

# Felsmechanische Untersuchungen für den Sonnenbergtunnel

Autor(en): **Beusch, E. / Gysel, M.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 18: **Tunnelbau, Bodenmechanik**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-72358>

## **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.

Als Hauptlaststufen waren für das 2 m lange Element eine Gebrauchslast mit 190 t und eine Bruchlast mit 450 t vorgesehen (Bild 4).

Entsprechend dem späteren Baufortschritt wurden die Lasten etappenweise aufgebracht und über längere Zeit konstant gehalten. Leider musste ab etwa 400 t (Bild 3) der Belastungsversuch aus zeitlichen Gründen zu schnell zu Ende geführt werden. Dadurch konnte die Bruchlast (Grenzlast) nicht eindeutig festgestellt werden. Bei vorsichtiger Extrapolation der Lastsetzungskurve wird die Bruchlast etwa bei 570 t liegen. Für die zulässige Tragfähigkeit der Schlitzwand wurden folgende Werte zugrunde gelegt:

- massgebende Bruchlast 500 t
- Sicherheit  $\eta$  2
- Abminderung von  $P_{zul}$  um 10%, da bei einer durchgehenden Wand Spannungsüberschneidungen gegenüber einem Einzelelement auftreten.

Somit kann die zulässige Tragfähigkeit der Schlitzwand ermittelt werden. Sie beträgt:  $P_{zul} = 103,4 \text{ t/m} \cong 100 \text{ t/m}$ . Wird die vorgesehene max. Wandlast von 60 t/m nicht überschritten, so wird die zu erwartende Wandsetzung 8 mm bis höchstens 10 mm betragen.

Diese Werte gelten streng genommen nur für die Bodenverhältnisse an der Prüfzelle. Sie zeigen jedoch, dass die Schlitzwand über Spitzenwiderstand und Mantelreibung auch bei schlechten Bodenverhältnissen eine so grosse Tragfähigkeit besitzt, dass sie als schwimmende Foundation eingesetzt werden kann.

Aufgrund der günstigen Ergebnisse des Belastungsversuches wurde die Schlitzwand als Baugrubenumschliessung und zur Abtragung von Gebäudelasten in Auftrag gegeben.

Adresse des Verfassers: R. Adamczyk, dipl. Ing., in Firma Schafir & Mugglin AG, Bauunternehmung, Abteilung Spezialfoundation, Zollikerstrasse 44, 8032 Zürich, Postfach.

## Felsmechanische Untersuchungen für den Sonnenbergtunnel

Von E. Bensch und M. Gysel, Baden

DK 624.19:624.121

### 1. Einleitung

Die Nationalstrasse N2 führt von Norden bis nahe an die Innenstadt Luzerns heran und durchstösst dann in einem doppelt-röhren, rund 1550 m langen Tunnel den Sonnenberg, dessen Ausläufer bis nahe an die Reuss heranreichen. Der Tunnel durchfährt, abgesehen von einer kurzen Lockergesteinsstrecke im Norden, die gefaltete Molasse ([4], Bild 1):

- Obere Meeresmolasse (Burdigalien) im nördlichen Drittel
- Untere Süsswassermolasse (Aquitanien) im übrigen Bereich.

Die Tunnelstrecke liegt im nördlichen Schenkel und im Zentrum einer aufrechtstehenden Falte. Die Schichtflächen stehen deshalb annähernd lotrecht. Sie streichen im südlichen Viertel fast senkrecht, im übrigen Teil bis 40° schief zur Tunnelachse. Die Schichtstärke variiert im dm- bis m-Bereich. Neben der Schichtung sind einige Kluftsysteme zu

beachten, die vorwiegend in Richtung ENE-WSW streichen, also ähnlich wie die Schichten. Die Überdeckung des Tunnels ist nicht gross. Sie beträgt höchstens 90 m.

Die anstehenden Gesteine sind petrographisch sehr verschieden. Im Burdigalien überwiegen die teilweise sehr feinkörnigen und harten Sandsteine, im Aquitanien kommen neben grobkörnigen, weniger harten Sandsteinen häufig sandige Mergel und bunte Tonmergel vor. Die Tonmergel sind ziemlich weich und stark verwitterungsanfällig. Vereinzelt treten sogar ausgequetschte Lettenschichten auf.

Das Normalprofil der Tunnelröhren ist in Bild 1 dargestellt. Für den Ausbau des Hohlraumes haben wir nach eingehenden Studien die Spritzbeton-Bauweise gewählt:

- Sohlgewölbe in Ortbeton
- Bewehrtes Spritzbetongewölbe von variabler Stärke
- Systematische Ankerung (Perfo-Anker).

Auf das Spritzbetongewölbe wird eine elastische Dichtung (PVC-Folie) aufgebracht. Anschliessend wird das Innengewölbe betoniert.

Der Tunnel wurde maschinell aufgeföhrt, das Verfahren wurde in [1] beschrieben.

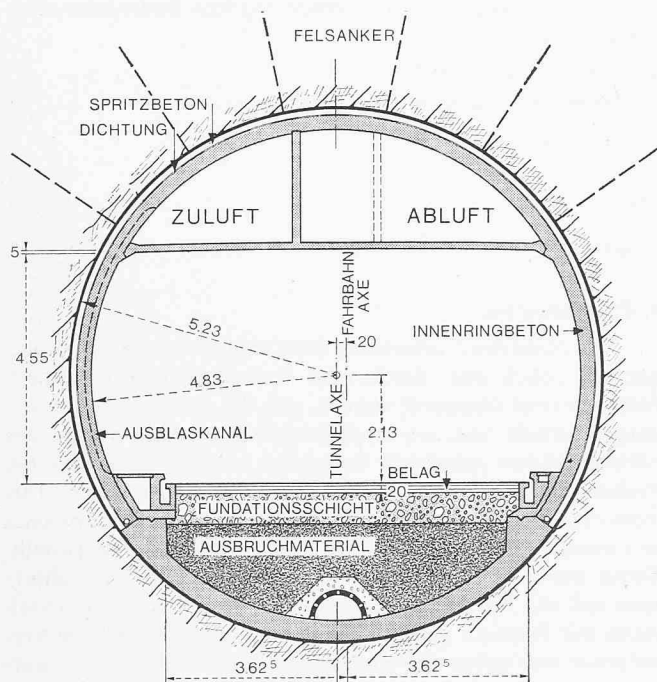


Bild 1. Normalprofil des Sonnenbergtunnels, aus [4]

Tabelle 1. Programm für felsmechanische Untersuchungen

Geologisch-geotechnische Gegebenheiten	
Petrographische Angaben	Aufnahmen in situ
Schichtung	
Klüftung	
Verhältnisse bezüglich Wasser	
Materialeigenschaften	
Raumgewicht $\gamma_e$	Laborversuche
Winkel der i. Reibung $\varphi$ ,	Triax- und direkte Scherversuche
Kohäsion $c$	einachsige Druckversuche
Bruchfestigkeit $\beta$	einachsige Druckversuche und
Elastizitäts- und Verformungsmoduli	Ultraschall-Versuche
Querdehnung $\nu$	
Primärer Spannungszustand	
Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Spannungsoptische oder
	Dehnungsmessungen in situ
Kontrolle	
Verformungen des Hohlraumes	Messungen in situ

Tabelle 2. Bestimmung der Materialeigenschaften

Versuch	Ergebnisse			Ausführung durch	
Einachsiale Druckversuche	$E_{stat}$ , $V_{stat}$ , Querdehnungszahl $m$			Prismendruckfestigkeit $\beta_p$	
Ultraschall-Versuche	$E_{dyn}$ , Poissonzahl $\nu$			(Raumgewicht $\gamma_e$ )	
	Raumgewicht t/m <sup>3</sup>	Bruchfestigkeit kg/cm <sup>2</sup>	Querdehnung m	$E_{stat}$ (Ultraschall) kg/cm <sup>2</sup>	$E_{stat}$ (einachsialer Druckversuch) kg/cm <sup>2</sup>
Poröser, grobkörniger Sandstein	2,42	300 bis 350	2 bis 8	57 000 bis 97 000	50 000 bis 90 000
Mittelkörniger Sandstein	2,27	—	—	131 000 bis 148 000	—
Graugrüner, feinkörniger Sandstein	2,65	810 bis 830	3 bis 22	155 000 bis 179 000	150 000 bis 210 000

Tabelle 3. Bestimmung des primären Spannungszustandes

Messequipe	Bezeichnung des Instrumentes (Messzelle)	Lieferant/Hersteller der Messzelle	Elektronisches Ablesegerät
Rock Mechanics Ltd., London	C.S.I.R.-Gerät (System Leeman)	Laboratories of the Council for Scientific and Industrial Research in South Africa	Huggenberger, Zürich
ISETH Dr. Kovári (Prof. H. Grob)	C.S.I.R.-Gerät (System Leeman)	Institut for Gravedrift, Trondheim, Norwegen, wichtige konstruktive Modifikationen an der Messzelle selbst, ausgeführt durch: Huggenberger, ISETH	Huggenberger, Zürich
Spannungsoptisches Institut der ETH (Prof. W. Schumann) Zürich	Spannungsoptische Messmarken	Spannungsoptisches Institut der ETH Zürich	Spezielle Apparatur des Spannungsoptischen Instituts der ETH Zürich zur Messung von Interferenzänderungen mit Laser
Institut für Markscheidewesen und angewandte Geophysik T. U. Berlin (Prof. M. Schmidt)	Spannungsoptische Messmarken System University of Sheffield, GB	Firma Horstman, Bath, GB	

## 2. Begründung der Versuche

Der sprengungsfreie Vortrieb beeinträchtigt die natürliche Festigkeit des Gebirges in der unmittelbaren Umgebung des Hohlraumes nicht. Dies bringt nicht nur bautechnische Vorteile. Gleichzeitig entfällt auch eine grosse Unsicherheit, welche die Anwendung von felsstatischen Berechnungsmethoden bzw. die Glaubwürdigkeit ihrer Ergebnisse einschränkt. Diese Umstände haben wir beim Vergleich der Angebote für den konventionellen und den maschinellen Vortrieb berücksichtigt, wobei allerdings verschiedene grundlegende Annahmen getroffen werden mussten. Für das Detailprojekt wollten wir uns nicht mit diesen Annahmen begnügen, sondern genauere Unterlagen beschaffen, die eine sinnvolle Anwendung des am ISETH von Dr. K. Kovári entwickelten Rechenprogrammes [2] erlauben. Die prinzipiellen Zusammenhänge – am Beispiel des Sonnenbergtunnels näher erläutert – sind bereits früher beschrieben worden [3].

Das angestrebte Untersuchungsprogramm ist in der Tabelle 1 dargestellt. Es gliedert sich in drei Hauptgruppen für die Beschaffung der Ausgangsdaten. Der grösste Teil der erforderlichen Berechnungsgrundlagen muss mittels Feldversuchen beschafft werden. Da bei geomechanischen Berechnungen aus verschiedenen Gründen (grosse Streuung der Materialkennwerte, stark vereinfachte Rechenmodelle usw.) vorläufig nie die «Genauigkeit» erreicht werden kann, die wir im Stahl- oder Stahlbetonbau verlangen, ist eine vierte Hauptgruppe – nämlich die Kontrolle der Ergebnisse in situ – unerlässlich.

Es sei noch kurz auf einige Umstände hingewiesen, welche beim Sonnenbergtunnel die Anwendung des erwähnten Rechenprogrammes begünstigt oder die Durchführung der Feldversuche erleichtert haben:

– Die Schichten stehen annähernd lotrecht. Die felsstatische

Berechnung erfolgt an einer ebenen, senkrecht zur Tunnelachse stehenden Scheibe aus homogenem Material. Das rechnerische Modell kann somit als gute Näherung des vorhandenen, räumlichen Systems angesehen werden.

- Der Pilotstollen erlaubt einen vollständigen Aufschluss über die geologischen Gegebenheiten, bevor die Ausweitung auf den vollen Querschnitt erfolgt. Die Berechnungen können deshalb optimal auf die gegebenen Verhältnisse abgestimmt werden.
- Der Pilotstollen ermöglicht die Durchführung von Felsversuchen an den hierfür am besten geeigneten Stellen. Dieser Umstand hat einen grossen Einfluss auf die praktische Durchführung der Versuche.

## 3. Durchgeführte Untersuchungen

### 3.1 Geologisch-geotechnische Aufnahmen

Die Aufnahme der geologischen Kriterien ist keine ungewöhnliche Aufgabe. Es hat sich aber gezeigt, dass die Abklärung der lithologischen und vor allem der strukturellen Gegebenheiten an der fast glatten, mit Bohrstaub verschmiereten Stollenwandung ziemlich schwierig ist.

Im geologischen Längenprofil (Bild 1 in [4]) haben wir davon abgesehen, die einzelnen Schichten gesondert darzustellen, sondern wir haben versucht, grössere Bereiche auszuscheiden, in welchen ähnliche Eigenschaften erwartet werden konnten. Für diese Bereiche wurde auch die Ausbaustärke (Anzahl und Grösse der Anker, Stärke des Spritzbetongewölbes) entsprechend bestimmt.

### 3.2 Materialeigenschaften

Es wurde darauf verzichtet, alle Kennziffern durch Versuche zu belegen. Dies vor allem, um die Kosten des

Untersuchungsprogrammes etwas zu verringern. Der Winkel der inneren Reibung wurde anhand von Veröffentlichungen (U.S.BR./C.I.G.B.) festgelegt. Die Kohäsion  $c$  konnte aus der gemessenen einachsialen Druckfestigkeit aufgrund einer statistisch gefundenen Beziehung abgeschätzt werden.

Die wichtigsten Ergebnisse sind in Tabelle 2 dargestellt. Es fällt auf, dass die Ergebnisse ziemlich stark streuen. Dies hängt nicht nur mit den unterschiedlichen Eigenschaften der verschiedenen Proben zusammen, sondern es konnte auch eine starke Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls  $E$  und der Querdehnungszahl  $m$  von der Spannungsintensität festgestellt werden. Aus dem  $E_{dyn}$  der Ultraschallversuche wurde anhand von Angaben in der Literatur der  $E_{stat}$  zum Vergleich mit den Ergebnissen der einachsialen Druckversuche berechnet. Die Übereinstimmung ist zufriedenstellend.

### 3.3 Primärer Spannungszustand

Unsere Anstrengungen konzentrierten sich vor allem auf die Bestimmung des primären Spannungszustandes. Erstens waren in der Schweiz auf diesem Sektor wenig greifbare Erfahrungen vorhanden. Zweitens stand fest, dass die zu messenden Dehnungen in Anbetracht der geringen Felsüberdeckung sehr klein sein würden. Es schien uns deshalb angezeigt, verschiedene Messverfahren anzuwenden; einerseits, um sofort eine Erfolgskontrolle zu ermöglichen, und andererseits, um sicher brauchbare Ergebnisse zu erzielen. Eine Übersicht der eingesetzten Geräte und Messverfahren ist in Tabelle 3 enthalten. (Siehe dazu auch [5]).

Die Messmethoden sollen hier nicht näher erläutert, sondern nur einige Hauptmerkmale hervorgehoben werden:

- Alle hier verwendeten Verfahren beruhen darauf, dass die bei der Entspannung eines Felskernes auftretenden Dehnungen gemessen werden.
- Die spannungsoptischen Verfahren sind an sich einfacher zu handhaben. Es können jedoch nur Dehnungen in der Ebene der Messmarke registriert werden.
- Die CSIR-Geräte erlauben die Bestimmung des räumlichen Spannungszustandes in einem Punkt.

Die grossen Erwartungen, die wir anfänglich in die spannungsoptischen Verfahren gesetzt haben, sind leider nur teilweise erfüllt worden. Es traten zwei unerwartete Schwierigkeiten auf:

- Es gelang nur mit grosser Mühe, die Messmarken auf dem Bohrlochgrund aufzukleben, weil der verwendete Leim nicht richtig auf dem Felsen haftete. Der Grund hiefür lag in der Feuchtigkeit des Gesteins, obschon an den Messstellen kein fließendes Wasser zu beobachten war.
- Die Auswertung der wenigen gewonnenen Proben führte zu widersprüchlichen Resultaten. Kontrollversuche, die

Prof. *W. Schumann* im Labor durchführte, zeigten, dass der verwendete Klebstoff beim Erhärten eine exotherme Reaktion aufweist, d.h., dass die Messmarke während des Abbindens Wärmedehnungen erfährt und nach dem Aufkleben nicht mehr spannungslos ist.

Beim Verfahren von Prof. *M. Schmidt* waren die verwendete Klebstoffmenge und damit die Wärmedehnungen viel geringer. Es konnte nachgewiesen werden, dass seine Messresultate recht genau mit denjenigen der CSIR-Methode übereinstimmen. Wir sind sogar der Ansicht, dass die spannungsoptischen Verfahren zur Messung von kleinsten Felsdehnungen sehr geeignet sind, wenn eine entsprechende Klebtechnik angewendet wird.

Bei den Messungen mit den CSIR-Geräten waren ebenfalls einige, vor allem durch den Baubetrieb bedingte Schwierigkeiten bei der Versuchsabwicklung zu verzeichnen. Die Versuche konnten jedoch erfolgreich abgeschlossen werden und ergaben als Endergebnis folgenden Spannungszustand:

$$\sigma_V \approx (0,7 \text{ bis } 1,0) \gamma h \quad \text{Vertikalspannung}$$

$$\sigma_H \approx (2 \text{ bis } 3) \gamma h \quad \text{Horizontalspannung quer zur Tunnelachse}$$

$$\sigma_A \approx \gamma h \quad \text{Horizontalspannung längs der Tunnelachse}$$

$$h = \text{Überlagerungsstärke}$$

$$\gamma = \text{Raumgewicht des Felsens}$$

Die Vertikalspannung  $\sigma_V$  beträgt entsprechend der vorhandenen Überlagerung in den Messquerschnitten rund  $20 \text{ kg/cm}^2$ ; sie hat die gleiche Grössenordnung wie die Hori-

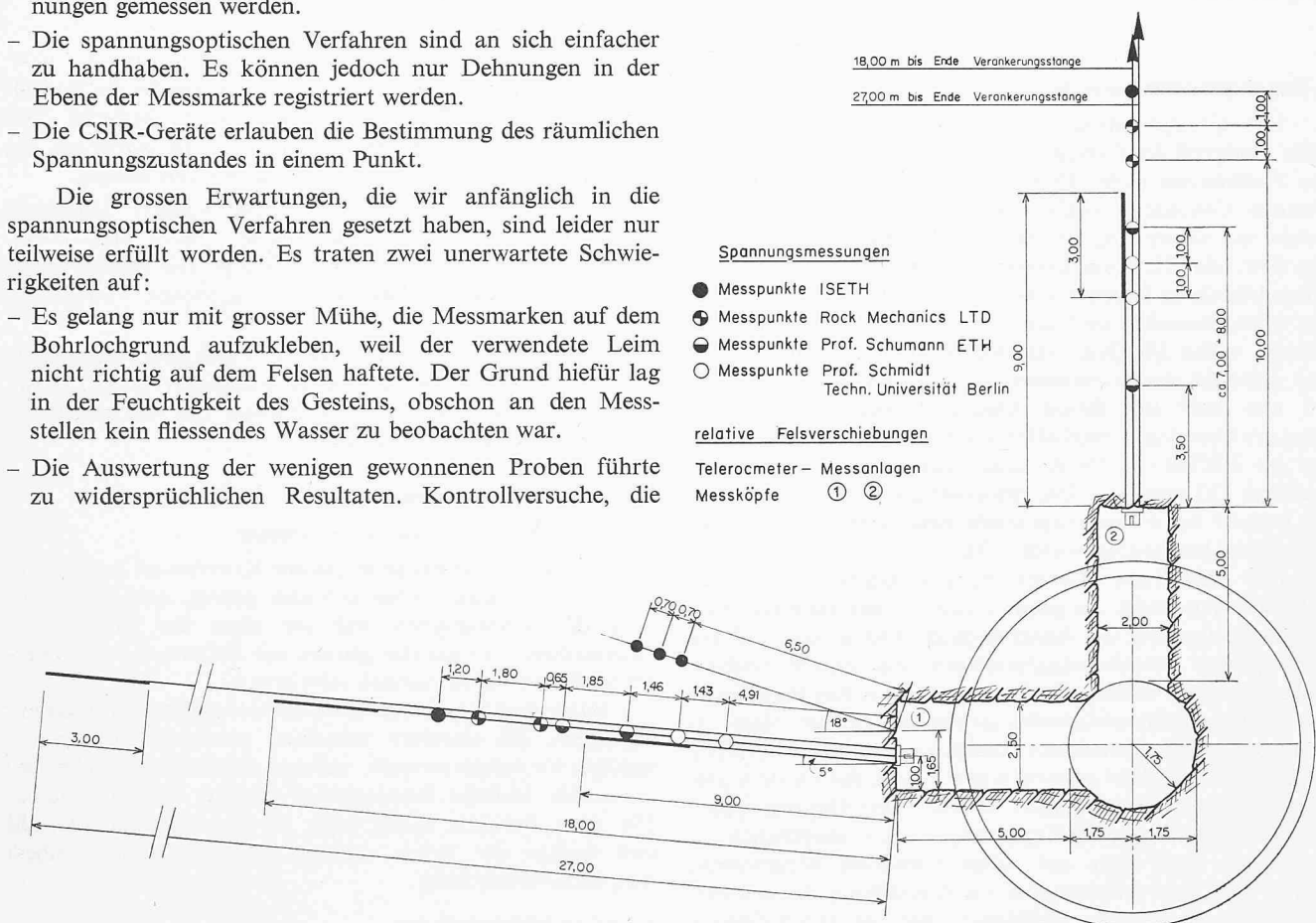


Bild 2. Anordnung der felsmechanischen Untersuchungen im Messquerschnitt 2 bei Tunnelkilometer 95,483 (vergleiche Bild 1 in [4], dort mit M 2 bezeichnet)



zontalspannung  $\sigma_A$  in Richtung der Tunnelachse. Etwas überraschend ist der Betrag der quer zur Tunnelachse gerichteten Horizontalspannung  $\sigma_H$ , die mindestens doppelt so gross ist wie der Überlagerungsdruck. Der anhand der Messungen bestimmte primäre Spannungszustand weicht somit wesentlich von einem durch die Erdanziehung allein gegebenen Spannungszustand ab. Die Richtigkeit der Ergebnisse – mindestens in qualitativer Hinsicht – wird jedoch durch eine Beobachtung bestätigt, die über grosse Strecken der Pilotstollen und später auch an den wenigen unverkleidet gebliebenen Stellen des endgültigen Querschnittes verfolgt werden konnte. Kurze Zeit nach dem Auffahren des Stollens trat an den Seiten ungefähr auf der Höhe der Stollenachse ein längs durchlaufender Riss auf. Obwohl diese Erscheinung auf einen hohen Seitendruck hindeutete, konnten wir bis zur Bestätigung dieser Hypothese durch die Messungen nicht recht daran glauben.

Ohne einer eingehenderen Arbeit über die geologische Bedeutung dieser Sachlage vorgreifen zu wollen [5], sei noch kurz angedeutet, welche Interpretationsmöglichkeiten im Vordergrund stehen. Eine erste Theorie nimmt an, dass die grossen Horizontaldrücke eine direkte Folge der tektonischen Kräfte seien, welche die beschriebene Falte (Würzenbach-Antiklinale) zusammengeschoben haben. Das Überwiegen der west-östlichen Spannungen würde dabei dadurch erklärt, dass in dieser Richtung die kleinste Spannungs-Zerfallsrate wirksam war. Nach einer zweiten Theorie werden die gemessenen Spannungen in Beziehung zu den einstigen Ausmassen der Würzenbach-Antiklinale gesetzt, wobei sich die Vertikalspannungen nach der Abtragungstheorie vermindert hätten, die Horizontalspannungen aber – abgesehen vom Effekt einer gewissen Zerfallsrate – erhalten geblieben wären.

#### 4. Verschiebungsmessungen

Nach Abschluss des Versuchsprogrammes wurden bei beiden Messstellen Telerocmeter System Huggenberger eingebaut. Damit können die Bewegungen des Gebirges vor und nach dem Ausweiten auf den vollen Querschnitt gemessen werden. Die Anordnung der Messanker ist aus Bild 2 ersichtlich.

Die Ausweitung des Pilotstollens auf den vollen Querschnitt ist beim Messquerschnitt 1 Mitte April 1971 und beim Messquerschnitt 2 im Laufe des Novembers 1971 erfolgt. Da erst eine vorläufige Auswertung der Ergebnisse vorliegt, dürfen die nun folgenden Angaben nicht unbesehen verallgemeinert werden.

Als Beispiel dienen die Ablesungen am horizontal liegenden, nach Westen zeigenden Telerocmeter im Messquerschnitt 1 (Bild 3). Die Ergebnisse erlauben die Aussagen:

- Ungefähr 5 Monate nach der erfolgten Ausweitung sind die Felsdeformationen nahezu abgeklungen. Das Gebirge hat somit einen neuen Gleichgewichtszustand erreicht.
- Bis kurz vor dem Vollaussbruch, d. h. einer verhältnismässig kurzen Distanz bis zur Ausweitungsbreite, sind nur geringe Felsverschiebungen aufgetreten. Diese Aussage ist allerdings eine Hypothese, die auf der Extrapolation der beiden vorhandenen Kurvenäste beruht und die Ausweitung in einer einzigen Etappe voraussetzt.
- Bis zum Zeitpunkt der Fertigstellung des Spritzbetongewölbes sind rd. 75% der Gesamtdeformation bereits eingetreten. Für die Beanspruchung des Aussengewölbes ist nur die Restverschiebung wesentlich. Die Beanspruchung der Spritzbetonschale ist somit entscheidend vom Zeitpunkt des Einbringens abhängig.
- Die Verschiebungen in 9 m bzw. 18 m Tiefe sind erwartungsgemäss kleiner als unmittelbar am Ausbruchrand. In Bild 3 ist zu beachten, dass die Verschiebungsdifferenz

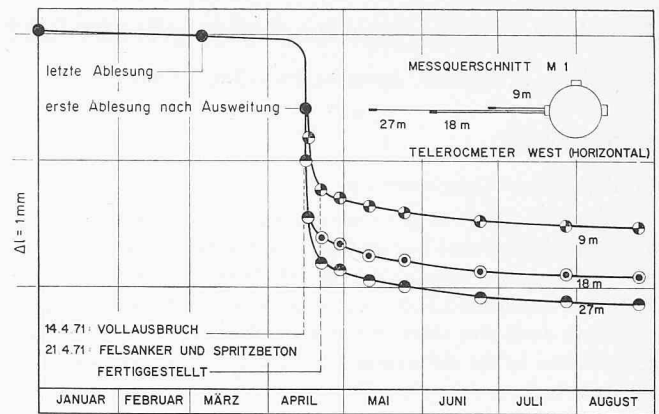


Bild 3. Zeitlicher Verlauf der Felsdeformation im Messquerschnitt 1 bei Tunnelkilometer 95,277 (vergleiche Bild 1 in [4], dort mit M 2 bezeichnet)

zwischen Ausbruchrand und Verankerungspunkt dargestellt ist.

- Die Gesamtverschiebung im betrachteten Punkt beträgt knapp 3 mm. Dieser Betrag wurde auch an dem nach Osten zeigenden, rund 51 m langen Telerocmeter gemessen. Daraus folgt, dass sich der äusserste Verankerungspunkt (Tiefe 27 m) des betrachteten Telerocmeters praktisch nicht bewegt hat, d. h. dass der Radius des Einflussbereiches etwa dem 3fachen Hohlraumdurchmesser entspricht.

Die lotrechten Verschiebungen im Tunnelscheitel sind viel weniger ausgeprägt. Die felsstatischen Berechnungen, die mit Hilfe des vorher genannten Programmes durchgeführt wurden, haben Verschiebungen der gleichen Grössenordnung wie diejenige der Messungen ergeben. Bei einer geschickten Wahl der Berechnungsgrundlagen (primärer Spannungszustand; Materialkennwerte) innerhalb der durch die Versuche gefundenen Grenzen ergibt sich eine gute Übereinstimmung von Berechnung und Messungen.

#### 5. Schlussbemerkungen

Die endgültige Bewertung der Messergebnisse ist noch nicht abgeschlossen, so z. B. die Auswertung der Deformationsmessungen, die den Einfluss der nahe liegenden zweiten Tunnelröhre (Ausweitung im Laufe des Oktobers 1972 erfolgt) auf die bereits erstellte Röhre zeigen.

Abschliessend möchten wir allen Beteiligten danken: Dem Bauherrn (Stadt Luzern und ASF) dafür, dass die erforderlichen Kredite bereitgestellt wurden, und den verschiedenen Messequipen für ihren grossen Einsatz. Gleichzeitig soll auch erwähnt werden, dass sich unseres Erachtens der Aufwand gelohnt hat, weil das Spritzbetongewölbe über grosse Strecken in geringerer Stärke ausgeführt werden konnte, als wir ursprünglich angenommen hatten.

#### Literatur

- [1] Mechanischer Tunnelvortrieb für die N2 in Luzern: «Schweizer Baublatt» 81 (1970), H. 96, S. 1–6.
- [2] K. Kovári: Ein Beitrag zum Bemessungsproblem von Untertagebauten. «Schweiz. Bauzeitung» 27 (1969), H. 37.
- [3] M. Gysel: Felsmechanik – Theorie und Anwendung. «Strasse und Verkehr» 56 (1970), H. 1.
- [4] E. Beusch und W. Studer: Ausbruch und Verkleidung des Sonnenbergtunnels. «Schweiz. Bauzeitung» 90 (1972), H. 36, S. 853–857.
- [5] M. Gysel: Zur optimalen Anwendung geomechanischer Methoden beim Tunnelbau. TU Berlin, in Vorbereitung.

Adresse der Verfasser: E. Beusch, dipl. Bauing. ETH, und M. Gysel, dipl. Bauing. ETH, Motor-Columbus Ingenieurunternehmung AG, 5400 Baden.