

Tunnelgewölbe unter hoher Aufschüttung: Vergleich zwischen Projektierungsannahmen und Messungen in der Tagbaustrecke des Heitersbergtunnels

Autor(en): **Bischoff, N. / Zuber, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **94 (1976)**

Heft 17

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73086>

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.

Tunnelgewölbe unter hoher Aufschüttung

Vergleich zwischen Projektierungsannahmen und Messungen in der Tagbaustrecke des Heitersbergtunnels

Von N. Bischoff und P. Zuber, Zürich

DK 624.19

Die Heitersberglinie der SBB zwischen Killwangen und Mägenwil AG wurde im Mai 1975 eröffnet. Das grösste Bauwerk auf dieser Linie, der rund 5 km lange Heitersbergtunnel, entstand programmgemäss in den Jahren 1969 bis 1973. Ein Teilproblem, das die Projektierenden des Tunnels während einiger Zeit beschäftigte, wird im folgenden herausgegriffen: Die Bemessung eines im Tagbau erstellten Tunnelabschnittes mit ungewohnt hoher Überdeckung (28 m). Eine wirtschaftliche Lösung setzte voraus, dass die Zusammenwirkung zwischen Bauwerk und Einfüllmaterial berücksichtigt und dessen Vorteile benutzt würden; dadurch erhielten jedoch die verhältnismässig unsicheren Bodenkennwerte ein wesentlich höheres Gewicht in der Berechnung. Um die getroffenen Belastungsannahmen nachträglich überprüfen zu können, und um für zukünftige Berechnungen einen experimentell gesicherten Erfahrungswert vorzufinden, wurden am Bauwerk selbst die Belastungen, Verformungen sowie die Bodenkennwerte gemessen.

Das Projekt

Die ersten 600 m Tunnel bei Killwangen, nach der Abzweigung der Heitersberglinie von der Stammelinie Zürich-Baden, wurden im offenen Voreinschnitt erstellt (Bild 1). Über das Tunnelgewölbe kam das Aushubmaterial des Voreinschnittes und darüber das Ausbruchmaterial aus der anschliessenden Felsstrecke zu liegen, insgesamt 10 bis 28 m Überdeckung.

Die heikle Frage stellte sich nun: Für welche Auflast war das Tunnelgewölbe zu bemessen? Die ganze Breite möglicher Antworten sowie die Bedeutung des Zusammenwirkens Bauwerk – Einfüllmaterial sind aus den drei folgenden typischen Lösungen ersichtlich:

Lösung A (Bild 2a)

Ein sehr starkes, tragfähiges Gewölbe würde wegen seiner gegenüber dem umliegenden Material viel grösseren Steifigkeit eine grosse Auflast anziehen und müsste dementsprechend massiv ausgebildet werden. Diese Lösung liegt auf der sicheren Seite, bewirkt jedoch ein ungünstiges Zusammenwirken Bauwerk – Einfüllmaterial und fällt unwirtschaftlich aus.

Lösung B (Bild 2b)

Als Gegenbeispiel eine sehr kühne Lösung, welche den Spielraum des Zusammenwirkens von Bauwerk und Boden maximal ausnützt und das Einfüllmaterial sich weitgehend selbst tragen lässt. Durch das Auftreten einer Bogenwirkung im Einfüllmaterial wird die vom Tunnel aufzunehmende Last bedeutend verringert. Dazu muss das seitliche Einfüllmaterial allerdings sehr gut verdichtet sein, während das über dem Tunnel liegende Material möglichst locker und verformbar

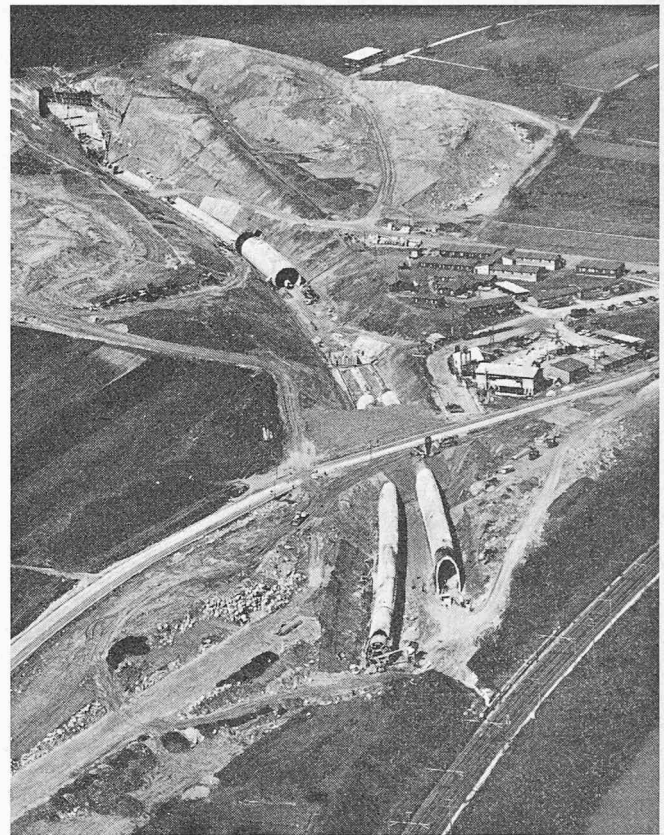


Bild 1. Heitersbergtunnel Los Ost, Flugaufnahme der Tagbaustrecke am 21. April 1970. Nach den Portalen ist der Tunnel in zwei eingleisige Röhren aufgeteilt (Vordergrund), welche sich nach 200 m vereinen. Es folgt das zweigleisige Tagbauprofil, von dem zu diesem Zeitpunkt die Sohle und die ersten Gewölbeelemente betoniert sind (Bildmitte)

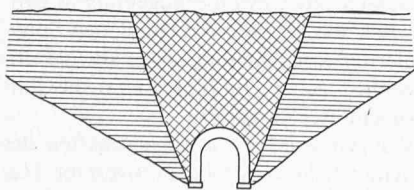
(Photo Comet)

bleiben soll. Dieser Vorschlag stellt sehr hohe Anforderungen an die unterschiedliche Verdichtung des Einfüllmaterials, die kaum mit Sicherheit eingehalten werden können: Er wurde als zu grosses Wagnis beurteilt und verworfen.

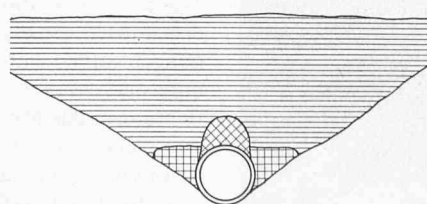
Lösung C (Bild 2c)

Ein rundes, flexibles Gewölbe, seitlich gut gestützt, kann sich unter der vertikalen Auflast verformen und seitlichen Erdwiderstand mobilisieren. Dadurch nähert sich der horizontale Druck dem vertikalen, die Biegemomente werden abgebaut und das Gewölbe wird vornehmlich durch Normalkraft bean-

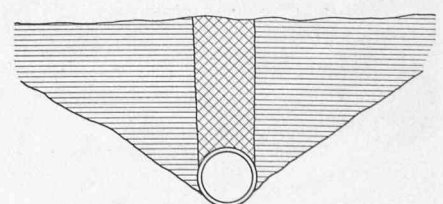
Bild 2. Die Belastung eines im Tagbau erstellten Tunnelgewölbes



a) Steifes Tunnelgewölbe



b) Natürliches Gewölbe im Einfüllmaterial, flexibles Tunnelgewölbe



c) Flexibles Tunnelgewölbe

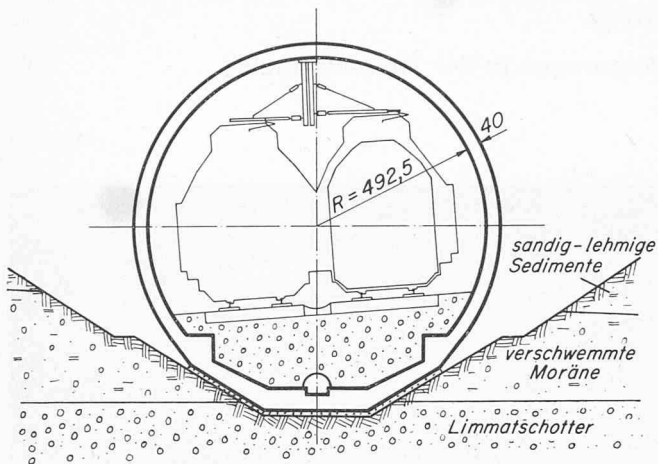


Bild 3. Das gewählte Tunnelprofil für die Tagbaustrecke des Heitersbergtunnels

spricht. Diese Lösung bietet den Vorteil, dass sie weniger empfindlich ist auf Unsicherheiten in den Belastungsannahmen, weil sich das Gewölbe durch entsprechende Verformungen den optimalen Lastausgleich selbst schafft. Sie bedingt andererseits eine sehr gute Verdichtung des seitlichen Einfüllmaterials.

Somit fiel die Wahl auf Lösung C, wobei die Gewölbestärke auf 40 cm festgelegt wurde. Die Ausbildung der Sohle ergab sich aus ausführungstechnischen Randbedingungen (Bilder 3 und 4). Für die Bemessung wurde angenommen, dass das ganze vertikal über dem Tunnel liegende Einfüllmaterial auf dem Gewölbe lastet. Der anfänglich vorhandene seitliche Erddruck wird entsprechend der Verformung des Gewölbes durch Rückstellkräfte erhöht. Dieser seitliche Widerstand wurde am statischen Modell durch elastische Stützen simuliert (Bild 5).

Die Berechnungen mit dem Computerprogramm STRESS ermöglichten es, die Auswirkung verschiedenster Annahmen bezüglich Bodenkennwerte abzuschätzen. Sie zeigte leider auch, dass das Gewölbe zu steif war, um die für den angestrebten Ausgleich der horizontalen und vertikalen Drücke erforderliche Verformung mitzumachen. Die elastisch berechneten Biegemomente überschritten das zulässige Mass bei weitem. Ein dünneres, biegsameres Gewölbe kam wegen der hohen Normalkraft nicht in Frage. Anstatt nun aber den Weg zurück zu einem stärkeren Gewölbe (Lösung A) anzutreten, wurde die Überschreitung der zulässigen Momente bewusst in Kauf ge-

Bild 4. Das Tunnelgewölbe im Bau. Im Vordergrund rechts wird gerade ein Gewölbeelement betoniert, während in Bildmitte die Schüttarbeiten im Gange sind.

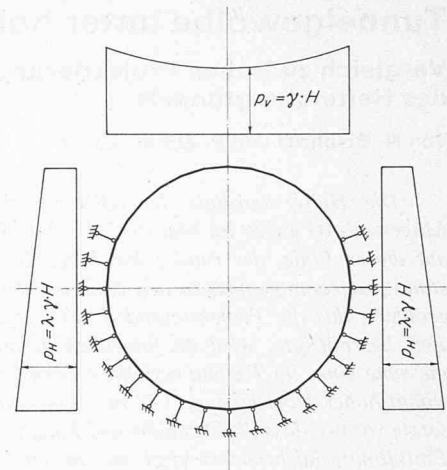
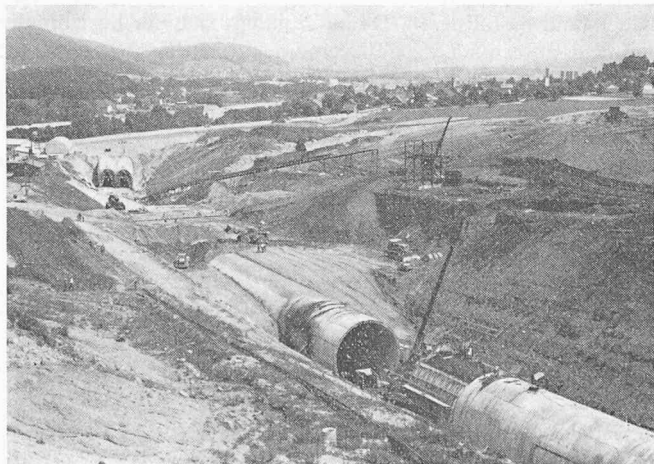


Bild 5. Statisches System und Belastung des Tunnelprofils

nommen. An den drei Stellen mit der grössten Biegebeanspruchung – im Scheitel und an den Ulmen – mussten demnach plastische Gelenke im Beton auftreten.

Es brauchte etwas Überwindung, plastische Gelenke im Beton bewusst einzuplanen, anstatt sie nur als stille Reserve vor dem Zusammenbruch im Auge zu behalten. Die Stabilität (Bruchsicherheit) des Gewölbes wurde überprüft: Sie war auch mit den Gelenken gewährleistet. Eine sorgfältige Armierung sollte die zu erwartenden Risse klein und fein verteilt halten. Auf der Aussenseite des Gewölbes war ohnehin noch eine Isolation vorgesehen. Günstig an den Gelenken war, dass sie die Verformbarkeit des Gewölbes vergrösserten und damit ein günstigeres Belastungsbild erzeugten. Unter diesen Voraussetzungen konnte das 40 cm starke Gewölbe beibehalten und das Entstehen plastischer Gelenke im Bereich der höchsten Überlagerung in Kauf genommen werden.

Das Tragverhalten des Gewölbes

Zielsetzung

Die nachfolgend beschriebenen Messungen wurden angeordnet, um das Verhalten des Gewölbes während und nach dem Einfüllen des Voreinschnittes zu beobachten. Um für zukünftige, ähnliche Bauwerke die Unsicherheiten bei der Bemessung zu beschränken, sollten besonders die auftretenden vertikalen und horizontalen Drücke im Zusammenhang mit den Gewölbeverformungen erfasst werden. Im weiteren sollte auch die Entstehung und Ausbildung der in der normalen Konstruktionspraxis nicht üblichen plastischen Gelenke beobachtet werden.

Durchgeführte Messungen

Die Messungen erfolgten an einem Messquerschnitt, der aus Rücksicht auf die Bauarbeiten nicht bei der höchsten Überlagerung, sondern an einer Stelle mit rund 20 m Erdauflast angeordnet wurde. Die Gewölbedeformationen wurden im Inneren des Tunnels durch Messung von Richtungssätzen und Höhenwinkeln mit dem Theodolit ermittelt. Die Belastung des Tunnels wurde durch aussen am Gewölbe angebrachte Erd-druckdosen gemessen. Über die im Beton auftretenden Spannungen sollten einbetonierte Betonspannungsgeber sowie Dehnungsmessstreifen Aufschluss geben. In Bild 6 sind die Einrichtungen des Messquerschnittes dargestellt.

Neben diesen Messungen wurden die Eigenschaften des Betons und der eingebrachten Schüttmaterialien bestimmt. Das Schüttmaterial besteht bis zur Scheitelhöhe aus siltigem Kies-sand, welcher aus dem Voreinschnitt stammt. Das zum Teil durchnässte Material konnte nur auf einen M_E -Wert von 150

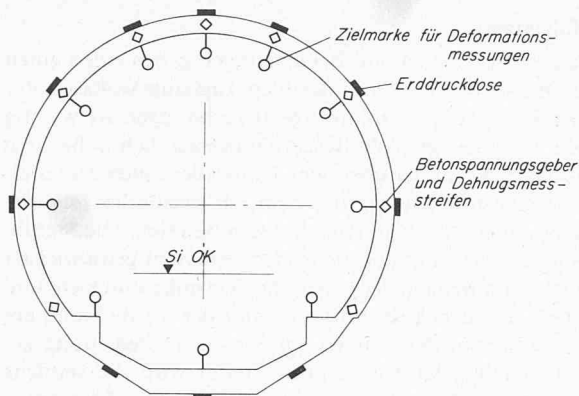


Bild 6. Installierte Messinstrumente des Messquerschnitts

bis 250 kg/cm^2 verdichtet werden, d.h. nur halb so gut wie in der Berechnung angenommen. Über dem Scheitel folgt das Ausbruchmaterial des Tunnels, das wegen des Fräsvortriebes ein Maximalkorn von nur etwa 60 mm besitzt (Bild 7).

Verhalten des Gewölbes beim Einfüllen

Die Deformationsmessungen erlaubten, die Verformungen des Tunnelgewölbes während und nach den Schütтарbeiten mit grosser Genauigkeit zu verfolgen. Während der seitlichen Einfüllerarbeiten betrug die Verschiebungen der Messpunkte nur wenige Millimeter. Beim Erreichen der Scheitelhöhe hob sich der Gewölbescheitel um 5 mm , um sich nach dem Überschütten sofort wieder zu senken.

Die Sohle des Tunnels setzte sich bis zur maximalen Überschüttung von 20 m nur um $1,3 \text{ cm}$, was auf die dichte Lagerung des unter der Sohle anstehenden Limmatschotters zurückzuführen ist. Der Scheitel senkte sich hingegen um $6,3 \text{ cm}$, während die Ulmen um rund 3 cm nach aussen gedrückt wurden (Bild 8).

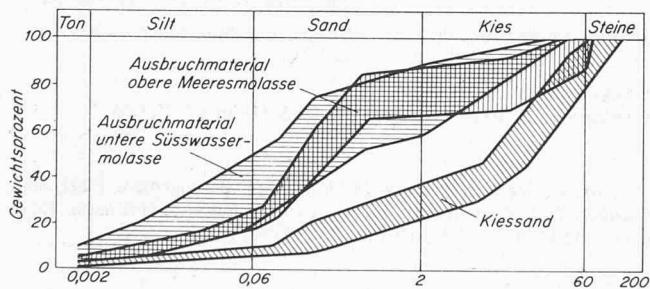


Bild 7. Kornverteilungsbereiche der verwendeten Schütтарmaterialien. Die anfallenden Ausbruchmaterialien entstammten dem mit einer Robbins-Tunnelbohrmaschine ausgeführten Vortrieb.

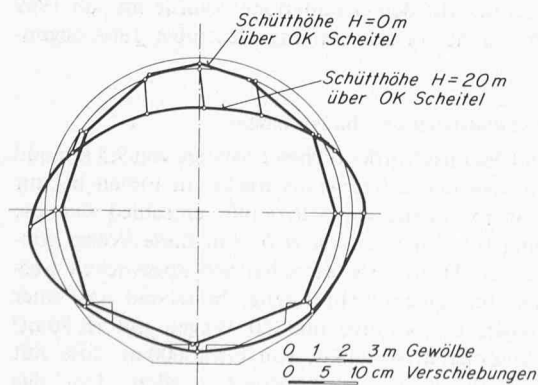


Bild 8. Gemessene Deformationen des Tunnelgewölbes bei zwei verschiedenen Einfüllzuständen

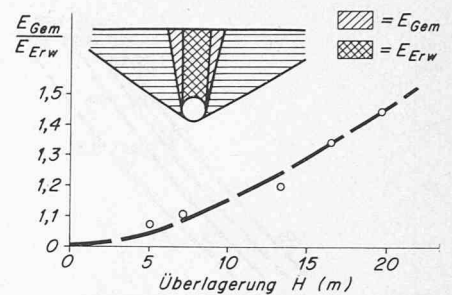


Bild 9. Anstieg der Belastung des Tunnel-scheitels mit zunehmender Überlagerung
 E_{Gem} = Gemessener Scheiteldruck
 E_{Erw} = Erwarteter Scheiteldruck $\gamma \cdot H$
 mit $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$

Die Belastung des Gewölbes

Die auf dem Scheitel gemessenen Erddrücke nahmen entsprechend der Überschüttung zu. Sie waren jedoch beträchtlich höher als der aus dem Raumgewicht der Schütтарmaterialien zu erwartende Überlagerungsdruck (Bild 9). Da sich der Tunnel-scheitel weniger senkte als das auf gleicher Höhe liegende Schütтарmaterial, ist ein solches Anziehen zusätzlicher Auflast plausibel.

Aus den gemessenen Erddrücken an den Ulmen kann der wirklich auftretende Seitendruckkoeffizient λ bestimmt werden, welcher als Verhältnis von Seitendruck zu Überlagerungsdruck definiert ist. Bei sehr geringer Überschüttung stellte sich infolge der Verdichtungswirkung durch die Baumaschinen ein hoher Seitendruckkoeffizient ein. Später sank er auf etwa $0,25$ bis $0,30$, um dann mit zunehmender Schütthöhe die Werte $0,45$ bis $0,50$ zu erreichen (Bild 10).

Die unter der Sohle des Betongewölbes angeordneten Druckdosen haben unrealistisch kleine Sohldrücke angegeben. Der Grund dafür liegt wohl in der zu weichen Bettung der Druckdosen, wodurch die Sohldrücke durch Spannungsumlagerungen neben die Druckdosen abgeleitet wurden.

Plastische Gelenke

Die Beobachtung des Betongewölbes während den Einfüllerarbeiten ergab, dass bei einer Überlagerungshöhe von 13 bis 14 m ab Tunnelscheitel sichtbare Haarrisse in Tunnellängsrichtung auftraten. Rissaufnahmen am Ende der Schütтарbeiten zeigten, dass die Rissbreite im Scheitel $0,3 \text{ mm}$ beträgt und nach aussen stetig abnimmt. Die Breite des gerissenen Bereichs beträgt etwa 2 m . Die Risse sind regelmässig alle 30 cm aufgetreten, was dem Abstand der Tunnellängsarmierung entspricht.

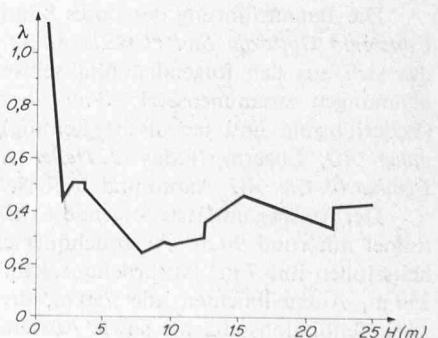


Bild 10. Verlauf des Seitendruckkoeffizienten an den Ulmen bei zunehmender Schütthöhe H (Mittel der gemessenen Seitendrücke)

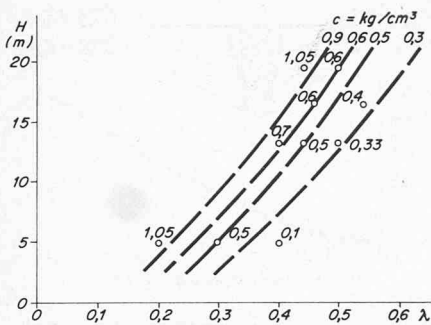


Bild 11. Zusammenhang zwischen dem Seitendruckbeiwert λ , der seitlichen Bettung c und der Überlagerung des Gewölbes H . Die eingetragenen Punkte entsprechen dem bei einer bestimmten Überlagerung zu wählenden Wertpaar für Bettung und Seitendruck, um mit den Messungen übereinstimmende Deformationen zu berechnen.

Interpretation der Ergebnisse

Die Messergebnisse ermöglichen eine Überprüfung der Annahmen, welche seinerzeit für die statische Berechnung der Tunnelröhre getroffen wurden. Dabei zeigt sich, dass die damals entlang des Umfangs konstant angenommene Gewölbebettung von $c = 2,0 \text{ kg/cm}^3$ nicht zutrifft. Entsprechend den Baugrund- und Schüttmaterialverhältnissen war die Bettung der Sohle bedeutend höher, diejenige der Ulmen hingegen geringer. Auch die vertikale Belastung ist höher als damals angenommen wurde. Als Folge der höheren Belastung und der geringeren seitlichen Bettung ergeben sich eine grössere Beanspruchung und entsprechende Verformungen des Gewölbes. Trotzdem ist die Bruchsicherheit des Gewölbes immer noch ausreichend, da durch die Wahl eines 40 cm starken Gewölbes eine genügend hohe Reserve für mögliche Änderungen der relativ unsicheren Bodenkennwerte eingeplant war.

Eine nach den Messungen durchgeführte Berechnung des Gewölbeverhaltens zeigt, dass zwischen der Bettung an den Ulmen, dem Seitendruck und der Scheitelüberlagerung, der in Bild 11 dargestellte Zusammenhang besteht. Die dort eingetragenen Kurven zeigen, dass bei der Annahme einer konstanten seitlichen Bettung der Seitendruckbeiwert mit zunehmender Überlagerung steigt. Wird hingegen ein konstanter λ -Wert angenommen, so muss die Bettung mit der Überlagerung sehr stark ansteigen. In Wirklichkeit nehmen sowohl die Bettung als auch der λ -Wert mit der Überlagerung zu.

Schlussfolgerung

Die Beobachtungen und Berechnungen gaben einen guten Einblick in das Verhalten des flexiblen Tagbaugewölbes unter zunehmender Last. Für zukünftige Berechnungen ist wichtig zu wissen, dass die vertikale Belastung beträchtlich höher sein kann als das Gewicht der über dem Tunnel liegenden Materialsäule. Die gewählte Lösung mit dem auf plastische Tragwirkung bemessenen, flexiblen Ring hat sich bewährt. Die Stabilität des Gewölbes ist mit ausreichender Sicherheit gewährleistet und die Risse im Bereich der plastischen Gelenke sind klein und fein verteilt. Bei der Ausführung kommt der Verdichtung des Einfüllmaterials an den Ulmen entscheidende Bedeutung zu. Durch ein dicht gelagertes Schüttmaterial wird die seitliche Stützung des Profils erhöht, was geringere Gewölbeverformungen zur Folge hat. Gleichzeitig werden die Setzungen des neben dem Tunnel liegenden Materials beschränkt, wodurch die Gewölbebelastung vermindert wird.

Die diesem Beitrag zugrundeliegenden Arbeiten erfolgten im Auftrag der Schweizerischen Bundesbahnen, denen an dieser Stelle für die Unterstützung und die Erlaubnis zur Veröffentlichung bestens gedankt sei. P. Jemelka und B. Rast, dipl. Ingenieure, möchten die Verfasser für die sorgfältig ausgeführten Berechnungen ihren Dank aussprechen.

Beteiligte:

Bauherrschaft und Oberbauleitung:	SBB, Bauabteilung Kreis III
Ausführung der Bauarbeiten:	Arbeitsgemeinschaft Heitersberg Ost (Locher & Cie. AG, Losinger & Co. AG, Prader AG, A. Wiesmann)
Erddruck- und Betonspannungen:	SBB, Bauabteilung GD, Sektion Versuche und Messungen
Erddruckmessungen:	Institut für Strassen- und Untertagebau an der ETH (ISETH)
Deformationsmessungen:	Vermessungsbüro Matthias AG, Lenzburg
Projekt und Bauleitung, Auswertung der Messungen:	Basler & Hofmann, Zürich

Adresse der Verfasser: N. Bischoff, dipl. Bauingenieur ETH, und P. Zuber, dipl. Bauingenieur ETH, in Firma Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG, Forchstrasse 395, 8029 Zürich.

Stand und Verlauf der Bauarbeiten am Gotthard (III)¹⁾

DK 624.192

Los Süd

Die Bauausführung des Loses Süd ist im Juni 1969 dem *Consorzio Gottardo Sud (CGS)*, Airolo, übertragen worden, das sich aus den folgenden fünf schweizerischen Bauunternehmungen zusammensetzt: *Walo Bertschinger AG* Zürich (Federführung und technische Leitung), *Kopp Bauunternehmung AG*, Luzern, *Walter J. Heller AG*, Bern, *Rothpletz, Lienhard & Cie. AG*, Aarau und *H. R. Schmalz AG*, Bern.

Der Auftrag umfasste folgende Arbeiten: 9,5 km Strassentunnel mit rund 90 m² Ausbruchquerschnitt, 9,5 km Sicherheitsstollen mit 7 m² Ausbruchquerschnitt, Schutzräume alle 250 m, Ausstellbuchten alle 750 m, drei Lüftungszentralen, zwei Ventilationsschächte sowie Aussenarbeiten. Die Hauptkubaturen betragen rund 1 Mio m³ Ausbruchmaterial und

200000 m³ Beton. Mit den Installationen wurde im Juli 1969 und mit dem Tunnelvortrieb Anfang Dezember 1969 begonnen.

Besondere Installationen und Bauvorgänge

Aufgrund der ausserordentlichen Loslänge von 9,5 km und der fast 1 km messenden Transportstrecke im Freien bis zur Kippe, mit einem Gefälle von 3 Promille, entschied sich die Unternehmung für den *Geleisebetrieb*. Auf diese Weise können die gesamten Transporte wirtschaftlich abgewickelt werden. So kann mit einem Schutterzug, bestehend aus einer dieselelektrischen Lokomotive und 20 Wagen mit je 30 m³ Inhalt, ein kompletter Abschlag von etwa 600 m³ lose mit zwei Mann Bedienung abtransportiert werden. Um das Beladen und das Rangieren der Wagen unmittelbar bei der Abbaustelle ausführen zu können, wurde erstmals in Europa

¹⁾ Vergleiche «Schweizerische Bauzeitung», Nr. 13, 14, 15