deformation bei 80 atü Pressendruck

Als *Beispiel* für die Deformation werden in Bild 7 die Messwerte aus dem Stollen C graphisch zusammengestellt. Es zeigt sich deutlich, dass die Verformbarkeit des Felsens je nach der Messrichtung grosse Unterschiede aufweist und also stark von der Felsschichtung abhängig ist. Bei Maximalbelastung variiert das Verhältnis der maximalen zur minimalen Verformung je nach Versuchsort von rund 2 bis 4, lediglich im Stollen B war es noch wesentlich grösser. Die grossen Deformationen traten für die senkrecht zur Schichtung stehende Belastungsrichtung auf (vergl. Bild 7). Das Verhältnis der Verformungen wurde durch die Injektionen praktisch nicht verändert. Eine Ausnahme bildet wiederum Stollen B, wo dieser Quotient bereits vor den Injektionen einen Extremwert von 8 erreichte und nach den Injektionen auf nahezu 10 anstieg. Es wäre nun an sich möglich, die Verformungsmoduli parallel und senkrecht zur Hauptschichtrichtung zu bestimmen, doch müssten dazu bereits die Versuchsstollen entsprechend angelegt und zur Ermittlung der Abklingkurven mehr Messprofile in Stollenlängsrichtung angeordnet werden, um tatsächlich schlüssige Resultate zu erzielen. Daher wurde bei der Auswertung auf eine Berücksichtigung der Anisotropie des Felsmassivs verzichtet und der Mittelwert aus den 6 Messrichtungen in die Berechnung eingeführt. Jede Messstelle liefert somit pro Messung nur einen von der Schichtung unabhängigen Verformungsmodul. Da die Hauptdruckrichtung im Widerlager von Ort zu Ort ändert, dürfte sich ein solches Verfahren durchaus rechtfertigen, um so mehr als der Fels bei der Staumauerberechnung ja als isotrop angenommen wird.

Wie die beiden typischen, in Bild 8 dargestellten *Last-Setzungs-Diagramme* zeigen, konnten unter den verschiedenen Laststufen anteilmässig ziemlich grosse plastische Deformationen beobachtet werden. Man führte daher die Auswertung für beide Fälle – vor und nach den Injektionen – zweimal durch; einmal für die Gesamtdeformation unter Einschluss der plastischen Deformation, woraus man einen ursprünglichen Verformungsmodul E_1 (gültig für die erste Belastung) erhält, und ein zweites Mal nur unter Berücksichtigung des elastischen Anteils, woraus der Modul E_2 für wiederholte Belastung ermittelt wird.

4.5 Interpretation der Resultate

Die Resultate für alle fünf Stollen sind in Tabelle 1 zusammengefasst und in Bild 9 graphisch dargestellt.

Die aus den Versuchen errechneten *Verformungsmoduli* zeigen eine merkliche *Zunahme mit fallender Höhenlage*. Dabei ist diese Zunahme nach den Injektionen im allgemeinen stärker; eine Ausnahme bildet der Stollen B, bei welchem nach den Injektionen eine beträchtliche Abminderung zu verzeichnen ist. Diese Erscheinung ist eventuell auf eine Zerstörung des Felsgefüges durch die Injektionen zurückzuführen, obwohl in diesem Stollen der Injektionsdruck nicht höher lag als in den anderen (20–25 atü) und die Zementabsorption sehr gering war. Es ist dies im übrigen derselbe Stollen, wo – wie im vorstehenden Kapitel bereits erwähnt – nach den Injektionen das Verhältnis der maximalen zur minimalen gemessenen Deformation grösser war als vorher.

Die Werte für erstmalige Belastung zeigen nach den Injektionen fast durchwegs eine Zunahme der Moduli. Dies ist für wiederholte Belastung jedoch nicht der Fall. Der elastische Verformungsmodul E_2 wird also durch die Injektionen nur unwesentlich beeinflusst; dagegen lässt sich als Folge der Injektionen eindeutig eine Herabsetzung des plastischen Anteils der Deformationen feststellen. Der Unterschied zwischen dem Modul E_1 für erstmalige Belastung und dem Modul E_2 für wiederholte Belastung, welcher vor den Injektionen durchschnittlich 30 % betrug, sinkt nach den Injektionen auf knapp 10 %.

Für die statische Berechnung der Staumauer werden die Werte E_2 für wiederholte Belastung nach den Injektionen verwendet, welche mit der Höhenlage variierend in die Rechnung eingeführt werden.

Tabelle 1. Verformungsmoduli in Abhängigkeit von der Höhenlage

Stollen		A	B	C	D	E
Kote ü. M.		1738	1706	1714	1756	1770
Vor den Injektionen:						
Totallast	in t	3610	4512	4512	4568	3610
Massgebende Belastungsbreite für erstmalige Belastung	in m	1,85	1,60	1,25	1,05	0,80
Massgebende Belastungsbreite für wiederholte Belastung	in m	1,55	1,60	1,20	1,00	0,95
Mittl. Totaldeformation	in 10^{-3} cm	24,0	29,0	32,7	60,1	48,5
Mittl. elast. Deformation	in 10^{-3} cm	22,7	23,8	25,7	48,5	32,4
E_1: Modul für erstmalige Belastung	in t/cm²	102	114	116	69	77
E_2: Modul für wiederholte Belastung	in t/cm²	119	138	150	89	106
Nach den Injektionen:						
Totallast	in t	4512	6035	4512	4512	4512
Massgebende Belastungsbreite für erstmalige Belastung	in m	1,60	1,75	1,55	1,45	1,00
Massgebende Belastungsbreite für wiederholte Belastung	in m	1,55	1,60	1,30	1,40	0,95
Mittl. Totaldeformation	in 10^{-3} cm	27,8	48,5	22,2	49,2	46,4
Mittl. elast. Deformation	in 10^{-3} cm	25,5	41,5	21,4	43,8	41,0
E_1: Modul für erstmalige Belastung	in t/cm²	121	87	159	72	89
E_2: Modul für wiederholte Belastung	in t/cm²	134	106	174	83	104

5. Die Festigkeit

Bei weitgespannten Bogenmauern sind die Druckspannungen, welche vom Beton auf die Widerlager abgegeben werden, in gewissen Zonen sehr hoch, sofern nicht Widerlagerverbreiterungen vorgesehen sind. Die Prüfung der Festigkeit bezweckte somit vor allem die *Ermittlung der zulässigen Spannungen*, welche das Gebirge als Ganzes aufnehmen kann. Sollten längs der Widerlager örtlich beschränkte schwache Stellen auftreten, so spielt das eine untergeordnete Rolle, da die Fundationsbreite von 10 bis 30 m – in den meist beanspruchten Zonen beträgt sie mindestens 25 m – solche Bereiche zu überbrücken vermag.

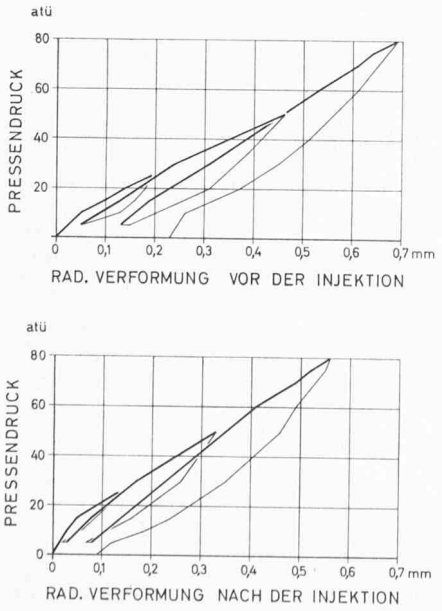


Bild 8 (links). Typische Last-Verformungs-Diagramme für einen dreistufigen Ringbelastungsversuch im Stollen D vor und nach den Felsinjektionen. Der Einfluss der Injektionen zeigt sich hier durch eine Reduktion sowohl der Gesamtdeformation als auch des Anteils der plastischen Deformation

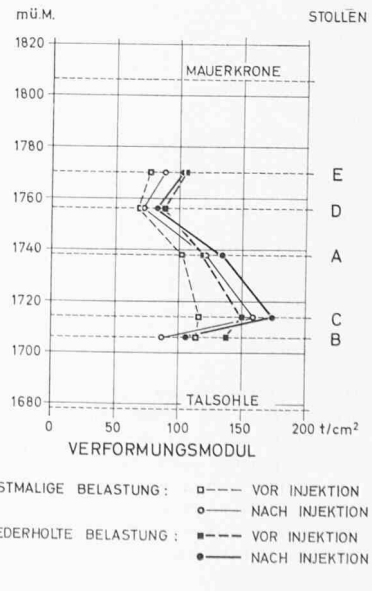


Bild 9 (rechts). Verformungsmoduli des Gründungsfelsens an der Sperrstelle Punt dal Gall in Abhängigkeit von der Höhenlage

5.1 Beschreibung der Versuche

Da der Fels von Punt dal Gall infolge seiner starken Klüftung teilweise ähnliche Eigenschaften wie ein Lockergestein besitzt, so wurde er mittelst *triaxialer Scherversuche* überprüft; damit sollte die Druckfestigkeit in einer bestimmten Richtung in Abhängigkeit des Seitendruckes ermittelt werden. In zwei der fünf Sondierstollen wurde an 6 verschiedenen Stellen eine grosse Anzahl von Versuchen durchgeführt.

Beim ersten Versuch handelte es sich um eine einfache Druckbelastungsprobe auf eine in der Stollensohle befindliche Kreisfläche von 70 cm Durchmesser, über welcher ein Stempel aufbetoniert worden war. Hier war also nur der Vertikaldruck, nicht aber der Seitendruck bekannt. Bei den weiteren Versuchen wurde der zu belastende Zylinder von 70 cm Durchmesser auf eine Tiefe von ebenfalls 70 cm mit Hilfe von Bohrungen – natürlich unter Anwendung äusserster Sorgfalt – freigelegt, so dass zwischen dem in situ verbleibenden Probekörper und dem Felsmassiv ein ringförmiger Schlitz entstand. In diesen Schlitz wurde dann ein Stahlmantel eingeführt, welcher den um den Probekörper angeordneten Druckkissen als Widerlager diente. Somit konnte ein gleichmässiger Seitendruck auf den zylindrischen Felskörper ausgeübt werden (Bilder 10 und 11). Während der Versuche wurden Vertikal- und Seitendruck in verschiedener Art variiert. Gleichzeitig wurde die vertikale Einsenkung in drei Randpunkten und im Mittelpunkt der Belastungsfläche gemessen und die Seitendehnung in zwei Durchmessern ermittelt.

Als Bruch wurde derjenige Zustand definiert, bei welchem die Verformungen ohne nennenswerte Belastungszunahmen stark anwachsen.

5.2 Versuchsresultate

In der Tabelle 2 sind die Resultate der Festigkeitsmessungen zusammengefasst. Die Interpretation der Resultate ist insofern nicht ganz einfach, als dieselben sehr stark streuen.

Beim 1. Versuch, welcher ohne Loslösung des Probezylinders durchgeführt wurde, ergaben sich keine Brucherscheinungen. Die Vertikalverkürzung war dank der seitlichen Stützung gering und ging nach erfolgter Belastung weitgehend zurück.

Beim 2. Versuch erfolgte der Bruch bei 107 kg/cm². Da kein Seitendruck vorhanden war, kann diese Spannung als einfache Druckfestigkeit bezeichnet werden. Falls man den Winkel der inneren Reibung als verschwindend klein annimmt, so ergibt sich eine Kohäsion des Felsmaterials von rd. 50 kg/cm².

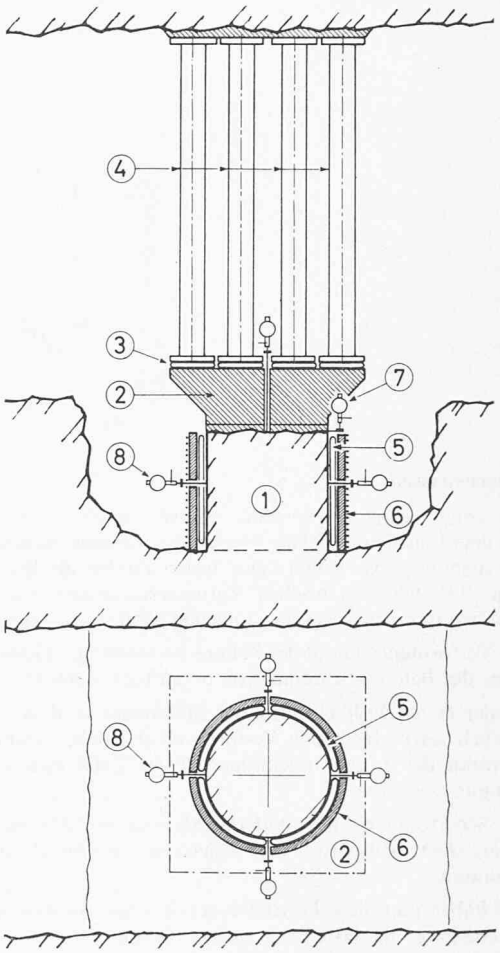
Der 3. Versuch zeigte bei einem Seitendruck von 100 kg/cm² die relativ kleine Bruchlast von 146 kg/cm². Die Scherfestigkeit würde also, sofern sie zum grössten Teil auf der Kohäsion beruht, nur etwas über 20 kg/cm² betragen. Dieser Wert muss als lokales Minimum immerhin in Betracht gezogen werden und weist darauf hin, dass die von der Mauer auf den Fels abgegebenen Druckkräfte möglichst kleine Schubspannungen erzeugen sollten. Sie dürfen somit nicht allzu flach in die Widerlager einfallen.

Der 4. Versuch war ein mehrfacher. 4.1 zeigt eine Zwischenphase, der Bruch wurde erst beim Versuch 4.2 erzeugt. Nimmt man wiederum die Scherfestigkeit als weitgehend kohäsionsbedingt an, so ergibt sich diese zu rd. 100 kg/cm², die einfache Druckfestigkeit zu 200 kg/cm².

Die Versuche 5, 6 und 7 vervollständigen das Bild und liefern den Beweis, dass an 2 ganz verschiedenen Stellen des Felswiderlagers, nämlich in den Stollen B und E, die Streuung der Resultate wesentlich grösser ist als die gegenseitige Abweichung der Mittelwerte. Deshalb kann es sich bei der Bestimmung der Felsfestigkeit nur um eine *allgemeine Beurteilung* handeln. Immer unter der Annahme, dass die Scherfestigkeit des Felsens weitgehend auf der Kohäsion beruht, wurde folgende Tabelle für die verschiedenen Festigkeitswerte aufgestellt:

	Mittelwert	Maximum	Minimum
Einfache Druckfestigkeit	120 kg/cm²	200 kg/cm²	46 kg/cm²
Scherfestigkeit	60 kg/cm²	100 kg/cm²	23 kg/cm²

Im übrigen zeigt Bild 12 die Messresultate eines einzelnen Versuches in ihrer ganzen Vielfalt.



Bilder 10 und 11. Anlage zur Durchführung triaxialer Scherversuche in situ an der Sperrstelle Punt dal Gall
1 Probekörper
2 Betonblock
3 Druckkissen für Vertikaldruck
4 Tragkonstruktion
5 Druckkissen für Seitendruck
6 Stahlmantel mit Vorspannkabel
7 Messuhren für Vertikaldeformationen
8 Messuhren für Horizontaldeformationen

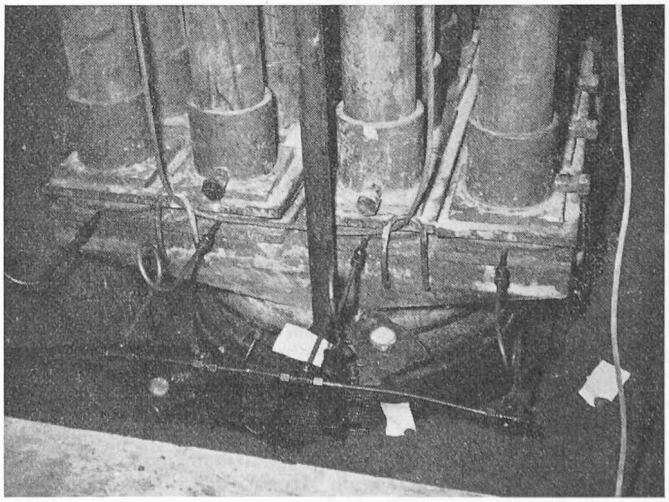


Tabelle 2. Verformungen beim triaxialen Scherversuch

Versuch Nr.		1	2	3	4.1	4.2	5	6	7
Stollen		B	B	B	B	B	B	E	E
Max. Vertikaldruck	kg/cm²	143	107	146	208	250	250	160	252
Max. Seitendruck	kg/cm²	unbekannt	0	100	50	50	100	80	63
Mittl. Vertikalverkürzung									
Total	mm	1,0	4,1	1,5	1,8	3,1	3,8	3,5	3,6
Nach Entlastung	mm	0,2	—	—	1,4	—	2,9	—	—
Mittl. Horizontalverkürzung									
Total	mm	—	—	–0,1	–0,3	–0,3	+3,0	–1,7	–0,9
Nach Entlastung	mm	—	—	—	–0,3	—	+ 0,5	—	—
Bruchspannung	kg/cm²	n. erreicht	107	146	n. erreicht	250	250	160	252

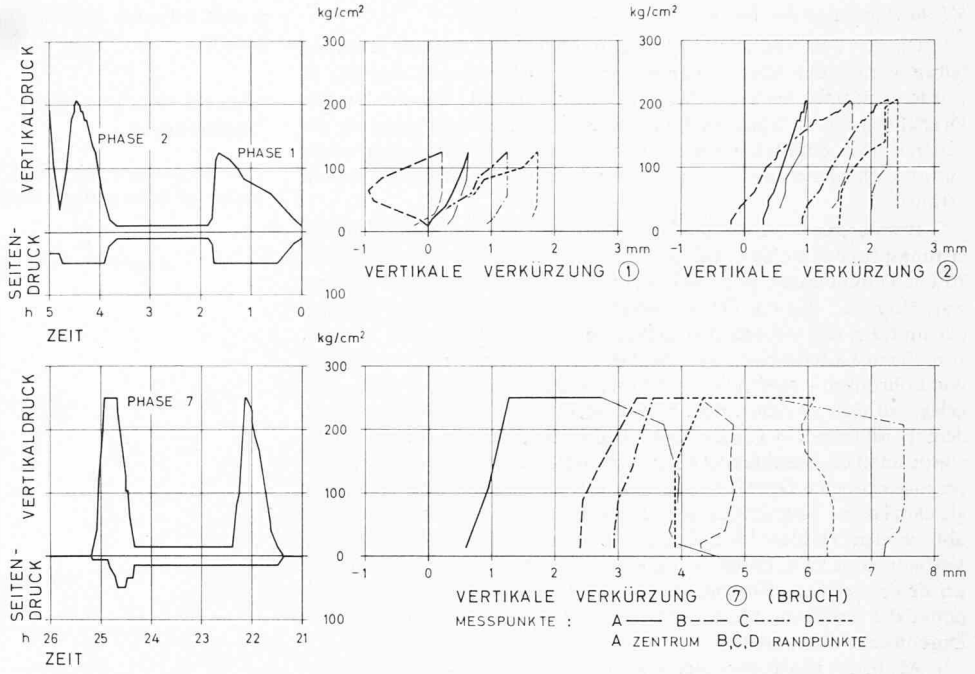


Bild 12. Spannungs-Setzungs-Diagramme für den Triaxialversuch Nr. 4 im Stollen B. Der Kurvenverlauf ist eindeutig; der Bruch des Probekörpers erfolgt in der 7. Belastungsphase bei 250 kg/cm² Vertikal- und 50 kg/cm² Seitendruck

6. Zusammenfassung

Wie bereits eingangs erwähnt, dienen die Resultate der Felsversuche dem Ingenieur wohl als Wegleitung für seine Berechnung, geben ihm aber im allgemeinen keine festen Zahlen als Berechnungsgrundlage. Die felsmechanischen Voruntersuchungen von Punt dal Gall erlauben nun beispielsweise, folgende Schlüsse zu ziehen:

a) Der Verformungsmodul des Felsens ist wesentlich kleiner als derjenige des Betons. Er nimmt von unten nach oben ab.

b) Bei der ersten Vollbelastung der Staumauer wird der Fels eine ziemlich starke bleibende Verformung erfahren, welche je nach Intensität der Kontaktinjektionen 20–40 % der elastischen Verformung ausmacht.

c) Die Scherfestigkeit des Widerlagerfelsens ist teilweise ziemlich gering. Der Mittelwert liegt allerdings wesentlich über dem Minimum.

Was haben nun diese Feststellungen für eine *Auswirkung auf die Projektgestaltung?* Sie lassen sich in zwei Gruppen einteilen, nämlich die Auswirkungen auf die Berechnung und Formgebung der Staumauer sowie diejenigen auf die praktische Bauausführung, und können etwa wie folgt zusammengefasst werden.

Die Berechnung ist unter Berücksichtigung verschiedener Elastizitätsverhältnisse zwischen Beton und Fels durchzuführen, wobei diese Verhältniszahl in jedem Fall noch vom Sperrenfuss bis zur Kronenpartie zunimmt. Die Beanspruchung der Mauer und der Widerlager darf auch bei einer extremen Annahme die zulässigen Grenzen nicht überschreiten, da erst die im Verlaufe der ersten Belastungszyklen ausgeführten Messungen über die tatsächlichen Verhältnisse neue Aufschlüsse erteilen.

Die Widerlager müssen genügend verbreitert werden, damit die Spannungen von der Mauermitte gegen den Fels abnehmen, da ja die Felsfestigkeiten wesentlich unter denjenigen des Betons liegen.

Die Druckbelastung muss von der Mauer in der Art auf den Fels abgegeben werden, dass möglichst geringe Schubspannungen entstehen, weil vor allem die Scherfestigkeit für den Fels massgebend sein wird. Dies erfordert nebst einer geeigneten Mauerform teilweise einen vertieften Aushub. Im übrigen ist vorgesehen, mit Hilfe von photoelastischen Versuchen die Verhältnisse im Felswiderlager abzuklären, da sie rechnerisch bekanntlich nicht leicht zu erfassen sind.

Zur Verbesserung der Felseigenschaften sind umfangreiche Injektionsarbeiten angezeigt. Sie erhöhen einerseits die Festigkeitswerte und verringern einen eventuellen Einfluss des Sickerwassers. Zudem wird ein grösseres Netz von Drainagebohrungen auf der Luftseite des Injektionsschirmes dazu dienen, den Auftrieb im Fels herabzusetzen und damit die Scherfestigkeit zu erhöhen.

Die Aushubarbeiten für die Staumauer sind nunmehr im Gange und zeigen, dass die in den Sondierstollen untersuchten Felspartien für die Widerlager repräsentativ sind. Die in Kürze beginnenden Arbeiten für den Injektionsschirm werden über das Ausmass der Klüftung weiteren Aufschluss geben und vor allem zeigen, ob der Fels in grösseren Tiefen ähnliche Eigenschaften wie an der Oberfläche besitzt. Der erste Stau ist für das Jahr 1969 vorgesehen.

Adresse der Verfasser: Dr. Ing. *B. Gilg* und Ing. *E. Dietlicher*, c/o Elektro-Watt, Talacker 16, 8001 Zürich.

Hans Vetter zum Andenken

DK 92.728.37

Professor Hans A. Vetter starb im April vor einem Jahr in Pittsburgh an einem Herzschlag, 67jährig. Er war ein echter Wiener, mit Humor, Eleganz, ausserordentlicher Intelligenz und künstlerischem Fingerspitzengefühl. Sein Vater war Direktor der Wiener Oper, sein Grossvater Gartenintendant des Kaisers.

Nach einer frühreifen Karriere als Architekt (Wohn- und Mietshäuser in Wien in den dreissiger Jahren), als Gründer und Redaktor der Zeitschrift «Profil» (1931), als Professor für Architektur an der Techn. Hochschule Wien (1936) und als Erfinder (Patentierung des sog. «Octopus»-Grundrisses 1938) wurde er vom Krieg nach England verschlagen, wo er in Oxford geschichtliche Studien trieb («English History at a Glance», the Architectural Press 1945). Von dort wurde er 1948 nach Pittsburgh an das Carnegie Institute of Technology berufen, wo er als Hauptprofessor die Architekturschule leitete. Dort gab er seine brillanten Vorlesungen über: die Entwicklung des Wohnhauses, die Philosophie in der Architektur als tetralogische Weiterentwicklung der Theorie Albertis, Symbolik in Grundriss, Schrift und Sprache. Er leitete mit einer eigenen Mischung von Präzision und Liebe die Übungen von Diplomanden und die Studien einiger ausgewählter Doktoranden. 1952 gründete er die Sommerschule für Amerikanische Studenten in Salzburg und begeisterte Kokoschka und Hans Hofmann für ähnliche Sommerkurse. Überall wo er auftrat, sei es als Gastprofessor an anderen Hochschulen oder als Freund und Berater seiner internationalen Schar von früheren Schülern, gab er Inspiration und neuen Sinn. *PZ*

Aus seinen letzten Schriften (Schriftennachlass bei Prof. P. Zoelly, Uerikon a. See) publizieren wir heute:

Zur Psychologie des Garage Apartments

«Der Hof beginnt mit dem Stall, das Haus mit der Garage»

Eine Umfrage nach dem beliebtesten Haustyp der Vereinigten Staaten, dieser selbstbewussten, klassenlosen Demokratie, ergab ein unerwartetes Resultat, das näher zu untersuchen Aufgabe dieser Studie ist.