

Auswertung von Messergebnissen aus dem Tauerntunnel

Autor(en): **Amberg, Walter**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **95 (1977)**

Heft 42

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73474>

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.

Zusammenstellung der Versuchsergebnisse (Mittelwerte)

Felsart	Herkunft	Anzahl		Allg. klassifizierende Kennwerte			Schubwiderstand		
		Objekte	Proben	Raumgewicht	einachsige Druckfestigkeit	echte Kohäsion	Scherparameter (Mittelwerte) ³⁾		
		Stück	Stück	γ g/cm ³	$\beta_{\text{korrr}}^1)$ kg/cm ²	$c_0'^2)$ kg/cm ²	σ_N -Bereich kg/cm ²	c kg/cm ²	φ°
A Boden/Fels-arten									
- Silt	a)	2	12	2,17	(3)	0,2	2-4	0,37	22
B wenig strukturierter Fels									
- Siltstein	a) c)	4	6	2,43	340	(16,8)	16-20	0,86	27
- Sandstein	a) b) c) e)	8	13	2,39	510	13,0	20-30	0,62	35
- Kalkstein	a) f) e) i)	7	22	2,67	820	17,4	16-20	0,38	35
C Mergelarten									
- bituminöser Mergel	a)	3	10	2,37	28	2,9	8-12	1,01	18
- toniger Mergel/ Kluftfüllmaterial	a) c) g)	14	37	2,34	22	0,9	2-4	0,26	24
- Valanginienmergel	a)	1	10	2,69	320	(n.b.)	8-12	0,90	24
- sandiger Mergel	a)	11	23	2,51	145	7,2	8-12	0,67	30
D Schiefer (diverse Arten)									
- unverwitterter Stadschiefer	a) e) h)								
Glimmerschiefer									
Biotit-Serizit-Schiefer									
Tonschiefer									
Bündnerschiefer		8	26	2,68	380	15,1	12-16	0,74	30
E Gneis, Granit	a) i)	3	4	2,67	1000	57	20-40	1,43	30
F Gips/Anhydrit	h)	1	1	2,41	280	49	30-40	0,95	37
Total		38	164						

Herkunft des Probenmaterials:

- a) Schweiz b) Luxemburg c) Frankreich d) Italien e) Spanien
f) Honduras g) Chile h) Pakistan i) «unbekannt»

Bemerkungen:

¹⁾ β_{korrr} = auf $d/l = 1$ korrigierte einachsige Druckfestigkeit

²⁾ c_0' = $\Delta\tau_{\text{max}} = \tau_{\text{eff}} - \tau$ mittlere Scherkurve

³⁾ Mittelwerte: gültig für den angegebenen Bereich

möglichkeit meist nur beschränkt vorhanden ist und jedenfalls – bei den tonig-mergeligen Materialien – grössere Zeitspannen zum Ausgleich nötig sind, ist es berechtigt, die aufgrund der totalen Spannungen ermittelten Scherfestigkeiten zu verwenden, so wie wir sie im Fels-Scherversuch nachzubilden versuchen.

Diese vereinzelteten Versuchsergebnisse weisen u.E. somit darauf hin, dass es in erster Linie sinnvoll wäre, zur Ermittlung des minimalen Schubwiderstandes den Sättigungsgrad des Versuchsmaterials zu berücksichtigen.

Schliesslich ist zu bemerken, dass unsere diesbezüglichen Versuchsergebnisse das Resultat einer «interessierten Neugier» darstellen und eher Gegenstand einer gezielten Forschungsaufgabe sein müssten.

Zusammenfassung

Da die Schwächung der Tragfähigkeit durch die Diskontinuitäten beträchtlich, wenn nicht vorherrschend ist, ist es wichtig, den entsprechenden Parameter – Schubwiderstand – zu bestimmen. Er ist spannungsabhängig und umfasst in der Regel mehrere Kennwerte. Die eigentliche Restscherfestigkeit darf u.E. als bleibende Eigenschaft betrachtet werden, wogegen die echte Kohäsion sowie der Einfluss der Flächenrauigkeit durch die Art der Beanspruchung vermindert, unter Umständen aufgelöst werden können.

Adresse des Verfassers: B.J. Brugman, dipl. Ing. ETH, c/o Terrex-
peter AG, Stauffacherstr. 130, 3014 Bern.

Auswertung von Messergebnissen aus dem Tauerntunnel

Von Walter Amberg, Locarno*)

Der Tauerntunnel, ein berühmtes Beispiel moderner Tunnelbaukunst, befindet sich in den österreichischen Alpen längs der Tauernautobahn, welche die Städte Salzburg und Villach miteinander verbindet. Der 6,4 km lange, zweispurige Tunnel liegt rund 1300 m ü.M. und ist während der Jahre 1970 bis 1975 erstellt worden.

Bekannt wurde der Tauerntunnel vor allem dadurch, dass bei ihm zum ersten Mal die sog. «Neue Österreichische Tunnelbauweise» (NATM) im Falle eines tiefliegenden Tunnels in stark druckhaftem Gebirge mit Erfolg angewendet worden ist. Diese Bauweise, die sich seitdem auf verschiedenen Baustellen durchgesetzt hat, besteht darin, dass durch Einbringen weicher Stützelemente, wie Spritzbeton und Fels-

anker, die Konvergenzverformungen kontrolliert und in gewissen Grenzen zugelassen werden, so dass die tragende Funktion des umliegenden Gebirges möglichst aktiviert wird. Prof. Rabcevic hat das Vorgehen als empirische Bemessung auf empirisch wissenschaftlicher Grundlage definiert. Wichtig ist dabei, dass das effektive Gebirgsverhalten während des Vortriebes laufend mit systematischen Verformungsmessungen als Funktion der Zeit erfasst wird und dass unter Umständen (z.B. bei tiefliegenden Tunneln) die Stützelemente experimentell dimensioniert werden.

Im Falle des Tauerntunnels sind in verschiedenen Querschnitten während des Vortriebes sehr vollständige Langzeit-Verformungsmessungen und z.T. auch Gebirgsdruckmessungen gemacht worden. Ergänzend dazu sind ebenfalls vereinzelt Felsscher- und Triaxialversuche im Labor durchgeführt wor-

*) Überarbeitete Fassung eines an der Universität Karlsruhe, am 26. Mai 1977, gehaltenen Vortrages.

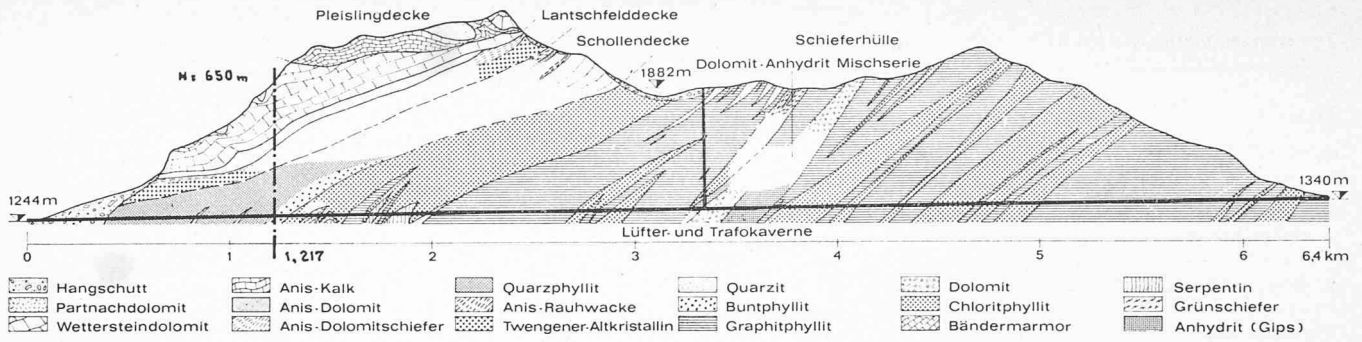


Bild 1. Geologisches Längsprofil durch den Tauerntunnel. Stollen- und Geändeaufnahmen: J. Kaiser und F. Kunz, sowie F. Fehleisen; Unterostalpin: A. Tollmann

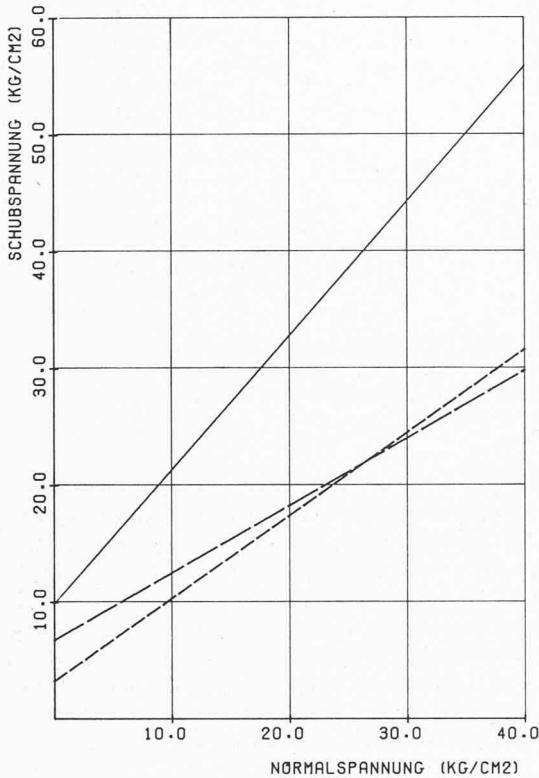


Bild 2. Scherversuche an Graphit-, Serizit- und Quarzphyllit
 ————— ungestörte Probe: $\varphi = 49^\circ$, $c = 9,8 \text{ kg/cm}^2$
 - - - - - Kluft nach Abscheren: $\varphi = 35^\circ$, $c = 3,2 \text{ kg/cm}^2$
 Triaxialversuche
 - · - · - ungestörte Probe: $\varphi = 30^\circ$, $c = 6,7 \text{ kg/cm}^2$

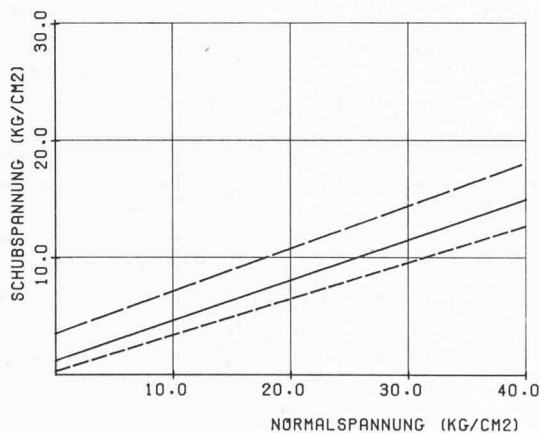


Bild 3. Scherversuche an Graphit-, Serizit- und Chloritphyllit
 ————— ungestörte Probe: $\varphi = 19^\circ$, $c = 1,2 \text{ kg/cm}^2$
 - - - - - Kluft nach Abscheren: $\varphi = 17^\circ$, $c = 0,3 \text{ kg/cm}^2$
 Triaxialversuche
 - · - · - ungestörte Probe: $\varphi = 20^\circ$, $c = 3,5 \text{ kg/cm}^2$

den, die es erlauben, wenn auch nur näherungsweise, die Festigkeitswerte des Gebirges abzuschätzen.

Da meines Wissens bis heute noch keine rechnerische Interpretation mit vollständiger Berücksichtigung aller Messdaten und des effektiven Bauvorgangs vorliegt, habe ich den Versuch unternommen, unter Zuhilfenahme der neusten in unserem Büro entwickelten Programme, dem Problem auf den Grund zu gehen, und das gemessene *Zeit-Verformungsverhalten im Rechenmodell nachzuahmen*.

Bevor wir zu den eigentlichen Betrachtungen übergehen, möchte ich die Gelegenheit benützen und Herrn Direktor *Köllensperger* der Tauernautobahn AG und Herrn *F. Pacher*, Ingenieur-Konsulent für Bauwesen, Salzburg, den besten Dank für die wertvollen Ratschläge und für die Zurverfügungstellung sämtlicher Unterlagen aussprechen.

Geologisch-geotechnische Verhältnisse im Messquerschnitt

In Bild 1 sehen wir den geologischen Längsschnitt des Tauerntunnels und den unserer Untersuchung zu Grunde gelegten Hauptmessquerschnitt bei TKM 1,217. Der Tunnel liegt an dieser Stelle im sog. *Buntphyllit* und die *Felsüberlagerung misst rund 650 m*.

Aus der geologischen Detailbeschreibung der Verhältnisse im Messquerschnitt wollen wir folgendes festhalten: Das Gestein besteht aus einer Wechselfolge von sehr dünnblättrigen z.T. chloritreichen, im Kleinbereich intensiv verfallenen Phylliten und dicken gebankter Quarzphylliten. Wie wir aus den Laborversuchen sehen werden, handelt es sich um eine *Wechselfolge von zwei Gesteinstypen recht unterschiedlicher Festigkeit*. Was die Lagerung anbelangt, fällt die Schieferung unter 30° und streicht praktisch senkrecht zur Tunnelachse. Da der Tunnel die Schieferung im Bereiche des Messquerschnitts gegen die Fallrichtung durchfahren hat, ergaben sich, wie durch den Vortrieb bestätigt, an der Brust sehr ungünstige Stabilitätsverhältnisse. Neben der *Schieferung* weist das Gestein *zwei weitere Kluftsysteme* auf, so dass die Gebirgsmasse praktisch in allen Richtungen durchtrennt ist und ihr Verhalten ungefähr dem eines *isotropen Materials* entspricht.

Laboruntersuchungen zur Ermittlung der Festigkeits-eigenschaften des Felsens

Die Tauernautobahn AG hat uns Resultate von Direktscher- und Triaxialversuchen an fünf charakteristischen Felstypen des Tauerntunnels zur Verfügung gestellt. Da unseres Erachtens im untersuchten Messquerschnitt nur zwei dieser Felstypen anzutreffen sind, beschränken wir uns auf die entsprechenden Ergebnisse. Es handelt sich um den *Felstyp A*, einen *Serizit- oder Graphit-Quarzphyllit*, und um den *Felstyp B*, einen *Serizit-Graphit-Chloritphyllit*. Wichtiges Unterscheidungsmerkmal der beiden Gesteinstypen ist, dass der erste quarzreich und der zweite quarzarm ist.

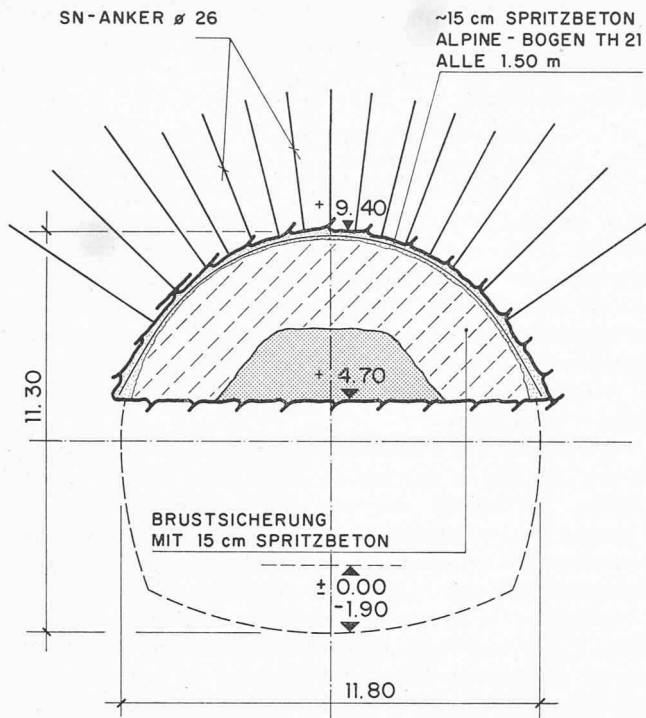


Bild 4. Kalottenvortrieb, Tkm 1,217

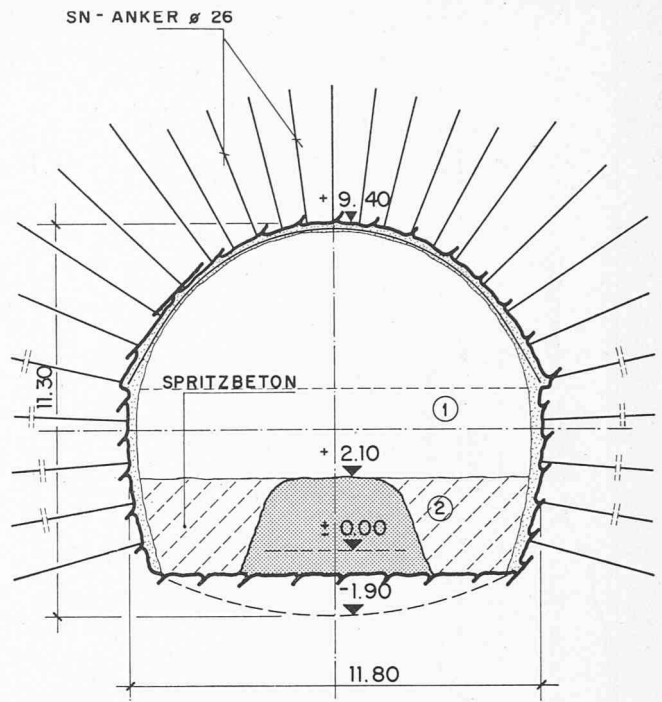


Bild 5. Strossenabbau, Tkm 1,217

Die mittleren Versuchsergebnisse für den Felstyp A sind in Bild 2 dargestellt. Dazu folgende Bemerkungen:

- die Versuche wurden in einem Spannungsbereich zwischen 2 und 40 kg/cm² durchgeführt,
- sie zeigen, dass in diesem Spannungsbereich mit einem geradlinigen Verlauf der Mohrschen Umhüllenden gerechnet werden darf,
- im Triaxialversuch ergeben sich für die ungestörte Probe viel tiefere Werte als im Scherversuch, weil sich der Bruch relativ frei ausbilden kann und dessen Ebene nicht durch die Versuchsanordnung vorbestimmt wird.

Bild 3 zeigt die mittleren Versuchsergebnisse für den Felstyp B. Auffallend sind die sehr niedrigen Festigkeitswerte und die kleinen Unterschiede zwischen den Ergebnissen für die ungestörte Probe und für die Kluft nach dem Abscheren.

Mit den vorliegenden Resultaten ist es natürlich sehr schwierig Werte für die massgebende Gebirgsfestigkeit festzulegen. Wir können aber festhalten, dass der Reibungswinkel etwa zwischen 25° und 30° liegt und dass die Kohäsion nur wenige t/m² betragen wird. Eine exaktere Bestimmung wird auf indirekte Art erst mit der Berechnung möglich, indem versucht wird, die Parameter so zu wählen, dass die berechneten Verformungen und vor allem ihr zeitlicher Verlauf mit den gemessenen in vernünftigem Rahmen übereinstimmen.

Bauvorgang

Im Bereich des Messquerschnittes wurde der Tunnel im *Teilvortrieb* gebaut.

Bild 4 zeigt die erste Bauphase, und zwar den *Kalottenvortrieb*. In der Figur sind ebenfalls die massiven Stützmassnahmen enthalten, die zur Stabilisierung der Ortsbrust notwendig waren. Wir sehen, dass der zentrale Kern an der Brust als Abstützung stehengelassen und dass die übrige Fläche nach jedem Abschlag mit Spritzbeton abgesichert werden musste. Diese Schwierigkeiten lassen sich z.T., wie wir schon erwähnt haben, aus der ungünstigen Orientierung der Schichtung bezüglich des Tunnels erklären, sie weisen aber unfehlbar auf eine geringe Gebirgsfestigkeit hin, und

zwar vor allem, was die Kohäsion längs der Schieferung anbelangt.

Was die Sofortmassnahmen an der Tunnelleibung anbelangt, sind alle 1,50 m Alpinebogen gestellt worden, Armierungsnetze verlegt und mit Spritzbeton eingespritzt worden. Ebenfalls wurde eine Systemankerung mit 4 bis 5 m langen mörtelgebeteten SN-Ankern ausgeführt.

Bild 5 zeigt die zweite Phase des zweistufigen Strossenabbaus. Wir sehen die vollständig ausgeführte Systemankerung mit rund 27 SN-Ankern je 1,5 m Tunnel oder rund 18 SN-Ankern je Laufmeter.

In einer letzten Bauphase wurde dann die Sohle ausgehoben und das Sohlgewölbe betoniert.

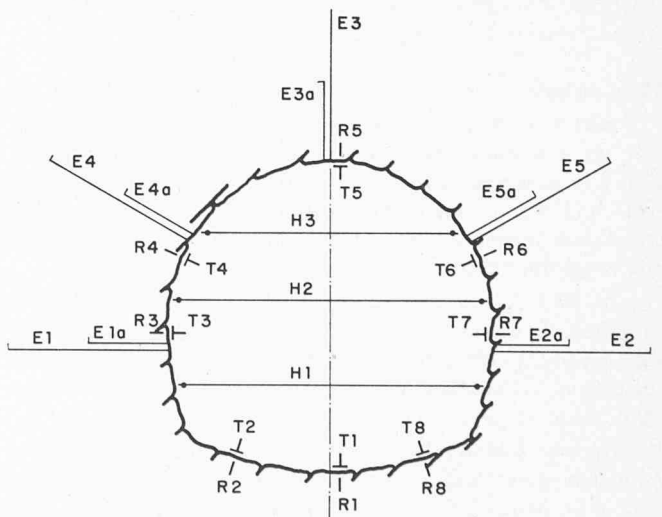


Bild 6. Regelmessquerschnitt, Tkm 1,217

- Legende (Blick in Vortriebsrichtung)
- R 1-R 8: radiale Gebirgsdruckmessdosen
 - T 1-T 8: tangentielle Gebirgsdruckmessdosen
 - H 1, H 2, H 3: Konvergenzstrecken
 - E 1-E 5: Extensometer mit 6 m Länge
 - E 1a-E 5a: Extensometer mit 3 m Länge

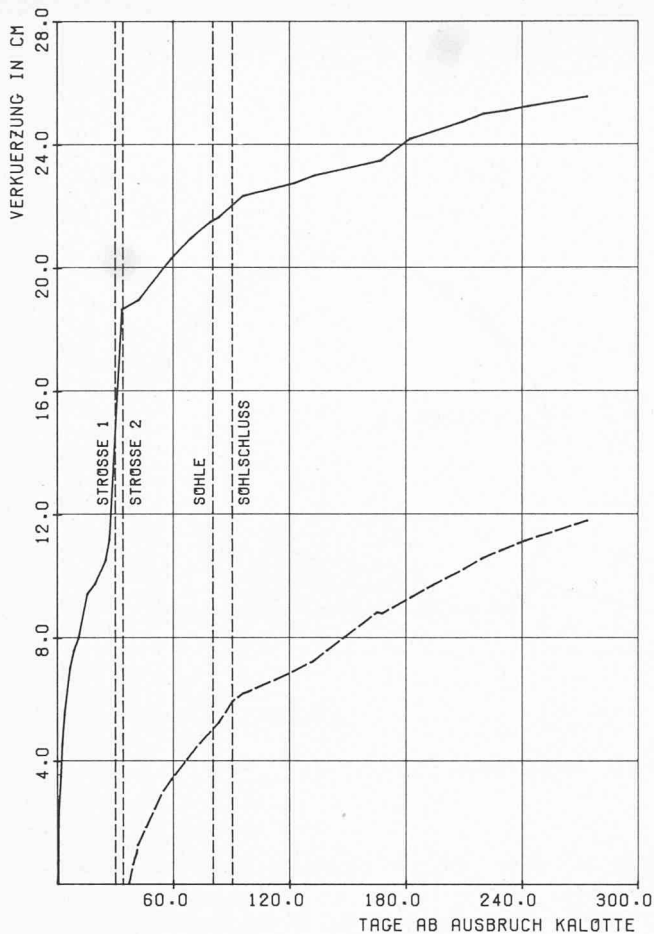


Bild 7. Konvergenzmessungen, Stat. 1217
 ————— Konvergenzstrecke H 3
 - - - - - Konvergenzstrecke H 1

Was die Vortriebsleistung anbetrifft, kann im Bereich des Messquerschnittes mit einer mittleren Leistung von 2,5 m bis 3 m je Tag gerechnet werden. Der Strossenabbau erfolgte rund einen Monat nach dem Kalottenausbruch oder in einem Abstand von rund 80 m. Der Sohlschluss hingegen erfolgte erst rund 90 Tage nach dem Kalottenausbruch oder in einer Distanz von rund 250 m von der Ortsbrust.

Messresultate

Bild 6 zeigt einen *Regelmessquerschnitt* des Tauerntunnels. In den Hauptmessquerschnitten wurden üblicherweise drei Konvergenzstrecken und in fünf radialen Richtungen 3-m- und 6-m-Extensometer installiert. Zur Erfassung der Druckänderungen im Spritzbeton hingegen wurden radiale und tangential Gebirgsdruckmessdosens einbetoniert.

In Bild 7 sind die Resultate der *Konvergenzmessungen* enthalten. Aus dem zeitlichen Verlauf der Verformungen sind alle baulichen Eingriffe sehr schön erkennbar. Die totale gemessene Verkürzung der Konvergenzstrecke H3 erreicht rund 26 cm in rund zehn Monaten.

In Bild 8 sind die Resultate der drei *Extensometer im Kalottenbereich* dargestellt. Die gemessene Endverformung beträgt im Mittel 7,5 cm im Falle des 6-m-Extensometers und rund 5 cm im Falle des 3-m-Extensometers.

Bild 9 zeigt die Resultate der *radialen Gebirgsdruckmessung im Kalotten- und Ulmenbereich*. Es fällt auf, dass die Beanspruchung im Spritzbeton sich nach dem Sohlschluss nur gering ändert, obschon der Ausbruchrand, wie aus der Konvergenzmessung zu sehen ist, sich noch weiter verformt.

Die mittlere radiale Belastung des Spritzbetons nach dem Sohlschluss beträgt rund 15–20 t/m².

Berechnungsmethode

Die Resultate der Konvergenzmessungen zeigen, dass wir es mit *Langzeitverformungen* zu tun haben. Berücksichtigen wir nämlich, dass sich beim Sohlschluss die Ortsbrust rund 250 m vor dem Messquerschnitt befindet, und sich somit die räumliche Wirkung der Tunnelbrust sicher nicht mehr bemerkbar macht, und dass ab diesem Punkt keine baulichen Massnahmen mehr ergriffen worden sind, die Ursache eventueller Verformungen sein könnten, so versteht sich, dass die in den folgenden 175 Tagen eingetretene *Verkürzung der Messstrecke H3 von rund 3 cm* nur durch *viskoses Verhalten des Gebirges* erklärt werden kann.

Wir werden uns deshalb eines Rechenverfahrens bedienen müssen, mit dem es möglich ist, diese Viskosität zu berücksichtigen. Es handelt sich um das Rechenverfahren, das *G. Lombardi* am vergangenen 6. April am Internationalen Symposium für Felsmechanik (Field Measurements in Rock Mechanics) in Zürich vorgetragen hat.

Prinzipiell ist es eine Untersuchung über das *zweidimensionale Verhalten im zentralsymmetrischen Fall* auf der Grundlage der *Visko-Elastizität*. Das Stoffgesetz ist das eines doppelten Bingham'schen Körpers, kombiniert mit einem Hooke'schen Körper. In dieser Art treten *zwei Festigkeitsschwellen* auf, von denen die untere das langfristige und die obere das kurzfristige Gleichgewicht weitgehend bestimmen. Die Steuerung der zeitabhängigen Verformungen geschieht durch Wahl der Viskositätsparameter d.h. durch Festlegen der Dehnungsgeschwindigkeiten in Funktion des Spannungsdeviators.

Zur *Interpretation* der Messungen des Tauerntunnels haben wir folgendes Vorgehen gewählt:

- In einem ersten Schritt ermitteln wir die Kennlinien des Tunnels für das kurzfristige und für das langfristige Gleichgewicht, wobei die beiden Festigkeitsschwellen und die Verformungswerte auf indirekte Art ermittelt werden, indem die berechnete Verformung an der Brust ($t = 0$) und im Tunnel ($t = \infty$) mit den entsprechenden Verformungen, wie sie aus den Messungen hergeleitet werden können, übereinstimmen müssen.
- In einem zweiten Schritt haben wir dann mit denselben Parametern eine visko-elasto-plastische Berechnung durchgeführt und so den zeitabhängigen Verformungsverlauf erhalten. Auch hier mussten die Viskositätsparameter so gewählt werden, dass die berechneten und gemessenen Verformungen möglichst gut übereinstimmen.

Abschätzung des Anfangs- und Endgleichgewichtszustandes

Die totale gemessene Verkürzung der Konvergenzstrecke H3 beträgt rund 26 cm oder als radiale Verformung des Tunnels ausgedrückt rund 18 cm. Berücksichtigen wir, dass die Nullmessung nicht direkt an der Tunnelbrust und sofort nach dem Ausbruch gemacht werden kann, so erhöht sich dieser Wert auf rund 20 cm. Dazu kommt noch die Verformung, die schon vor der Tunnelbrust aufgetreten ist. Was deren Grösse anbetrifft, haben wir leider keine Messresultate oder genauen Anhaltspunkte. Eine Größenordnung lässt sich aber finden, wenn wir berücksichtigen, dass die Tunnelbrust instabil war und somit ein gewisses Eindringen derselben nicht verhindert werden konnte. Ebenfalls weist die rasche Zunahme der gemessenen Konvergenz direkt hinter der Brust auf ein gewisses Mass an Verformung.

Wir dürfen diese vom Tunnel her nicht beobachtbare Verformung in der Größenordnung von 10 cm annehmen. Es ergibt sich somit für das Endgleichgewicht eine absolute radiale Verschiebung des Tunnelrandes von 30 cm.

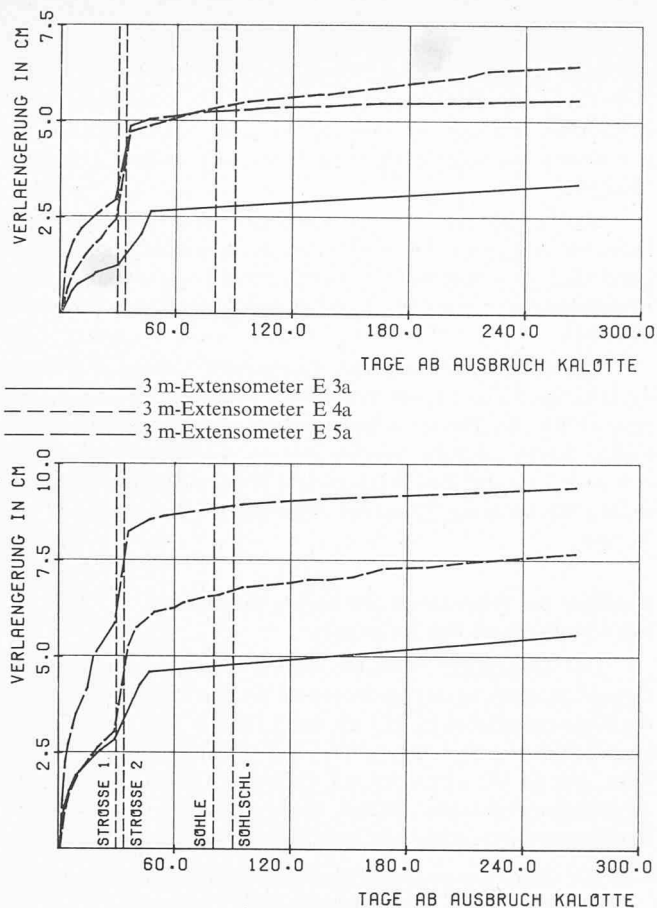


Bild 8. Extensometermessungen, Stat. 1217

- 6 m-Extensometer E 3
- - - 6 m-Extensometer E 4
- 6 m-Extensometer E 5

Was den Stabilisierungsdruck im Endzustand anbelangt, muss die Wirkung des Spritzbetons und die der Systemankerung berücksichtigt werden. Für den Spritzbeton stützen wir uns auf die radiale Gebirgsdruckmessung, nach der im Endzustand ein mittlerer Gebirgsdruck zwischen 15–20 t/m² vorhanden ist.

Für die Ankerung hingegen kann die Stützwirkung nach Bild 10 ermittelt werden. Ihrer Natur nach wirken die Anker als radiale Vorspannung im verdübelten Felsring. Die Vorspannung bei diesen schlaffen Ankern ergibt sich aus der Deformation des Felsens. Voraussetzung dazu ist natürlich, dass nach dem Versetzen der Anker noch Konvergenzverformungen auftreten. In unserem Fall gibt es darüber aber keine Zweifel, denn die Extensometermessung zeigt, dass der verdübelte Felsring sich um rund 6 bis 7 cm ausgedehnt hat. Rechnerisch können wir den Vorspannungseffekt der Anker als zusätzliche Kohäsion in der verdübelten Felszone auffassen.

Punkt (1) in Bild 10 zeigt, wie sich diese zusätzliche Kohäsion berechnen lässt. Die Spannung im Stahl lässt sich dabei abschätzen, wenn wir annehmen, dass nur geringer Schlupf aufgetreten ist und somit die Fließgrenze des Ankerstahls erreicht oder überschritten wird. Auf andere Art kann die Stützwirkung der Anker aber auch als *fiktiver Innendruck* aufgefasst werden. Die Ermittlung dieses Druckes erfolgt gemäss Punkt (2) im Bild. Die Ankerwirkung entspricht danach einem Ersatzstabilisierungsdruck von 8 bis 10 t/m².

Die Stützwirkung des Spritzbetons und der Anker zusammen ergibt sich nun zu

$p = \text{rund } 25\text{--}30 \text{ t/m}^2$ im Endzustand.

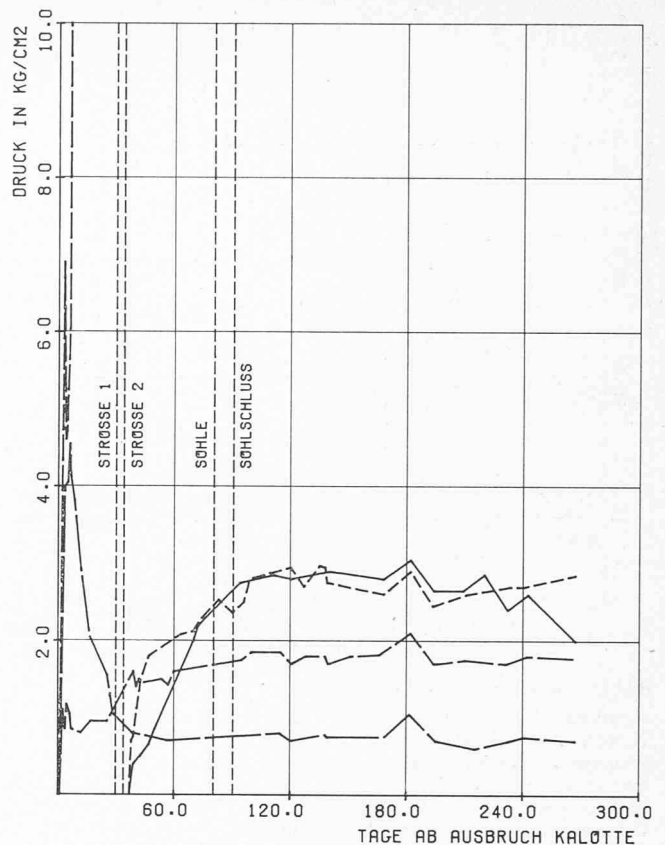
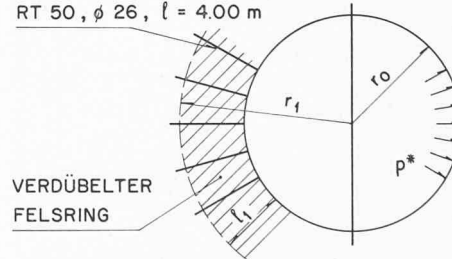


Bild 9. Gebirgsdruckmessungen, Stat. 1217

- radiale Messdose R 3
- radiale Messdose R 4
- radiale Messdose R 5
- radiale Messdose R 6
- - - radiale Messdose R 7

SN - ANKER (1 STK. JE 1.50 m²)
RT 50, ϕ 26, $l = 4.00 \text{ m}$



ANNAHMEN

- $r_0 = 5.80 \text{ m}$
- $l_1 = 3.50 \text{ m}$
- $r_1 = 9.30 \text{ m}$
- $\varphi = 25^\circ / 30^\circ$

① ERHOEHUNG DER KOHÄSION UM C^* IM VERDÜBELTEN FELSRING

- ANKERVORSpannung INFOLGE DEFORMATION

$$Z = \epsilon_e \cdot F_e$$

$$\epsilon_e = 4.5 \text{ t/cm}^2 \rightarrow Z = 24 \text{ t}$$

- ABSOLUTE ZUSÄTZL. KOHÄSION

$$CA^* = \frac{Z}{1.5} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$C^* = CA^* \cdot \text{tg} \varphi$$

φ	25°	30°
C^*	7.5 t/m ²	9 t/m ²

② FIKTIVER INNENDRUCK p^*

RADIALER SPANNUNGSAUFBAU $\Delta \sigma_r$ VON r_0 NACH r_1 INFOLGE p^* IST GLEICH $\Delta \sigma_r$ INFOLGE C^*

φ	25°	30°
p^*	8 t/m ²	10 t/m ²

Bild 10. Abschätzung der Stützwirkung der Anker. Tkm 1,217

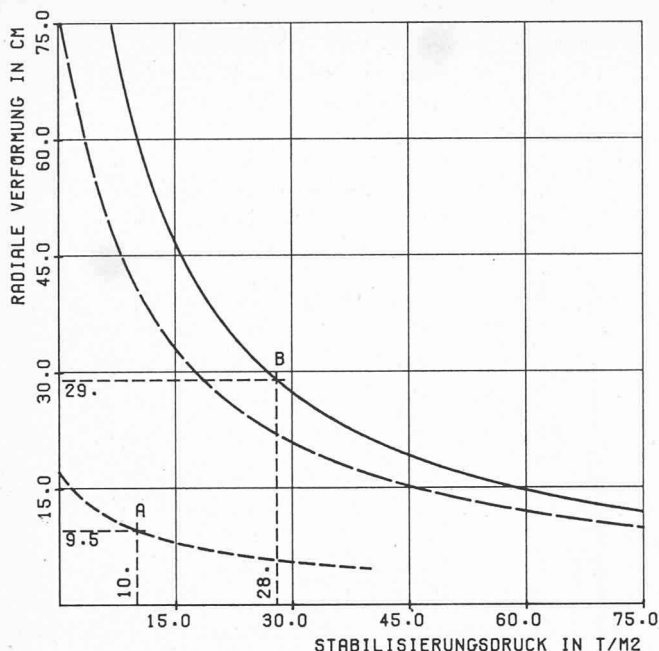


Bild 11. Kennlinien, Tkm 1,217

Annahmen:

Tunnelradius: 5,80 m
 Überlagerungshöhe: 650 m
 spez. Gew. Fels: 2,60 t/m³
 Verformungsmodul: 1000 000 t/m²
 Volumenzunahme im Bruchbereich: 0,10 %
 Festigkeitswerte Anfangszustand Endzustand
 Reibungswinkel 31° 30°
 Kohäsion 6 t/m² 4 t/m²

— Verhalten des Tunnels im Endzustand
 - - - Verhalten des Tunnels im Anfangszustand
 - · - · Verhalten des Tunnels an der Brust

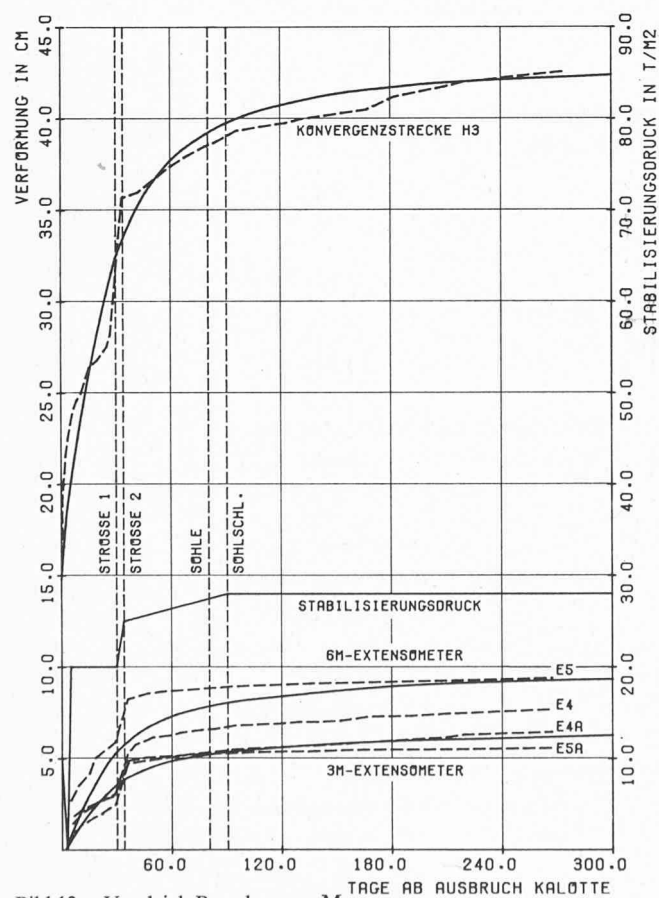


Bild 12. Vergleich Berechnung—Messung

— gerechnet
 - - - gemessen

Bild 11 zeigt die Kennlinien des Tunnels sowohl an der Brust als auch ausserhalb ihres Einflussbereiches. Im letzten Fall sehen wir das Verformungsverhalten im Anfangs- und Endzustand oder anders ausgedrückt, die Kennlinien für die Ermittlung des kurzfristigen und des langfristigen Gleichgewichtes.

Die Festigkeits- und Verformungswerte werden dabei auf indirekte Art genauer ermittelt, indem berücksichtigt werden muss, dass die berechneten Verformungen im Anfangs- und Endzustand mit den oben ermittelten Werten übereinstimmen müssen.

Das Gleichgewicht an der Tunnelbrust ist mit *A* und das Endgleichgewicht mit *B* bezeichnet. Die 10 t/m² Stabilisierungsdruck im Punkt *A* entsprechen der Tragfähigkeit des halben Kerns, und die Verformung an der Tunnelbrust ergibt sich zu 9,5 cm. Im Endgleichgewicht (Punkt *B*) misst die totale radiale Verformung 29 cm bei einem Stabilisierungsdruck von 28 t/m².

Resultate der visko-elasto-plastischen Berechnung und Vergleich mit den Messungen

Der berechnete zeitliche Verlauf der Verformungen in Gegenüberstellung zum gemessenen ist aus Bild 12 sowohl für die Konvergenzstrecke H3 als auch für die 6 m und die 3 m langen Extensometer ersichtlich. Die Abbildung enthält ebenfalls den in der Berechnung berücksichtigten Verlauf des Stabilisierungsdruckes. Dieser muss natürlich den einzelnen Bauphasen entsprechen und wurde folgendermassen bestimmt:

- an der Tunnelbrust entspricht der Stabilisierungsdruck dem Widerstand des halben Felskerns (rund 10 t/m²),
- während des Ausbruches der Kalotte muss dieser rasch auf Null absinken, da ja die stützende Wirkung des Felskerns wegfällt und der provisorische Einbau noch nicht wirkt,
- sobald die Anker und das Spritzbetongewölbe zu tragen beginnen, steigt der Stabilisierungsdruck wieder an und erreicht einen Wert von rund 20 t/m² entsprechend der Tragfähigkeit des provisorischen Einbaus und des noch nicht ausgehobenen Felsmaterials im Strossenbereich,
- infolge Ausbruchs der Strossen und sofortigen Versetzens der Anker im Ulmenbereich ändert sich der Stabilisierungsdruck wieder und steigt auf rund 25 t/m² an,
- ab diesem Punkt haben wir den Stabilisierungsdruck linear auf den Endwert (28 t/m²) beim Sohlschluss ansteigen lassen gemäss dem beobachteten Verlauf der Druckmessungen.

Schlussfolgerungen

In unseren Betrachtungen haben wir versucht, eine reelle Situation im Rechenmodell nachzubilden. Die gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messung zeigt, dass dies uns auch gelungen ist.

Was die Parameterwahl anbetrifft, sehen wir, dass der Praktiker alle möglichen Informationen ausnützen muss, um ein Modell zu erhalten, mit dem die komplizierten Vorgänge in der Natur mit genügender Genauigkeit nachgeahmt werden können. Im vorliegenden Fall verfügten wir leider nur über wenige experimentelle Versuchsergebnisse; es hat sich aber andererseits gezeigt, dass die «in situ»-Messungen eine sehr reiche Informationsquelle sein können, insofern sie rasch nach dem Ausbruch begonnen und über genügend lange Zeit fortgesetzt und insofern sie richtig interpretiert werden.

Was nun den praktischen Wert der Berechnung anbetrifft, möchte ich behaupten, dass im Tunnelbau sowohl gemessen als auch berechnet werden soll. Systematische Messungen, wie sie Bestandteil der NATM sind, sind natürlich sehr zu begrüssen, da sie direkter Ausdruck des effektiven

Gebirgsverhaltens sind und als solcher auch die komplexesten Einflüsse erfassen. Andererseits ist aber eine richtige Interpretation der beobachteten Phänomene nur mit Hilfe geeigneter Rechenverfahren möglich. Solche stehen aber heute in genügender Anzahl zur Verfügung und ihre systematische Verwendung während des Vortriebs ist durchaus wirtschaftlich vertretbar. Andererseits erlaubt die Rechnung, den Einfluss geänderter Parameter, neuer Belastungen oder geänderter Randbedingungen zu berücksichtigen. Wird zum Beispiel in einem Sondierstollen oder in einer Teststrecke das effektive Verhalten durch Messungen erfasst und kennen wir aus Labor und «in situ»-Tests die Gebirgseigenschaften, so können wir ein möglichst naturgetreues Rechenmodell finden mit dem

- ganz verschiedene Bauverfahren theoretisch untersucht und miteinander verglichen werden können und
- mit dem das Tunnelverhalten unter geänderten Bedingungen vorausbestimmt werden kann.

Solche *neuen Bedingungen* können zum Beispiel sein: *andere Überlagerungsverhältnisse, andere Gebirgseigenschaften, oder andere neue Belastungen, wie Wasserdruck, Quellerscheinungen* usw.

Wichtig ist stets vor Augen zu halten, dass jede Berechnung nur so genau sein kann, als die Parameter gut zutreffen.

Adresse des Verfassers: *W. Amberg*, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro Dr. G. Lombardi, Postfach, 6601 Locarno.

Stellungnahme zum Aufsatz von W. Amberg

Von **Franz Pacher**, Salzburg

Ich begrüße diese Arbeit sehr und sehe die Notwendigkeit, solche Berechnungen und Vergleiche anzustellen, vor allem in dem Umstand, dass trotz Ausschöpfung aller möglichen Kennwertbestimmungen und aller Rechenmethoden es meiner Meinung nach noch nicht so weit ist, derartige exakte Vorausbemessungen zu machen, wie dies im Beton- oder Stahlbau, selbst in der Bodenmechanik möglich ist. Dies gilt vor allem für tief gelegene Tunnel. Erst gross angelegte Rückrechnungen können und werden uns die charakteristischen Gebirgskennwerte liefern, darunter Angaben über die noch weitgehend unbekannt, aber so wichtige «Viskosität» des Gebirges.

Im Einzelnen sei dazu ausgeführt:

1. Das *Rechenergebnis* ist ganz wesentlich von den *eingelebten Parameterwerten abhängig*, die ihrerseits streuen. Das Resultat hängt bekannterweise ab von

- dem *Festigkeits- und Formänderungsverhalten der «Gesteine»*, das man nur beschränkt und nur für begrenzte Probengrößen gültig bestimmen kann,
- den *geologisch-tektonischen Verhältnissen* und den *Überlagerungshöhen*, die sich in der Primärspannung niederschlagen, deren Grösse man ebenfalls nur äusserst ungenau ermitteln kann,
- der *Vorgangsweise beim Ausbruch* (aber auch dem tunnelbautechnischen Können der Firma usw.), was in der Rechnung nur begrenzt nachgebildet werden kann, desgleichen von der Art und Wirkungsweise der eingebauten Sicherungsmassnahmen.

Die Berechnungen der Gebirgsdrücke und der zu erwartenden Deformationen im voraus sind daher besonders in tieferliegenden Tunneln bestenfalls nur als eine *Vorbemessung* zu werten.

Um die vorgenannte Bemessung und andere Überlegungen anstellen zu können, halte ich es für äusserst wichtig, die geotechnischen Untersuchungen *vor* Inangriffnahme der Bauten so gründlich als möglich durchzuführen und zur Kontrolle auch *während* der Bauarbeiten weiterzuführen (Beispiele: Tauern- und Arlberg-tunnel).

2. Die laufenden geotechnischen Gebirgskennwertbestimmungen und die messtechnische Überwachung sollen die Richtigkeit der eingegebenen Parameter kontrollieren und auch das Gebirgsverhalten bzw. die Verformungszustände überwachen.

Zur Kontrolle des Gebirgsverhaltens (in Summe) stehen uns nur wenige Messmöglichkeiten zur Verfügung, es sind dies Deformationsmessungen, Gebirgsdruckmessungen, Extensiometer- und Ankerzugmessungen.

Da die Deformationsmessungen am einfachsten auszuführen sind, werden diese am meisten benützt. Im nicht standfesten Gebirge dienen sie neben Vorbohrungen zur Erkundung der geologischen Verhältnisse, ferner dazu, den Sicherungsvorgang während der Bauarbeiten zu steuern. Die Messungen erstrecken sich weiter auf den Gebirgsdruck von aussen, den Normaldruck im Spritzbeton und - in besonderen Fällen - den Normaldruck im Innenring, um die Gebirgsdruckwerte bzw. die Berechnungsergebnisse zu prüfen.

Erst auf Grund der nachgewiesenen Stabilität und der aufgetretenen Drücke im Aussen- oder Innenring kann der «Stand sicherheitsnachweis» angetreten werden.

3. Die Erfahrung zeigt, dass die Auskleidungen auch in tiefgelegenen Tunneln meist nur relativ geringe Spannungen erleiden, obwohl sie unter hohen bzw. verschiedenen hohen Überlagerungsdrücken stehen.

4. Wenn Berechnungen vorgelegt werden, über deren Bedeutung keine Zweifel bestehen, dann soll - um diese in ihrer Richtigkeit oder in ihrem Wert beurteilen zu können - auch genau angegeben werden

- welche Parameter wurden verwendet, auf welche Art und Weise wurden sie gewonnen bzw. von woher wurden sie übernommen;
- wie gross ist die Streuung der Parameter, wie ausreichend sicher ist ihre Bestimmung;
- welche Auswirkung auf das Rechenergebnis hat die mögliche Streuung der Parameter, d.h. es ist jeder einzelne Faktor in seinen Auswirkungen auf das Ergebnis zu analysieren und aufzuzeigen;
- welche Auswirkungen auf das Ergebnis hat das Rechenverfahren bei Vernachlässigungen, Vereinfachungen usw.

Aus dem so dargestellten Breitband der Ergebnisse ist meiner Meinung nach erst eine zutreffende Beurteilung richtig und möglich.

Eigene Erfahrungen haben gezeigt, dass die Rechenergebnisse manchmal einen sehr weiten Spielraum aufweisen. Meiner Meinung nach kann man die Tunnelbelastung und -deformation nur vorher bestimmen, wenn die Bedingungen gut bekannt sind oder sie vergleichsweise aus ähnlichen Tunnelvorhaben abgeleitet wurden. Daher sind solche Berechnungen, die im Nachhinein die Übereinstimmung mit der Natur herstellen, besonders wertvoll. Erst daraus können die Gesetzmässigkeiten zusammenhängender Abläufe abgeleitet und - womöglich durch Modellversuche erhärtet - in ähnlich gelagerten Fällen angewendet werden.

Adresse des Verfassers: *Dr. F. Pacher*, Büro für Fels- und Tunnelbau, Franz-Josef-Strasse 5, A-5020 Salzburg.