

Tunnelbau in druckhaftem Gebirge – Eine Herausforderung für die neuen Alpentransversalen

K. Kovári

Institut für Geotechnik, ETH, Zürich, Schweiz

F. Amberg

Amberg Ing.-Büro AG, Regensdorf, Schweiz

H. Ehrbar

Electrowatt Engineering AG, Zürich, Schweiz

ZUSAMMENFASSUNG: Die Planung langer, tiefliegender Basistunnel durch die Alpen verleiht dem Problem des Tunnelbaus in druckhaftem Gebirge hohe Aktualität. Nach einer kurzen Schilderung der Bau erfahrung und einem Rückblick auf die ersten wissenschaftlichen Ansätze zur Erklärung der mannigfaltigen Äusserungen des echten Gebirgsdrucks wird das Projekt des 57 km langen Gotthard Basistunnels in groben Zügen dargestellt. Anschliessend werden die Ergebnisse der Projektierungsarbeit für das Los Sedrun erläutert, wo längere Strecken druckhaften Gebirges prognostiziert sind. Das Konzept beruht auf dem Vollaussbruch mit systematischer Sicherung der Ortsbrust und der Kontrolle einer eingeplanten Konvergenz mit Stahlausbau nach Toussaint-Heintzmann sowie radialer Systemankerung.

1 EINLEITUNG

Die Bezeichnung „druckhaftes Gebirge“ stammt aus der Pionierzeit des Tunnelbaus in den Alpen. Die vielseitigen Äusserungen des Gebirgsdrucks gliederte man schon sehr früh in die drei Gruppen Auflockerungsdruck, Quelldruck und echter Gebirgsdruck. Entsprechend wurde das beobachtete Gebirgsverhalten durch Ausdrücke wie „nachbrüchiges“, „blähendes“ und „druckhaftes“ Gebirge beschrieben. Man war sich bereits im letzten Jahrhundert im klaren, dass hinter diesen drei Haupttypen des Gebirgsdrucks grundlegend verschiedene physikalische Mechanismen am Werke sind [1]. Solche können dabei auch in überlagerter Form auftreten; so ist es beispielsweise denkbar, dass in einem tonhaltigen Fels geringer Festigkeit die Bruchvorgänge im Gestein von Quellerscheinungen begleitet werden.

Druckhaftes Gebirge zeichnet sich durch die Tendenz aus, den Hohlraum zu schliessen (Abb. 1). Die zeitliche Entwicklung der Hohlraumverengung wird als „Konvergenz“ bezeichnet. Das unter den vorherrschenden Spannungen bestehende Kriechvermögen des Gebirges ist eine Grundvoraussetzung für das Auftreten des echten Gebirgsdrucks. Da der Einbau gegen die zunehmende Konvergenz Widerstand leistet, entsteht als Reaktion der Druck. Gebirgsdruck und Gebirgsverformung sind somit wesentlich miteinander verknüpft. Auf den Ausbau bezogen bezeichnet man den Gebirgsdruck als Gewölbebelastung, auf das Gebirge bezogen als Ausbauwiderstand; dadurch werden klar zwei Aspekte (Aktion und Reaktion) des gleichen Sachverhaltes zum Ausdruck gebracht. Überschreitet der Gebirgsdruck die Tragfähigkeit des Ausbaus, so wird dieser beschädigt oder gar zerstört, wobei die Verengung des Hohlraumes weiterschreitet, bis ein neues Gleichgewicht erreicht wird. Bei der Verletzung des vorgesehenen Lichtraumprofils des zeitweilig gesicherten Ausbruchs ist ein Nachnehmen des Gebirges unumgänglich (Abb. 2). Solche Sanierungsarbeiten sind zeitaufwendig und mit einem hohen Kostenaufwand verbunden.

Im Rahmen eines im Auftrag der Projektleitung AlpTransit der Schweizerischen Bundesbahnen und der BLS AlpTransit AG ausgeführten Forschungsprojektes [2] wurden kürzlich die in den letzten 25 Jahren weltweit gemachten Erfahrungen im Verkehrstunnelbau in druckhaften Gebirgszonen aufgearbeitet und nach einheitlichen Gesichtspunkten dargestellt. Der Bericht soll



Abb. 1 (links): Die Sanierung einer verdrückten Stollenstrecke mit Anpassung der Profilform (Sicherheitsstollen Gotthard Strassentunnel, Schweiz)

Abb. 2 (rechts): Nachnehmen eines verdrückten Tunnels (Kinik-Tunnel, Türkei)

den Blick für die mannigfaltigen Erscheinungsformen des echten Gebirgsdrucks schärfen und so das Verständnis für tiefere Zusammenhänge fördern. Da das Gebirgsverhalten untrennbar von den angewendeten Bau- und Betriebsweisen und der Art des zeitweiligen Ausbaus ist, war es unerlässlich, neben den Angaben über die geologischen Verhältnisse den jeweils durchgeführten Bauvorgang so präzise wie möglich zu beschreiben. Aus den insgesamt 17 Falldarstellungen aus Italien, Japan, Österreich, der Türkei und der Schweiz drängt sich die Schlussfolgerung auf, dass die Entwicklung im modernen Verkehrstunnelbau dahingeht, auch druckhafte Strecken möglichst grossflächig auszubrechen, was einen hohen Grad an Mechanisierung erlaubt. Dies bedingt in der Regel eine systematische Stabilisierung der Ortsbrust, welche dank dem technologischen Fortschritt in den letzten Dekaden rationell ausgeführt werden kann.

2 ERKENNTNISSE AUS DER BAUERFAHRUNG

Aus der weltweit im Tunnelbau in druckhaftem Gebirge gemachten Erfahrung ergeben sich folgende empirische Tatbestände [3]:

- Langanhaltende, grosse Verformungen bzw. grosser Gebirgsdruck treten nur in Gesteinsarten geringer Festigkeit und hoher Verformbarkeit auf. Ein ausgesprochenes Kriechvermögen ist eine wichtige Voraussetzung für die Äusserungen dieser Gebirgsdruckart. Phyllite, Schiefer, Serpentin, Tonsteine, Tuff, gewisse Flyscharten und zersetzte ton- und glimmerhaltige Tiefengesteine sind typische Beispiele für solche Gesteinsarten. Bei der Durchörterung einer 42 m langen Strecke im Simplontunnel stiess man auf ein Gebirge, welches „erschien als eine teigige Masse, in der Hauptsache aus weichem Glimmerkalk bestehend“. Die Überwindung dieses kurzen Abschnittes beanspruchte 7 Monate [4].
- Der Gebirgsdruck nimmt mit zunehmender Gebirgsverformung ab. In extrem druckhaftem Gebirge war früher die Hinnahme grosser Querschnittsverengungen und das damit verbundene Nachprofilieren sowie Auswechseln des Einbaus die einzige Möglichkeit, den Gebirgsdruck zu beherrschen.
- Das Vorhandensein von Gebirgswasser bzw. hohem Porenwasserdruck fördert die Entwicklung von Gebirgsdruck und -verformung. Diese Beobachtung wird immer wieder durch die günstige Wirkung einer Gebirgsdrainage in Form eines vorausseilenden Pilot- oder Parameterstollens bestätigt.
- Die Gebirgsverformung ist in der Regel nicht gleichmässig über das Ausbruchprofil verteilt. Oft sind Sohlhebungen praktisch nicht relevant, obwohl in den Ulmen und in der Firste gros-

se Verformungen auftreten. In vielen Fällen stellen überdies die Verformungen der Ortsbrust bzw. deren Stabilität keine praktischen Probleme dar. Beim Vollausbuch grösserer Profile verlangt die Stabilisierung der Ortsbrust mitunter aufwendige Massnahmen [5].

- Die Intensität der Gebirgsverformung bzw. des Gebirgsdrucks in einer druckhaften Strecke variiert in der Regel stark. Bei gleichbleibender Ausbruchssicherung, gleicher Überlagerungshöhe und derselben lithologischen Einheit lassen sich häufig auf kurzer Distanz sprunghafte Änderungen der Konvergenzen um ein Vielfaches feststellen. Darin liegt eine der Hauptursachen für Rückschläge, die in gewissen Fällen trotz ausreichender Erfahrung und Sachkenntnis der verantwortlichen Ingenieure vorkommen können.
- Der Einfluss der Überlagerungshöhe auf die Äusserungen des druckhaften Gebirges konnte bis anhin rein empirisch nicht eindeutig festgestellt werden. Der Grund liegt darin, dass die wechselhaften Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Gebirges einen viel grösseren Einfluss auf Verformung und Druck haben als die Überlagerungshöhe. Unser Wissen über die ungünstige Wirkung der Überlagerung ist somit rein theoretisch begründet.

Schliesslich sei an dieser Stelle noch auf zwei Aspekte hingewiesen:

Zum einen ist man nicht in der Lage, eine präzise quantitative Definition für den Ausdruck „druckhaftes Gebirge“ anzugeben. Es besteht allerdings Einstimmigkeit darüber, dass der Zeiteffekt eines der hervorstechendsten und untrüglichen Merkmale des druckhaften Gebirges darstellt. Er ist bedingt - wie weiter oben ausgeführt - durch die kombinierte Wirkung der Gebirgseigenschaften, des Porenwassers und der Überlagerungshöhe.

Zum andern spielt bei der Überwindung einer druckhaften Strecke die korrekte Ausgestaltung des Vertrages zwischen Bauherr und Unternehmer eine besonders wichtige Rolle. Dies ist verständlich, da die Kosten je Tunnelmeter hoch und die Vortriebsleistungen gering sind.

3 GESCHICHTLICHER RÜCKBLICK ZUR ERKLÄRUNG DER GEBIRGSDRUCK-ERSCHEINUNGEN

Die ersten theoretischen Ansätze zur Erklärung der Äusserungen des echten Gebirgsdrucks sind eng verknüpft mit dem Bau des rund 20 km langen Simplontunnels, der eine max. Überlagerungshöhe von über 2100 m aufweist. Der Simplontunnel I wurde in der Zeitspanne 1898 – 1906, der Simplontunnel II zwischen 1912 – 1921 gebaut. Die lange Bauzeit der zweiten Tunnelröhre ist auf kriegsbedingte Unterbrüche zurückzuführen. Der Alpengeologe Heim warnte in einer damals in der Fachwelt viel beachteten Arbeit [6] vor den, nach seiner Ansicht unüberwindbaren Schwierigkeiten des Tunnelbaus in grossen Tiefen. Er behauptete, dass „sich von jedem Gestein eine Säule denken lässt, so hoch, dass ihr Gewicht die Festigkeit des Gesteins übersteigt, so dass also ihr Fuss zerdrückt wird. Je nach der grösseren und geringeren Gesteinsfestigkeit wird diese Säule höher oder niedriger sein, stets aber wird der gedachte Fall eintreten“. Unter „Festigkeit“ verstand Heim die einachsige Druckfestigkeit des Gesteines [7]. Er war der Ansicht, dass in einem solchen Zustand „hydrostatische Verhältnisse“ herrschen würden und prägte den Begriff „latente Plastizität“. Er nahm ferner an, dass „die innere Reibung unter dem allseitigen Druck so vermindert wird, dass eine Umlagerung bruchlos erfolgen kann, das Gestein zu fliessen beginnt, wie das Eis der Gletscher fliesst (...). Das Material sucht in den Tunnelhohlraum zu strömen“. Daraus schloss er, dass der Tunnelbau je nach vorhandener Gesteinsfestigkeit von einer bestimmten kritischen Tiefe an technisch nicht beherrschbar sei. Es war Wiesmann [8], einer der hauptverantwortlichen Ingenieure beim Bau des Simplontunnels, welcher die Fehler in den Überlegungen von Heim aufdeckte: Zum einen ist für das Verhalten des Gebirges in der Umgebung eines Hohlraumes nicht die einachsige, sondern die dreiachsige Druckfestigkeit des Gesteins massgebend: „Die Tragfähigkeit von Körpern unter Einschluss, das ist die eigentliche Gebirgsfestigkeit“. Er konnte bereits auf die triaxialen Druckversuche von Kármáns [9] an Marmor aus dem Jahre 1905 zurückgreifen. Zum andern lässt sich das Verhalten eines Gesteins im plastischen Zustand nicht mit jenem einer Flüssigkeit vergleichen. In einer viskosen (Newtonschen) Flüssigkeit ist es in der Tat nur eine Frage der Zeit, bis sich ein hydrostatischer Spannungszustand einstellt. Die Gesteine verhalten sich jedoch infolge der inneren (Coulombschen) Reibung ganz anders: nach dem Abklingen von Kriech- und Relaxationspro-

zessen verbleibt wegen der Kohäsion und des Winkels der inneren Reibung ein deviatorischer Anteil des Spannungszustandes, der einen Unterschied zwischen den Hauptspannungen - bei zylindersymmetrischen Verhältnissen zwischen Radial- und Tangentialspannung - in der Umgebung eines Tunnels ermöglicht. Wiesmann erkannte als erster die Bedeutung der Spannungsumlagerungen in der Umgebung eines Hohlraumes sowie den Einfluss des Bruchzustandes auf die Spannungsverteilung, indem er den von der Umlagerung erfassten Gebirgsbereich als „Schutzhülle“ bezeichnete. Wiesmann führte seine Argumentationen in qualitativer Form durch und stützte sich auf die ihm schon bekannte Bau erfahrung in druckhaftem Gebirge, auf die Erkenntnisse aus Triaxialversuchen und auf die Spannungsverteilung in einer gelochten elastischen Scheibe. Er erkannte und begründete auch ganz klar die Beziehung zwischen Gebirgsdruck und -verformung: „Es wird mit jedem Bruchteil eines Millimeters, den die Gebirgsmasse vordringt, die Stärke des ausgeübten Druckes abnehmen“.

Der erste rechnerische Ansatz zur Beschreibung der Spannungsumlagerung in einer gelochten Scheibe unter Berücksichtigung eines Bruchkriteriums stammt vom Brückenbauer Maillart [10], der 1923 den Begriff der „Schutzhülle“ für nunmehr überholt betrachtete. Es entspricht in der Tat einem grossen wissenschaftlichen Fortschritt, gesondert von einer plastischen Zone und einem elastischen Bereich zu sprechen, wo das Gebirge bis an die Grenze seiner dreiaxigen Druckfestigkeit beansprucht wird resp. dies nicht mehr der Fall ist. Von Maillart stammt auch die einprägsame Formulierung: „Sofern wir eine Verkleidung des Stollens anordnen, die einem Aussendruck standhalten kann, wird die Druckfestigkeit des Gebirges erhöht und somit befähigt, sich selbst zu tragen“. Die weiteren, international breit abgestützten, theoretischen Entwicklungen führten zum sog. „Kennlinienverfahren“, welches der Ermittlung des Gebirgsdrucks dient. Unter Kennlinie versteht man die funktionelle Beziehung zwischen der Radialverschiebung am Rand der gelochten Scheibe und des dort wirksamen Ausbauwiderstandes. Die Kennlinie ist somit rein theoretisch beschränkt auf die Verhältnisse eines drehsymmetrischen Zustandes: dies gilt sowohl für die Profilform (Kreis) als auch für die Materialeigenschaften (Homogenität, Isotropie), den primären Spannungszustand (hydrostatischer Zustand) und den Ausbauwiderstand. Zur ausführlichen analytischen Ableitung der Kennlinie sei auf das Schrifttum verwiesen [11 – 14]; die ersten Arbeiten zu ihrer praktischen Anwendung bei der Bestimmung des Gebirgsdrucks stammen von Mohr [15] und Lombardi [16]. Pacher schlug 1964 [17] eine Kennlinie besonderer Form vor, welche den Tunnelbauer in die Lage versetzen sollte, den Ausbauwiderstand zu optimieren. Müller sprach [18] vom „Pacher’schen Konzept der gezielten Entspannung, um ein Minimum an aufzunehmendem Ausbauwiderstandes für provisorische Verkleidung zu erzielen.“ Er behauptete, dass „die Theorie des Gesamtkonzeptes der NÖT auf Pacher’s Ausbau kennlinien fusst“. Kovári erhob 1993 [19] Einwände gegen eine solche Theorie und machte deutlich, dass die Optimierung des Ausbauwiderstandes im Sinne der NÖT grundsätzlich nicht möglich ist, da ihre Voraussetzung - die muldenförmige Gebirgskennlinie nach Pacher - aus der Luft gegriffen ist. Demgegenüber setzte sich Kolymbas in seinem kürzlich aufgelegten Lehrbuch [20] im Kapitel über die NÖT für die Pacherkurve ein, indem er schrieb, sie sei sinnvoll, hätte aber bisher weder durch Messungen noch durch numerische Simulation nachgewiesen werden können. Damit gibt aber Kolymbas jenen Recht, welche die Berichte von Rabcewicz, Müller und anderer über die angebliche Anwendung der Pacherkurve bei Vorzeige-

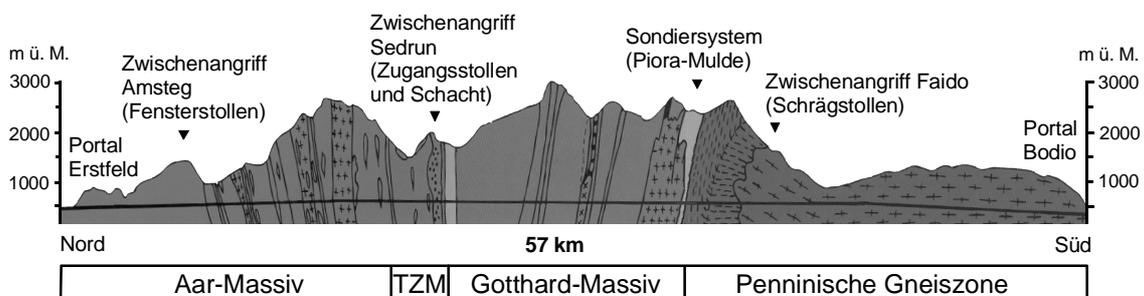


Abb. 3: Geologisches Längsprofil des Gotthard Basistunnels

projekten der NÖT schon immer bezweifelt haben. Die Verwirklichung der geplanten neuen Grossprojekte in den Alpen machen den Widerruf der NÖT dringender denn je.

4 STRECKEN DRUCKHAFTEN GEBIRGES IM GOTTHARD BASISTUNNEL

4.1 Das Projekt

Das Gesamtprojekt des Gotthard Basistunnels wurde bereits anderswo ausführlich dargestellt [21 - 23], weshalb wir uns hier auf eine Zusammenfassung der wesentlichsten Elemente beschränken.

Der 57 km lange Gotthard Basistunnel bildet zusammen mit dem 34.5 km langen Lötschberg Basistunnel das Kernstück des AlpTransit Projektes, das vom Schweizervolk in zwei Abstimmungen mit deutlichem Mehr angenommen wurde. Das Projekt bietet die Möglichkeit, den Grossteil des alpenquerenden Güterverkehrs von der Strasse auf die Schiene zu verlagern und den Anschluss der Schweiz an das europäische Eisenbahn-Hochleistungsnetz für den Personenverkehr zu sichern. Die Züge unterfahren die Alpen mit einem maximalen Gradienten von 12.5 ‰ in Tiefen von bis zu 2300 m. Beide Basistunnel verleihen dem System dank den hohen Ausbaugeschwindigkeiten im Personen- und Güterverkehr den Charakter einer Flachbahn.

Für die Basistunnel wurde ein System von zwei Einspurtunnel mit Querverbindungen und Spurwechsellmöglichkeiten gewählt. Zwei sog. Multifunktionsstellen erlauben unter anderem Nothalte und können von Aussen über Zugangsstollen bzw. einen Vertikalschacht erreicht werden; die letzteren dienen während der Bauphase als Zwischenangriff. Der Vertikalschacht in der Nähe des Dorfes Sedrun liegt in einem Gebirgsbereich mit günstigen Felseigenschaften und weist eine Tiefe von 800 m sowie einen Innendurchmesser von 7.5 m auf. Mit dem Abteufen dieses Blindschachtes wurde 1998 begonnen.

4.2 Geologie

In Abb. 3 ist das geologische Längenprofil dargestellt. Neben dem Aarmassiv, welches in seinem Südabschnitt auch vom Lötschberg Basistunnel durchfahren wird, durchörtert der Gotthard Basistunnel weitere kristalline Komplexe: das Tavetscher Zwischenmassiv, das Gotthard-Massiv und die Penninische Gneiszone; sie bestehen vorwiegend aus Graniten, Gneisen und

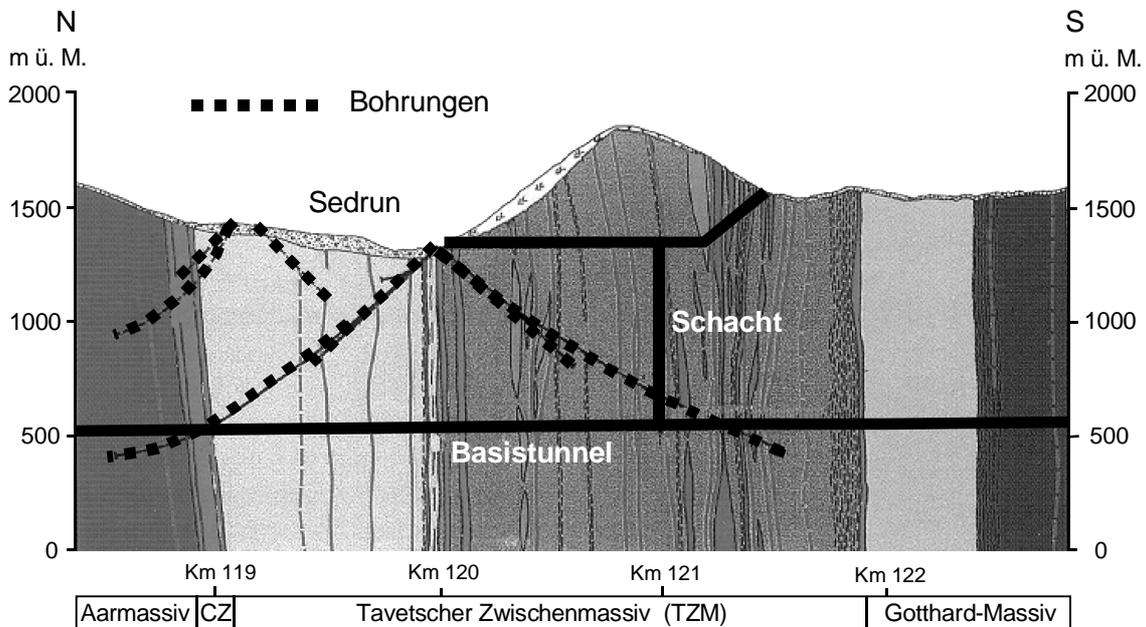


Abb. 4: Sondierbohrungen im Bereich des Tavetscher Zwischenmassivs

Schiefern. Von besonderer Bedeutung sind längere Strecken im Tavetscher Zwischenmassiv (TZM) und in der nördlich angrenzenden sog. Clavaniev-Zone (CZ), wo Gesteine geringer Festigkeit und grosser Verformbarkeit zu erwarten sind (Abb. 4).

Das altkristalline Tavetscher Zwischenmassiv setzt sich aus sehr unterschiedlichen Gesteinsarten zusammen: Gneise wechseln in steilstehender Abfolge mit weichen Phylliten und Schiefern. In den Jahren 1995-97 wurden zwei lange Sondierbohrungen von je knapp 2000 m Länge ins südliche und nördliche Tavetscher Zwischenmassiv vorgetrieben (Abb. 4). Sie ergänzen drei ältere, kürzere Bohrungen und haben beide das Niveau des Gotthard-Basistunnels unterschritten. Im südlichen Teil des Tavetscher Zwischenmassivs sind mit dem Bau des Zugangstollens zum Kopf des Blindschachtes Sedrun auf etwa 1.3 km Länge erste Erkenntnisse vor Ort gewonnen worden; es zeigte sich, dass das Gestein dort besser ist als vorhergesagt wurde. Im nördlichen Teil hingegen muss streckenweise mit einer ungünstigeren Verteilung der Materialeigenschaften gerechnet werden als ursprünglich prognostiziert: rund 70 % einer 1.1 km breiten Zone bestehen aus wenig festen Gesteinen, darunter Kakirite (bei der Gebirgsbildung zu Lockergestein zerriebener Fels). Unsere nachfolgenden Erörterungen konzentrieren sich auf diese Strecke sowie auf die Verhältnisse in der erwähnten Clavaniev-Zone, welche verlehnte Kakirite, phyllitische Schiefer und gneisige Typen des Aarmassivs umfasst.

5 BAUKONZEPT IM LOS SEDRUN

Das Baulos Sedrun erstreckt sich auf einen rund 6 km langen Abschnitt des Tunnels, der vom Schachtfuss nach Norden und Süden aufgeföhren wird. Zu diesem Los gehört auch das Erstellen einer der bautechnisch anspruchsvollen Multifunktionsstellen. Das Baukonzept für den Vortrieb der Tunnelröhre in druckhaftem Gebirge stützt sich auf ein sorgfältig erarbeitetes Baugrundmodell, dessen Elemente aufgrund der Sondierbohrungen festgelegt wurden. Wichtige Aufschlüsse hinsichtlich der mechanischen Eigenschaften des Gebirges lieferten auch die Laborversuche an Bohrkernen. Von besonderem Interesse waren dabei die drainierten und undrainierten Triaxialversuche unter präziser Beobachtung bzw. Vorgabe des Porenwasserdruckes. Trotz des komplexen Aufbaus der kakiritisierten Phyllite erhielt man aus den insgesamt 39 durchgeführten Triaxialversuchen bemerkenswert einheitliche und schlüssige Ergebnisse [24].

Das Baugrundmodell entspricht gesamthaft einem mehrere hundert Meter langen, homogenisotropen Gebirgsbereich mit einer Überlagerungshöhe von 900 m, für welchen keine stützende Wirkung allfällig angrenzender besserer Schichten berücksichtigt wird. Es handelt sich hierbei um eine Abfolge qualitativ unterschiedlicher Gebirgsbereiche, für die jeweils angemessene Baugrundmodelle beschrieben wurden. Bei dem als am ungünstigsten erachteten Felstyp wurden für den Elastizitätsmodul E , den Winkel der inneren Reibung ϕ und die Kohäsion c folgende Werte angenommen: $E = 2 \text{ GPa}$, $\phi = 23^\circ$, $c = 250 \text{ kPa}$ (drainierte Verhältnisse).

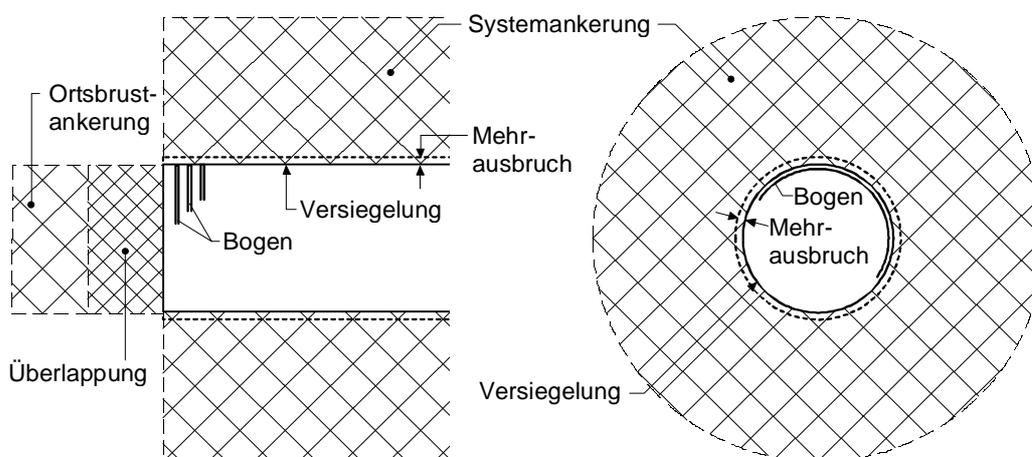


Abb. 5: Schematische Darstellung der vorgesehenen Stützmassnahmen im Vortriebsbereich

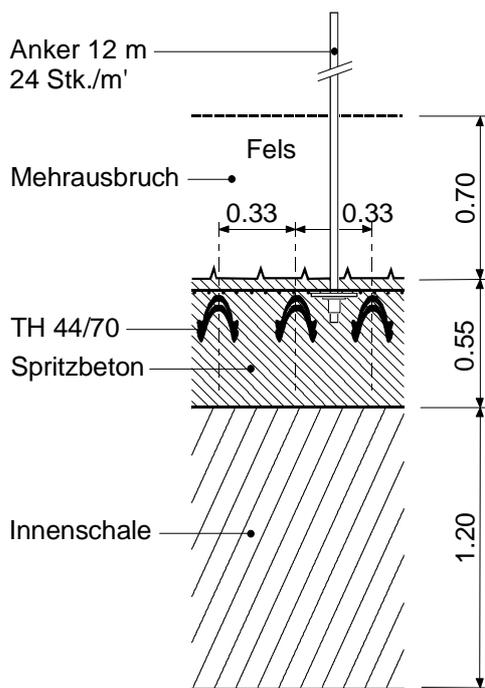


Abb. 6: Schnitt durch den zeitweiligen und endgültigen Ausbau senkrecht zur Tunnelachse (ungünstigster Gebirgsbereich) nach gänzlichem Ausschöpfen der eingeplanten Konvergenz

Im folgenden lassen wir die Diskussion der rechnerischen Untersuchungen beiseite und erwähnen nur, dass das Kennlinienverfahren wertvolle Aufschlüsse über das Zusammenwirken der wichtigsten Einflussfaktoren wie Materialparameter, primärer Spannungszustand, Ausbauwiderstand und Gebirgsverformungen lieferte. Der Einfluss des Porenwassers, des Kriechens und anderer Zeiteffekte sowie des Bauvorganges wurde rechnerisch nicht untersucht. Solche Berechnungen würden die Kenntnis des Materialverhaltens (Stoffgesetze) mit den entsprechenden Materialparametern voraussetzen, welche jedoch nicht mit der für die Zwecke der Praxis ausreichenden Verlässlichkeit und Genauigkeit erfasst werden können. Die Grenzen numerischer Methoden im Tunnelbau sind somit nicht durch jene der zur Verfügung stehenden Berechnungsverfahren gegeben, sondern durch die Erfassung der tatsächlich vorherrschenden Bedingungen im Gebirge.

Das Erkennen der Grenzen der geologischen Prognose in Bezug auf die durchschnittlichen Materialeigenschaften und der Schwankungen derselben entlang des Tunnels sowie die Unzulänglichkeit der erwähnten statischen Berechnungen haben die Bedeutung der Entwurfsarbeit erhöht. Profilgestaltung, Bau- und Betriebsweise sowie Sicherungsmassnahmen sollten so gewählt werden, dass selbst in den geologisch „schlechtesten“ Zonen ein hoher Grad an Mechanisierung der Vortriebsarbeiten möglich ist. Unter „schlechtesten“ Zonen verstehen wir dabei Gebirgsbereiche, in denen als Folge des Ausbruchs besonders grosse Verformungen (Eindringen der Ortsbrust, Querschnittsverengung) bzw. bei deren Hemmung oder Verhinderung extrem grosser Gebirgsdruck zu erwarten ist. Den Projekt Ingenieuren oblag die Aufgabe, aufgrund der zur Verfügung stehenden Information eine längere „schlechteste“ Zone zu definieren, modellhaft darzustellen und das zugehörige Normalprofil samt Baukonzept zu entwerfen. In besserem Gebirge sollte das Konzept der gewählten Vorgehensweise insofern seine Gültigkeit behalten, als dass die einzelnen Massnahmen nur noch in ihrer Intensität (nach unten) angepasst werden müssen.

Der Entwurf für das Tavetscher Zwischenmassiv und die Clavianiev-Zone enthält in der Reihenfolge ihrer Bedeutung folgende Elemente (Abb. 5): kreisförmiges Tunnelprofil, Vollausbau, systematische Ankerung der Ortsbrust, Mehrausbruch für die Aufnahme von Konvergenz

genz, zum Ringe geschlossene schwere Stahlbögen mit Gleitanschlüssen (Toussaint-Heintzmann), radiale Systemanker rund um das Profil sowie eine im rückwärtigen Bereich zum Ring geschlossene Spritzbetonschale. Die Stahlbögen sind in ihrer schwersten Ausführung so gestaltet, dass sich bei gleichmässiger Konvergenz zwei in sich liegende Stahlringe ergeben, woraus sowohl ein erheblicher Ausbauwiderstand als auch eine hohe Sicherheit gegen seitliches Ausknicken resultiert. Die Spritzbetonschale ist erst nach dem Schliessen der Stahlbögen bzw. dem Ausschöpfen der eingeplanten Konvergenz zum Unterbinden einer weiteren Verengung des Hohlraumes vorgesehen. Spiesse im Firstbereich und die sofortige Versiegelung der Ausbruchfläche mit Stahlfaserspritzbeton dienen der Gewährleistung einer hohen Arbeitssicherheit. Die Länge der Anker in der Ortsbrust beträgt mindestens 6 m, wobei dies durch eine Überlappung der ursprünglich 12 - 18 m langen Anker erzielt wird. Die Innenschale mit einer Stärke von maximal 1.20 m aus unbewehrtem Ortbeton folgt dem Tunnelvortrieb in einem Abstand von ca. 300 m. Ihre Dimensionierung beruht auf der Annahme, dass die zeitweilige Sicherung im Laufe der langen Betriebszeit (ca. 100 Jahre) infolge Korrosion keine statische Funktion mehr erfüllen kann. Die Innenschale muss neben hohem Gebirgsdruck auch einem Wasserdruck entsprechend einer Säule von rund 100 m widerstehen. Vertiefende Untersuchungen haben ergeben, dass ein Kalottenvortrieb im ungünstigsten Felsbereich undurchführbar wäre, weshalb man nur noch den Vollvortrieb weiter verfolgte. Diesbezüglich konnte man sich auch auf wertvolle Erfahrungen aus Italien stützen [5], [25], [26].

Die massgebenden Gefährdungsbilder, welche den Tunnelvortrieb in dieser Zone begleiten werden, sind der Einbruch (Instabilität) der Ortsbrust, lokale Ablösungen aus derselben, das Überschreiten der vorgesehenen Grenzwerte der Konvergenz sowie Niederbruch aus dem Firstbereich. Die Instabilität der Ortsbrust und unzulässige Konvergenz kündigen sich durch zeitlich und räumlich vorauseilende Gebirgsverformungen an. Die Messung der Verteilung der Axialverschiebung vor der Ortsbrust und jene der Radialverschiebung im Gebirge und am Ausbruchrand liefern wichtige Hinweise zur laufenden Beurteilung des Gebirgsverhaltens. Die räumliche Verteilung, der Betrag und die zeitliche Entwicklung der Gebirgsverformung gestalten den, je nach angetroffenen Gebirgsverhältnissen abgestuften Einsatz der vorgesehenen Sicherungsmassnahmen. In dieser Hinsicht kommt dem Ingenieur das kennzeichnende Merkmal des druckhaften Gebirges - der Kriechvorgang - vorteilhaft entgegen.

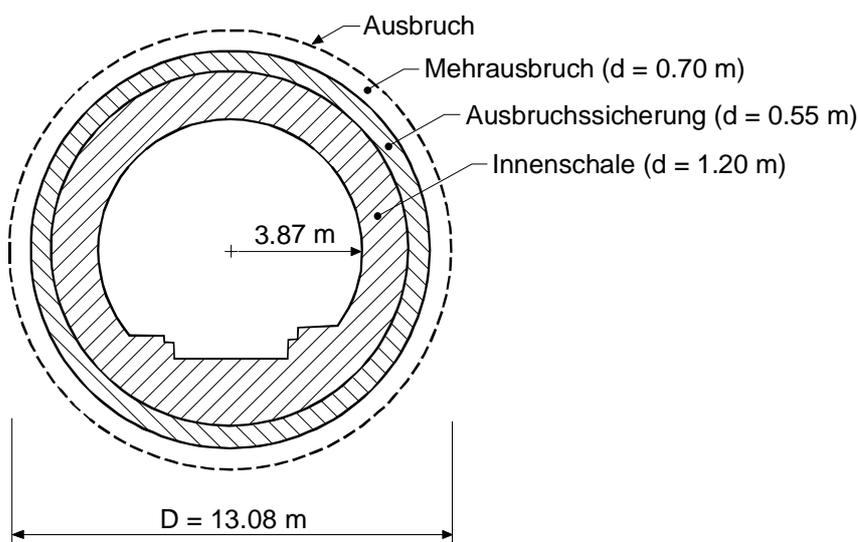


Abb. 7: Schematische Darstellung des Tunnelprofils mit Mehrausbruch und Ausbaustärken nach gänzlichem Ausschöpfen der eingeplanten Konvergenz

Tabelle 1: Druckhaftes Gebirge: Kenndaten Vortrieb / Ausbruchssicherung

• Ausbruchsradius	5.09 – 6.54 m	• Systemankerung	
• Mehrausbruch	0.30 – 0.70 m	Länge	8 – 12 m
• Ausbruchfläche	81 – 134 m ²	Bruchlast	320 kN
• Abschlagslänge	1.0 m	Anker pro TM	96 – 288 m
• Stahlfaserspritzbeton (Versiegelung)	0.05 m	• Ortsbrustankerung	
• Stahlbögen	TH 44/70	Länge	12 – 18 m
Bauabstand	1.00 – 0.33 m	Bruchlast	320 kN
Gewicht pro TM	2.5 – 9.4 to	Anker pro TM	80 – 210 m
• Spritzbeton im rückwärtigen Bereich	0.35 – 0.50 m	• Innenschale	0.30 – 1.20 m

Tabelle 1 zeigt das Mass der möglichen Anpassungen der verschiedenen Massnahmen an die unterschiedlichen Gebirgsverhältnisse. Bemerkenswert ist insbesondere die grösste Ausbruchfläche (134 m²), welche in den schwierigsten Gebirgsverhältnissen notwendig werden könnte; sie ist um 65 % grösser als unter durchschnittlichen geologischen Bedingungen. Die Vergrösserung des Ausbruchsradius auf bis zu 6.5 m ist bedingt durch einen grösseren Mehrausbruch für die Aufnahme der Konvergenz, eine dickere Spritzbetonschale und eine grössere Stärke der Innenschale. Aus Abb. 6 ist deutlich erkennbar, welche material- und zeitaufwendigen Massnahmen für den ungünstigsten Gebirgsbereich vorgesehen sind. Das entsprechende Tunnelprofil ist in Abb. 7 dargestellt.

6 SCHLUSSBEMERKUNGEN

Im Los Sedrun des geplanten Gotthard Basistunnels werden längere Strecken druckhaften Gebirges erwartet. Infolge des Mehrausbruchs und der aufwendigen Sicherungsmassnahmen fällt die Vortriebsleistung auf 1 m oder weniger je Arbeitstag ab, weshalb dieses Los für den Bau des gesamten Tunnels bauzeitbestimmend werden könnte. Bei Entwurf und Konstruktion wurde deshalb auf die Möglichkeiten einer industriellen Fertigung grössten Wert gelegt. Die beste Voraussetzung hierfür bietet der Vollausbuch, da ein grosser Arbeitsraum für den Einsatz leistungsfähiger Geräte zur Verfügung steht. Der Ausbruch im Vollprofil ist aber allein schon aus statischen Gründen notwendig, weil in extrem schwierigem Gebirge Teilausbrüche wie etwa der Kalottenausbruch zu unbeherrschbaren Bauzuständen führen könnten. Bei der hier geschilderten Vorgehensweise bildet die systematische Sicherung der Ortsbrust bezüglich der Stand- und der Arbeitssicherheit einen wichtigen Bestandteil der gesamten Baumethode.

7 LITERATUR

1. Kovári, K.: Probleme der Tunnelstatik, *Tagungsberichte*, Dokumentation No. 12, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA), 1975
2. Staus, J., Kovári, K.: Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, Falldarstellungen, *Forschungsbericht*, Institut für Geotechnik, ETH Zürich, August 1996
3. Kovári, K.: Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, *Tunnel*, Int. Fachzeitschrift für unterirdisches Bauen, No. 5, 1998
4. Pressel, K.: Die Bauarbeiten am Simplontunnel, *Schweiz. Bauzeitung*, Bd. XLVII, 1906
5. Lunardi, P.: Progetto e costruzione di gallerie secondo l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli, *Quarry and Construction*, März 1995
6. Heim, A.: Mechanismus der Gebirgsbildung, Basel, 1878
7. Kastner, H.: Statik des Tunnel- und Stollenbaues, *Springer*, Wien, 1962
8. Wiesmann, E.: Über Gebirgsdruck, *Schweiz. Bauzeitung*, Bd. 60, Nr. 7, 1912
9. von Kármán, Th.: Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck, *Zeitschrift ver. dt. Ing.* 55, 1911
10. Maillart, R.: Über Gebirgsdruck, *Schweiz. Bauzeitung*, Bd. 81, Nr. 14, 1923

11. Fritz, P.: Numerische Erfassung rheologischer Probleme in der Felsmechanik, Dissertation ETH, *Mitteilung Nr. 47 des Inst. für Strassen-, Eisenbahn- und Felsbau an der ETH Zürich*, 1981
12. Kovári, K.: Probleme der Gebirgsverformung bei der Anwendung von Vollvortriebsmaschinen im Fels, Teil 1 in *Tunnel 3/86*, Teil 2 in *Tunnel 4/86* (in Deutsch und Englisch)
13. Brown, E.T., Bray, U.W., Ladanyi, B., Hoek, E.: Ground response curves for rock tunnels, *Journal of Geotechnical engineering*, Vol. 109, No. 1, 1983
14. Panet, M.: Le calcul des tunnels par la méthode convergence – confinement, *Presses de l'école nationale des ponts et chaussées*, 1995
15. Mohr, F.: Schachtbautechnik, *Hermann Hübnner Verlag*, Goslar, 1964
16. Lombardi, G.: Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges, *Schweiz. Bauzeitung*, 89. Jhg., Heft Nr. 32, 1971
17. Pacher, F.: Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, *Felsmech. und Ing. Geol.*, Suppl. 1, 1964
18. Müller, L.: Der Felsbau, *Dritter Band: Tunnelbau*, Enke Verlag, Stuttgart, 1978
19. Kovári, K.: Gibt es eine NÖT? Fehlkonzepte der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise, *Tunnel*, No. 1, 1994
20. Kolymbas, D.: Geotechnik - Tunnelbau und Tunnelmechanik, *Springer*, 1998
21. Gehrig, W.: Das Vorprojekt des Gotthard-Basistunnels, *Tagungsberichte, Int. Symp. „Basistunnel durch die Alpen“* (ed. R. Fechtig, K. Kovári), ETH Zurich, 1994
22. Kovári, K.: The two Base Tunnels of the AlpTransit Project: Lötschberg and Gotthard, *Forschung + Praxis*, Band 36 (STUVA), 1995
23. Zbinden, P.: AlpTransit Gotthard Basistunnel, Geologie, Vortriebsmethoden, Bauzeiten und Baukosten, *Forschung + Praxis*, Band 37 (STUVA), 1997
24. Vogelhuber, M.: Triaxiale Druckversuche im Labor, Sondierbohrung SB3.2, AlpTransit Gotthard Basistunnel, *Interner Bericht IGT*, Dez. 1998
25. Hentschel, H.: Unter der Erde von Bologna nach Firenze, *Tunnel 8/98*
26. Lunardi, P.: History of the Bologna to Firenze Rail Connection, *Gallerie (54)*, März 1998