Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 100 (1982)
Heft: 24

Artikel: Der Furka-Basistunnel: Projekt und Bauausführung
Autor: Amberg, Rudolf
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-74819

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 09.07.2025

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

Der Furka-Basistunnel

Zur Eröffnung am 25. Juni 1982

Der Furka-Basistunnel stellt ein Bauwerk von beachtlichen Dimensionen dar, dessen Erstellung rund neun Baujahre benötigte. Von Anfang an heftig diskutiert, wurde es zum heissen Thema, als sich schon bald nach Baubeginn herausstellte, dass der ursprüngliche Kostenvoranschlag nicht ausreicht. Die zu optimistische Interpretation der geologischen Prognose, wobei sich diese während der Bauausführung als weitgehend richtig erwies, sowie eine Reihe von vereinfachenden Projektannahmen und die Unterschätzung der Probleme, die der Bau eines derart langen einspurigen Eisenbahntunnels mit sich bringt (Bilder 1 und 2), führten zu einer massiven Kostenerhöhung. Der ursprüngliche Kostenvoranschlag erwies sich als eindeutig zu tief berechnet. Gegen Ende 1978 mussten gezwungenermassen Detailprojekt, Endkostenberechnung und Projektorganisation neu überarbeitet bzw. geändert werden. In der Folge gelang es in nur dreieinhalbjähriger Bauzeit, den Tunnel in einer Weise fertigzustellen, die den technischen und betrieblichen Anforderungen genügt. Unter Weglassung irgendwelcher Perfektionismen und unter strikter Beschränkung auf das funktionell Notwendige konnte das Bauwerk mit einem Endkostenstand fertiggestellt werden, der im Vergleich mit ähnlichen Objekten als günstig zu bezeichnen ist. Dass dieses Ziel erreicht werden konnte, ist primär dem Einsatz und der kooperativen Zusammenarbeit aller am Bau Beteiligten zuzuschreiben.

Die folgenden Ausführungen sollen einen gerafften Überblick über Problemstellungen, gewählte Lösungen, Baumethoden und Bauweise geben und damit vermehrt Einblick in das Baugeschehen ermöglichen, als dies bei einer reinen Projektdarstellung der Fall wäre.

Projekt und Bauausführung

Von Rudolf Amberg, Sargans/Zürich

Die Zufahrten

Die Erschliessung der Tunnelportale bedingte umfangreiche Bauarbeiten in den beiden Bahnhofanlagen Realp (Bild 3) und Oberwald (Bild 4) sowie zwischen diesen und dem Basistunnel.

Zufahrt Realp

Bahnhof Realp bis Tunnelportal	793 m
Ausbau Bahnhofanlage mit Ergänzungen am Bahnhofgebäude	
Zufahrtsstrasse zur Autoverladerampe	235 m
Brücke über die Reuss	24 m
Strassenüberführung	39 m

Zufahrt Oberwald

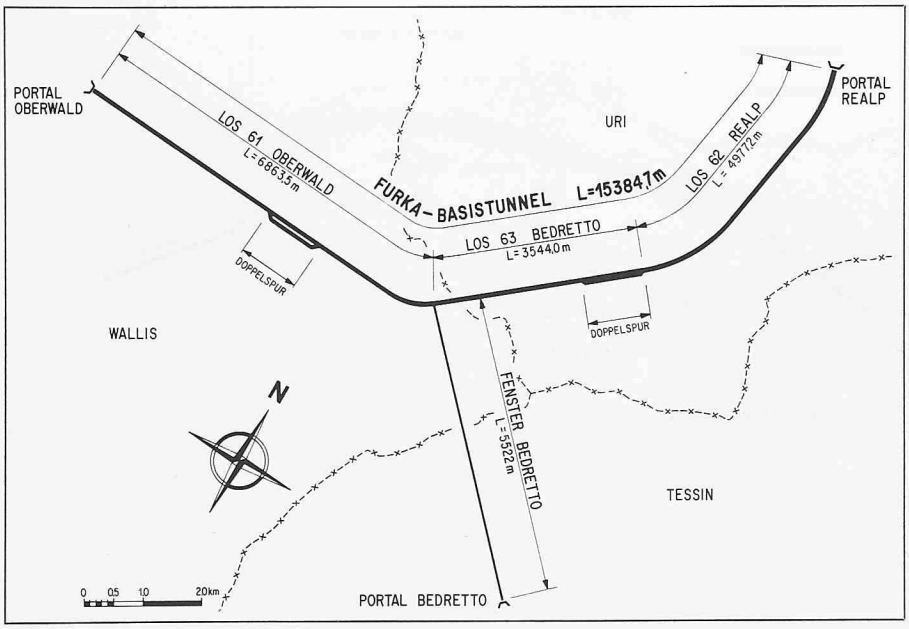
Bahnhof Oberwald bis Tunnelportal	2200 m
Ausbau Bahnhofanlage mit Ergänzungen am Bahnhofgebäude	
Umfahrungstunnel Oberwald	568 m
Brücke über die Rhone	59 m
Brücke über die Göneri	60 m
Neue Furkastrasse	656 m
Autoverladerampe	

Die Bauarbeiten für die Zufahrten mussten im Sommer 1981 weitgehend abgeschlossen sein, damit mit der Gleisverlegung im Tunnel begonnen werden konnte. Infolge der grossen Länge des einspurigen Tunnels musste der Bahnbau von beiden Portalen aus in Richtung Fenster Bedretto erfolgen.

Tunneldaten

Einspuriger Schmalspurbahntunnel	
Tunnellänge	15 384,67 m
Gesamtlänge der Portalbauwerke	62,00 m
Höhendifferenz zwischen den beiden Portalen	159,57 m
Kreuzungsstelle Seite Oberwald	888,7 m
Kreuzungsstelle Seite Realp	915,66 m
Die reine Nutzlänge der Kreuzungsstellen beträgt	774 m
Ausbruchskubatur	
Total aller Untertagbauwerke	552 000 m³
Die maximale Überlagerung beträgt ca.	1520 m

Bild 1. Situation



Das Fenster Bedretto

Das Fenster Bedretto gewann im Laufe der Bauzeit – hauptsächlich im Zusammenhang mit den sich häufenden geologisch bedingten Schwierigkeiten und Verzögerungen bei den Ausbruchsarbeiten – zunehmend an Bedeutung. Im Querschnitt allerdings eher knapp bemessen, wurde es zum hauptsächlichen Versorgungsweg für den Bau des mittleren Tunnelabschnittes (Los 63). Als geradezu notwendig erwies sich das Fenster Bedretto in der Schlussphase zwischen dem Tunneldurchschlag im April 1981 und der Bahneröffnung.

Die Existenz eines *separaten Transportstollens* gestattete eine Unterteilung der Arbeiten in drei weitgehend voneinander unabhängige Abschnitte. In den beiden Randlosen 61/62, d.h. in den Abschnitten Portal Oberwald bis Fen-

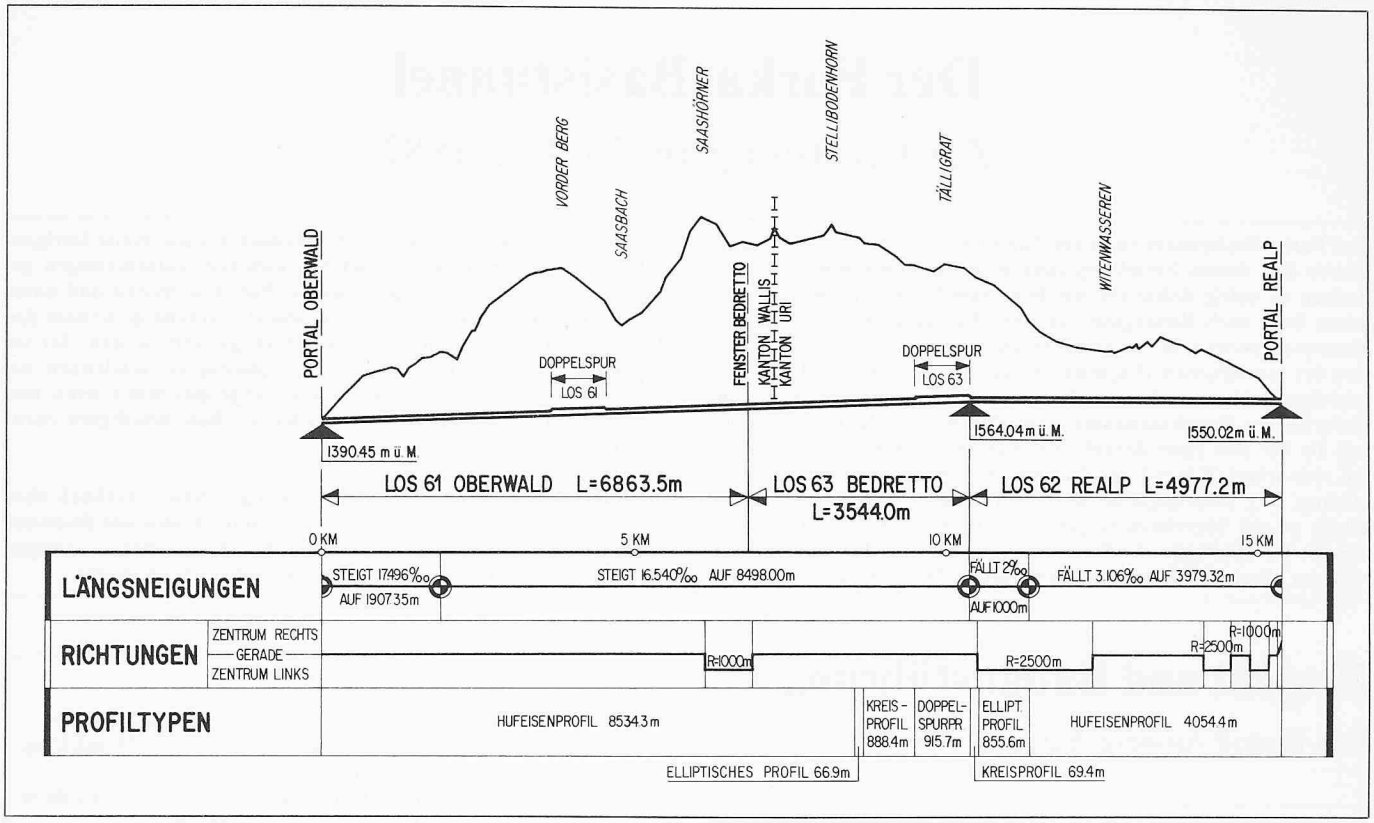
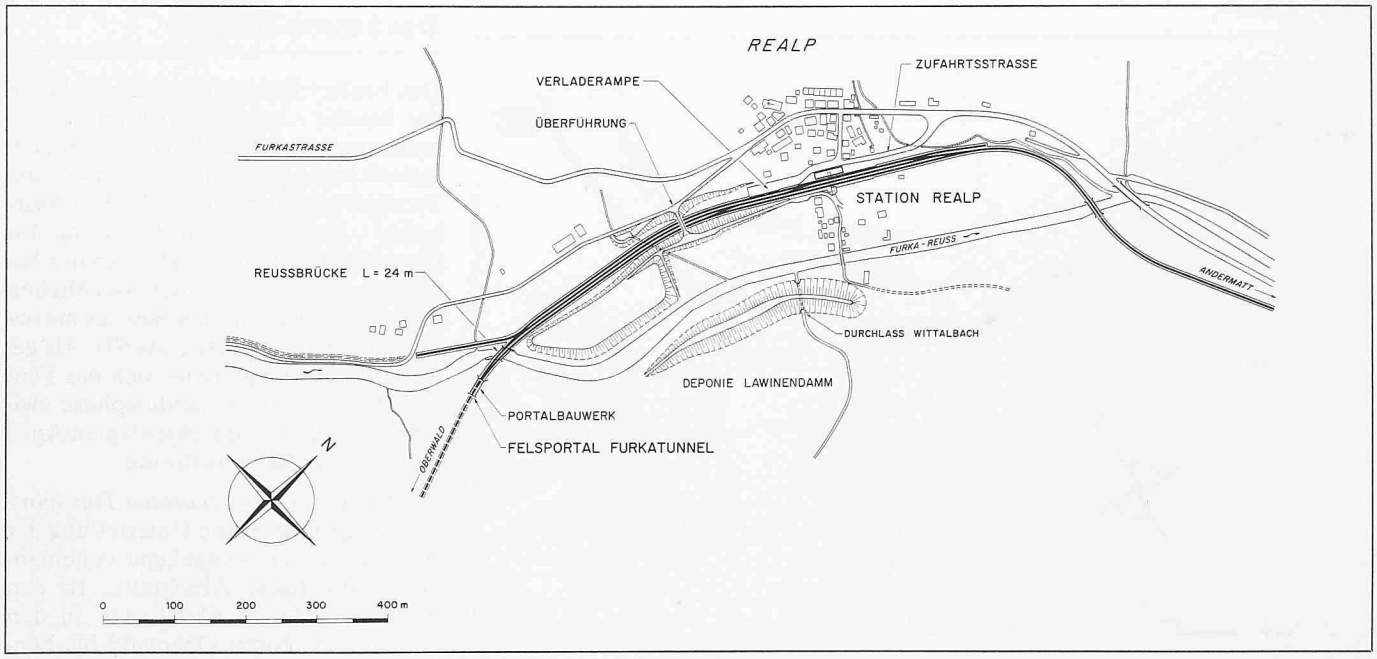


Bild 2. Längenprofil

ster Bedretto und Portal Realp bis Durchschlagstelle, waren die Tunnelausbauarbeiten bereits in den Jahren 79/80 forciert worden und im Zeitpunkt des Durchschlages praktisch abgeschlossen. Es war daher möglich, in diesen beiden Abschnitten mit den Arbeiten für den Bahnunterbau zu beginnen, während im mittleren Abschnitt des Tunnels (Los 63) der Ausbruch in der 170 m langen Firststollenstrecke weiterging.

Bis zu dessen Beendigung konnte der Bahnbau in den Abschnitten Los 61/62 weitgehend fertiggestellt werden. Am 22. April 1982 erfolgte dann der Gleiszusammenschluss beim Fenster Bedretto. Die Möglichkeit, drei voneinander zum grossen Teil unabhängige Bauabschnitte zu schaffen, hat wesentlich zu einer *Bauzeitverkürzung* beigetragen, andererseits aber auch *beträchtliche organisatorische Probleme* mit sich gebracht. Bekanntlich hat der Bau des Bedrettofensters anfänglich zu vielen Diskussionen Anlass gegeben. Im Nachhinein muss aber doch festgestellt werden, dass durch seine Existenz eine Zeiteinsparung von 1 bis 1,5 Jahren erzielt werden konnte. Allerdings muss darauf hingewiesen werden, dass die Minimalisierungstendenz des ursprünglichen Projektes viele Unzulänglichkeiten mit sich gebracht hat, die sich während den Bauarbeiten nachteilig auswirkten. So war die in der Sohle

Bild 3. Situation Zufahrt Realp



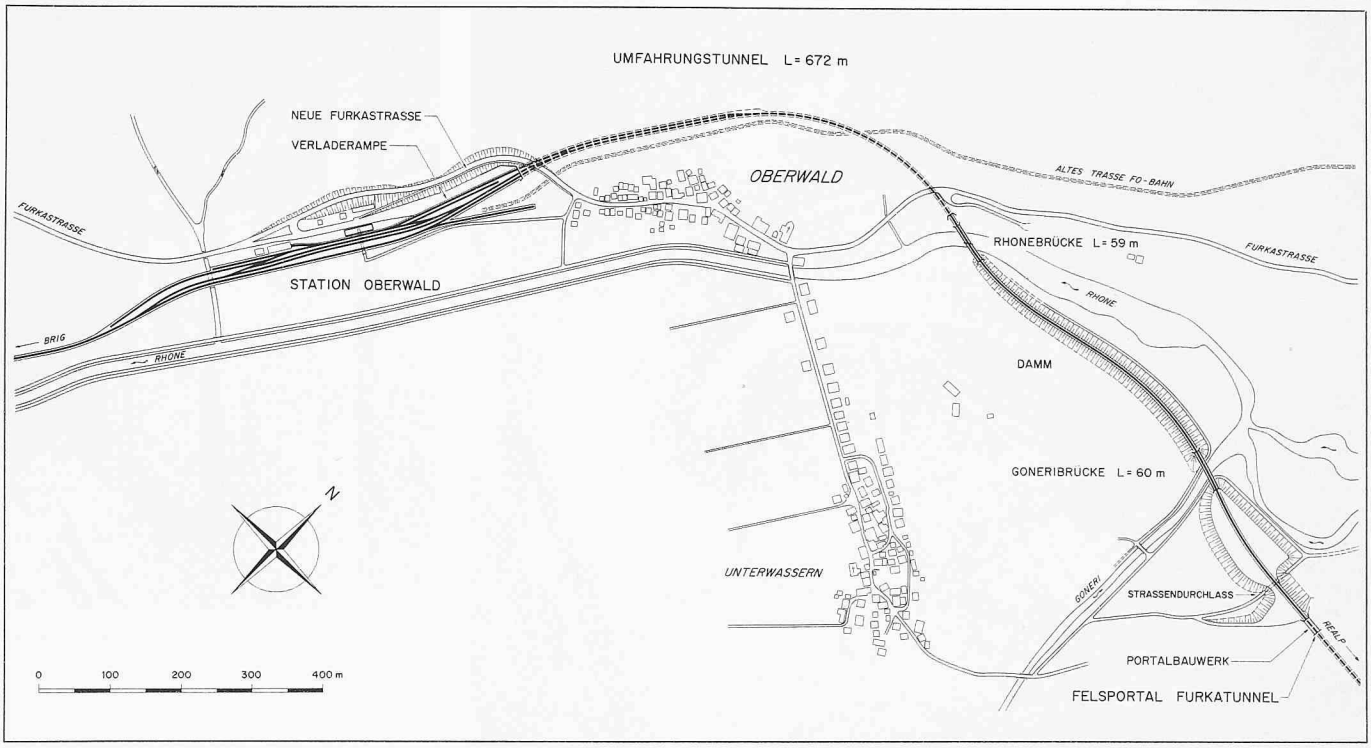


Bild 4. Situation Zufahrt Oberwald

nichtbefestigte Baugleisanlage unterhaltsmässig kaum zu halten, während der zu klein gewählte Fensterquerschnitt den Transport grösserer Baumaschinen nicht gestattete.

Die Ausbruchsarbeiten

Auf der *Seite Oberwald* wurde gegen Ende August 1973 mit den Ausbruchsarbeiten begonnen. Die ersten 450 Tm im *Permokarbon* und im *Gomser Zwischenmassiv* mussten zum grösseren Teil mit *Stahleinbau* gesichert werden. Nach dieser Strecke, in der die Vortriebsleistungen um 2,3 m/Tag lagen, steigerten sich dieselben in der *nördlichen Paragesteinzonen des Gotthardmassivs* bis auf 12 m/Tag. Es wurden zwar immer wieder schlechte Partien angefahren, der Durchschlag mit dem vom Fenster Bedretto her vorgetriebenen Kleinstollen konnte jedoch am 17. Mai 1977 bei Tm 5686 ohne grössere Schwierigkeiten erreicht werden. Hinter dem Vortrieb wurden starke Aufblätterungen und Ausknickungen der steilgestellten Schichten sowie Abschalungen in den Rotondograniten (Bild 5) festgestellt.

Auf der *Seite Realp* musste der Vollausbruch schon bei Tm 200 aufgegeben werden. Mit einem *Dreiphasenausbruch* und entsprechend geringer Vortriebsleistungen wurde die schlechte Zone durchfahren, wobei sich die engen Profilverhältnisse als besonders nachteilig erwiesen, indem der Ausbruch nur noch in mühsamer Handarbeit möglich war. In der Folge wechselten kürzere Partien mit guten Felsverhältnissen mit ausgesprochen schlechten Zonen, bis bei Tm 3385 ein grosser Einbruch den Vortrieb zum Stillstand brachte. Das auf einer Länge von 40 m vollständig desaggregierte Gestein verursachte zusammen mit Wassereinbrüchen bautechnische Schwierigkeiten, deren Bewältigung rund ein halbes Jahr benötigten. In der Zone der verschieferten Tälligratgneisserie steigerten sich die gebirgsbedingten Schwierigkeiten nochmals ganz erheblich (Bild 6), so dass für die letzten 550 m Vortrieb rund 8,5 Monate benötigt wurden, was einer täglichen Ausbruchsleistung von 2,8 m entspricht.

In *Mittellos* begannen sich die Felsverhältnisse durch das Auftreten von *Lamprophyren* zu verschlechtern. Der hufeisenförmige Stahleinbau (Bild 7) deformierte in den Lichtraum.

Bei Tm 8553 wurde der Vortrieb eingestellt und der Stahleinbau mit Rundholz provisorisch ausgesteift. Eine Änderung der Profilform war unumgänglich geworden. Nach einer Übergangsstrecke von 66,9 m, die mit einem elliptischen Profil aufgefahren wurde, erfolgte die Umstellung auf das Kreisprofil. Bei Tm 10314, d.h. innerhalb der Doppelspur der Kreuzungsstelle, traf der Vortrieb auf Felsverhältnisse, die eine Umstellung auf einen Dreiphasenausbruch notwendig machten. Im April 1981 erfolgte der Durchschlag einer kleinen Ventilationsöffnung im Firststollen.

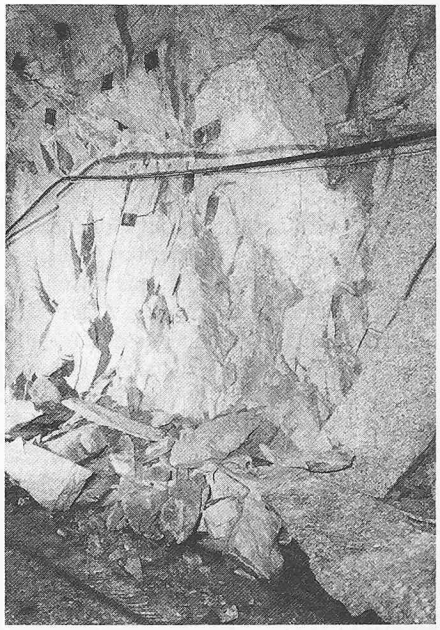


Bild 5. Abschalungen im Rotondogranit

Das Hufeisenprofil

Das dem ursprünglichen Projekt zu Grunde gelegte hufeisenförmige Tunnelprofil umhüllt mit minimalen Toleranzen das Eisenbahnlichtraumprofil. Dadurch entsteht ein relativ schmaler, jedoch hoher Querschnitt, der sich während der Bauausführung in mancher Beziehung als *nachteilig* erwies. Die geringe Sohlenbreite ergab Transportprobleme und installative Schwierigkeiten bei der Hintereinanderschaltung verschiedener Arbeitsstellen vor allem in der Phase des Tunnelausbaus.

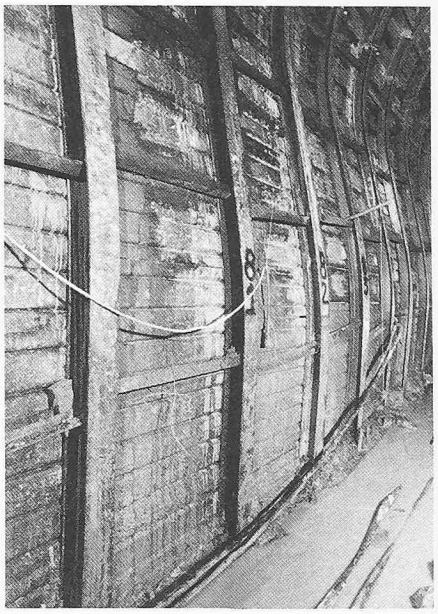
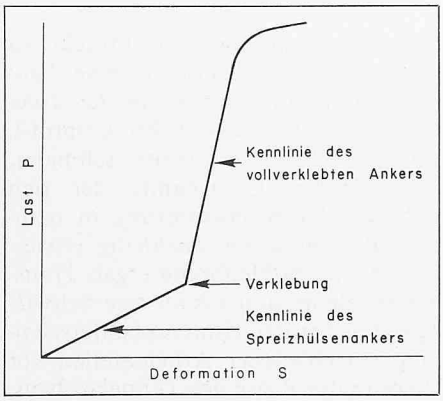


Bild 7 (oben). Hufeisenprofil. Deformationen im Stahleinbau bei Tm 8500

Bild 6 (links). Grosser Einbruch bei Tm 3400 ab Portal Realp

In Zonen mit grösseren Gebirgsdeformationen führten die zu kleinen Toleranzen zwischen Tunnelquerschnitt und Eisenbahnlichtraumprofil zu umfangreichen Nachprofilierungsarbeiten, welche die Bautransporte im Tunnel ungemein behinderten. Im Bereich hoher Überlagerungen oder in Zonen mit ausgesprochen schlechten Gebirgseigenschaften erwies sich das hufeisenförmige Profil als ungünstig, indem die hohen geraden Tunnelstösse zu Aufblätterungen und im Zusammenhang mit den steilgestellten Schichtungen, die auf lange Strecken im schleifenden Streichen zur Tunnelachse verlaufen, zu Ausknickungen und Verbrüchen führten. Die *Umstellung auf geeignetere Querschnittsformen erfolgte unter dem Druck der Ereignisse.* Wieder einmal musste erkannt werden, dass nicht der kleinstmögliche - sondern der bautechnisch und felsmechanisch angepasstere Querschnitt der optimale ist. Leicht liesse sich nachweisen, dass dies auch für die Kosten gilt.

Bild 8. Ankerkennlinien. Spreizhülsenrohranker vor und nach Vollverklebung mit Epoxidharz



Das Kreisprofil

Im Spätherbst 1978 wurde der Vortrieb bei Tm 8553 eingestellt. Der hufeisenförmige Stahleinbau hielt den auftretenden Gebirgsdrücken nicht mehr stand und deformierte in das Lichtraumprofil. Es wurde versucht, mit Felsankerungen eine Stabilisierung herbeizuführen, was jedoch nicht im geforderten Masse gelang. Die geologische Prognose für den weiteren Vortrieb lautete eher ungünstig, so dass die Situation grundsätzlich überdacht werden musste. Es war klar, dass die Querschnittsform des ursprünglichen Projektes für die angetroffenen Verhältnisse ungeeignet war und dass auf einen kreisförmigen Querschnitt umgestellt werden musste.

Zunächst waren *installative Anpassungen* an den vergrösserten Querschnitt vorzunehmen, wie Verstärkung der Bohrinstallation, Beschaffung eines Ankerbohrgerätes, Ausrüstung der Förderwagen mit Druckluftbremsen (um die Zugslänge und damit die Förderleistung erhöhen zu können), Neuinstallation der gänzlich ungenügenden Ventilation usw. Bis zur Beendigung der Installationsanpassungen wurde mit einem elliptischen Ausbruchsprofil und schwerem Stahleinbau weiter vorgetrieben.

Bei Tm 8600 erfolgte die Umstellung auf das kreisförmige Profil mit einer Felssicherung, bestehend aus einer Systemankerung in Kombination mit Spritzbeton und Armierungsnetzen. Es gelangten rohrförmige Spreizhülsenanker zum Einsatz, die im geeigneten Zeitpunkt mit Epoxidharz ausinjiziert wurden. Entsprechend der Kennlinie der Spreizhülsenanker konnte damit unmittelbar hinter dem Vortrieb eine gewisse Deformation des Gebirges zugelassen werden, die erwünschtermassen zu einer Spannungsreduktion führte. Die Injektion der Anker erfolgte in einem Abstand von der Ortsbrust, der auf Grund von Berechnungen und Messungen mit 30–35 m festgelegt worden war. In diesem Abstand mussten weitergehende Deformationen und Brucherscheinungen durch das Einleiten der vollen Ankerkräfte in das Gebirge verhindert werden. Die Vollverklebung der Anker veränderte deren Kennlinie und damit deren Verhalten.

Die *Idee einer anfänglich nachgiebigen Systemankerung, die im richtigen Zeitpunkt durch die Vollverklebung mit einem hochwertigen Kunstharz starr gemacht wird, bewährte sich sehr gut.* Die Verwendung der alterungsbeständigen Epoxidharze führte dazu, dass die Felssicherung als bleibendes, tragendes Element des definitiven Tunnelausbaus betrachtet werden kann. Er wurde somit schwächer dimensioniert, was auch zu einer Kostenverminderung beim definitiven Ausbau führte (Bild 8).

Die Deformationen und Brucherscheinungen waren in den ersten 30–40 m hinter der Ortsbrust recht massiv. Nach erfolgter Verklebung der Anker trat jedoch eine Beruhigung ein. Die Zahl der Anker je Tm richtete sich nach den örtlichen Felsverhältnissen und betrug zwischen 12 und 24 Stück bei Ankerlängen von nur 3,2–3,5 m. Nach jedem Abschlag wurde konsequent eine Spritzbetonschicht von im Mittel 5–10 cm Stärke aufgetragen, oft in Kombination mit Armierungsnetzen.

Durch die Einrichtung von zahlreichen Messquerschnitten konnte der Verlauf bzw. die Abnahme der Deformationen recht genau verfolgt werden. Dementsprechend war es möglich, den Aufwand für den definitiven Ausbau auf das notwendige Minimum zu beschränken.

In stark gestörtem, nicht - oder nur beschränkt standfestem Gebirge wurde grundsätzlich mit Unterstützungseinbau vorgegangen. Die Systemankerung wird in solchen Fällen rasch unwirtschaftlich zeitraubend und für die Belegschaft riskant. Dazu kommen Spritzbetonstärken, die nicht mehr systemkonform sind. Mit relativ leichten Profilen (HEB 140/160), voll hinterbetoniertem Verzug und einwandfreier Verlaschung gelang es auch, sehr schwierige Partien zu bewältigen. Es wurde darauf geachtet, dass in stark deformierendem Gebirge direkt hinter dem Vortrieb Sohlbogen und Sohlgewölbe eingezogen wurden.

Zahlreiche Messquerschnitte kontrollierten das Verhalten des Stahleinbaus. Auf Grund der Auswertungen der Messresultate war es möglich, den weiteren Ausbau zu bestimmen bzw. die erforderliche Stützkrafterhöhung durch z. B. Ankerung des Einbaus, Aufbringen von Spritzbetongewölben bis hin zu Kunstharzverklebungen des Gebirges vorzunehmen. Diese bestanden in der Injektion von speziell für diesen Zweck modifizierten *Polyurethanharzen,* eine Methode, die im *Steinkohlebergbau* seit einiger Zeit mit Erfolg angewendet wird. Die in reiner, nicht aufgeschäumter Form verpressten Harze weisen sehr hohe Festigkeiten auf. Mit zunehmender Aufschäumung sinkt zwar dieselbe ab, genügt aber noch immer, um Hohlräume im Gebirge tragend auszufüllen bzw. zu verkleben. Die Aufschäumung bewirkt andererseits in begrenzten Hohlräumen einen Druckaufbau im verpressten Harz, so dass eine gute Verfüllung bzw. Verklebung der Hohlräume und Trennflächen erreicht werden kann. Die Startzeit beträgt etwa 55 s bei einer etwa gleich langen Reaktionszeit, während die Endfestigkeit bereits nach 10–15 Min. erreicht wird. Das System enthält einen Katalysator, der den Einfluss des Gebirgswassers auf die Polyurethanbildung verringert, so dass die notwendige Wasserfestigkeit gewährleistet ist. Die kurze Reaktionszeit verhindert das unkontrollierte Abwandern von grösseren Harzmengen.

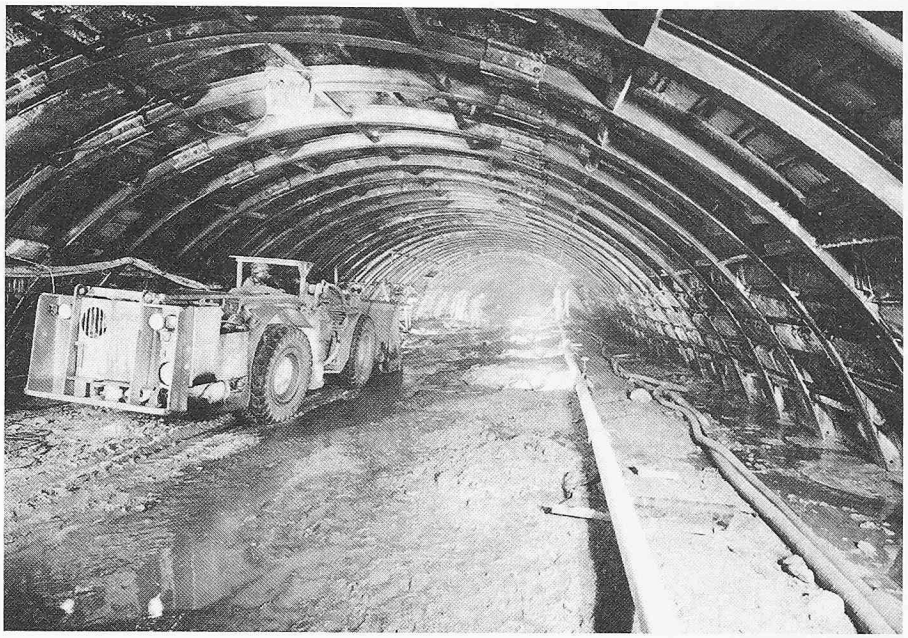


Bild 9. Gewölbeausweitung im Kreisprofil der Doppelspur. Äusserer Einbaubogen

170 m vor der vorgesehenen Durchschlagsstelle wurde eine Zone mit zerriebenem, tektonisch völlig zerstörtem Felsmaterial angefahren, die zu einer Umstellung der Baumethode zwang. Die Beschaffenheit des Gebirges war derart, dass ein Vollausbruch nicht mehr in Frage kam. Es erfolgte eine Umstellung auf *Firststollenvortrieb mit nachfolgender Gewölbeausweitung.* Wiederum mussten die Installationen angepasst werden. Auf der Seite von Realp hatte man mit einem elliptischen Profil gearbeitet, dessen Abmessungen keine Mechanisierung der Firststollenausweitung zuliessen. Dementsprechend waren die Vortriebsleistungen gering (50 cm–100 cm je Tag). Dies hatte wiederum zur Folge, dass die Deformationen des Gebirges sich im Bereich der Ortsbrust als Zusatzbelastung auswirkten, wodurch sich die Felsverhältnisse noch weiter verschlechterten. Es konnte beobachtet werden, wie Kluftkörper, mit an sich noch guter Festigkeit durch diese Zusatzbelastung bis zum vielfältigen Bruch zerstört wurden. Im Kreisprofil, dessen Abmessungen eine Mechanisierung der Ausweitung zuliessen, betrug dagegen die Ausbruchsleistung 3–4 m/Tag, so dass sich die Deformationen erst in einem Abstand von einigen Metern hinter der Ortsbrust einstellten. Damit fiel die zusätzliche Belastung der Ortsbrust und die dadurch bewirkte Verschlechterung der Standfestigkeit weg. Aus diesen Gründen wurden die Ausbruchsarbeiten auf der Seite von Realp eingestellt.

Die *Ausweitung des Firststollens* erfolgte von der Mitte aus gleichzeitig in zwei Richtungen. Zwischen einem äusseren auf das Gebirge abgestützten und einem inneren Stahleinbaubogen wurden die Armierung des Widerlagerbalkens angeordnet und zusammen mit dem übrigen Zwischenraum einbetoniert. Dadurch konnte der Strossenabbau mit einer Leistung von 4–6 m je Tag ohne besondere Probleme ausgeführt werden. Extensometer- und Konvergenzmessungen zeigten, dass sich der Tunnelabschnitt im Kreisprofil stabil verhält. Die ganze Einbaustrecke wurde mit einer Spritzbetonschicht von etwa 20 cm Stärke abschliessend ausgebaut (Bilder 9, 10 und 11).

Die messtechnische Überwachung

Die Wahl einer einschaligen Bauweise für den Tunnelausbau, bestehend aus einer verhältnismässig dünnen Spritzbetonverkleidung, erschien anfänglich als Wagnis. Lange Tunnelabschnitte zeigten intensive Aufblätterungen, Ausknicken von Schichten in den Hohlraum sowie massive Deformationen und Brucherscheinungen. Zahlreiche Einbaustrecken standen, nach ihren Trägerverformungen zu schliessen, unter schwerem Druck. Es war daher von Anfang an klar, dass die Wirksamkeit des gewählten Ausbaus messtechnisch überprüft werden muss. Die Aufgabe war nur insofern aussergewöhnlich, als es galt, eine sehr grosse Zahl von Messquerschnitten zu errichten,

Bild 10. Strossenabbau im Kreisprofil

Bild 11. Kreisprofil nach dem Strossenabbau

die mit den herkömmlichen Handablesemethoden (Messuhren usw.) kaum mehr zu bewältigen gewesen wären. Hochgelegene Messpunkte hätten zudem den Einsatz von Arbeitsgerüsten bedingt, deren dauernde Verschiebung nicht durchführbar war. Aus diesen Gründen wurde eine *elektronische Registrierkapsel* entwickelt, die sich bezüglich der gewünschten Messintervalle programmieren lässt und welche die Messwerte speichert. Mit einem Tektronix-Tischcomputer können daraufhin die Messwerte herausgelesen und ausgewertet werden. Für Dauerüberwachungen wurde das System mit einem Datalogger ausgerüstet, d. h., die Messwerte können an Ort und Stelle auf ein Band übernommen werden.

Die grosse Zahl von Messwerten und ihre schnelle und einfache Auswertung gestattet in relativ kurzen Messperioden Tendenzen zu erkennen, die Wirkungen der einzelnen Ausbaumassnahmen festzustellen und allfällig notwendige zusätzliche Verstärkungen frühzeitig anzuordnen.

Andererseits konnte die Bemessung des definitiven Tunnelausbaus den Verhältnissen entsprechend vorgenommen werden. Die Kenntnis des zeitlichen Verlaufs der Deformationen und des Einflusses der verschiedenen Ausbaumassnahmen auf denselben, führte natürlich auch zu beachtlichen Einsparungen. So konnte z. B. in den Stahleinbaustrecken mit geschlossenem kreisförmigem Einbau auf Zusatzankerungen verzichtet werden, die jedoch in den elliptischen Querschnitten unumgänglich waren. Die grobbankigen Tälligratgranitgneise, die unmittelbar nach dem Vortrieb durch massive Bruscherscheinungen auffielen, konnten nach dessen Abklingen mit Spritzbetonschichten von 10 cm Stärke ausgebaut werden, ohne dass in der Folge weitere Deformationen oder Brüche auftraten. Mit zunehmender Verschieferung dieser Granitgneise änderte sich ihr Verhalten, so dass ein verstärkter Ausbau notwendig wurde. Dieser Plausibelzusammenhang machte Entscheidungen notwendig, die durch die zahlreichen Messresultate mit vermehrter Sicherheit getroffen werden konnten und damit nicht mehr rein subjektive Ermessensfragen waren.

Bild 12 zeigt die Auswertung der Extensometermessung bei Tm 4888 ab Realp. Im Bereich dieses Messquerschnittes waren anfänglich Deformationen im Stahleinbau aufgetreten, die zu massiven Verstärkungen zwangen. Die abgebildete Kurve zeigt den Verlauf der Deformationen über einen Zeitraum von 42 Tagen. Es ist möglich, einzelne Abschnitte der Kurve massstäblich zu verändern (Bild 13).

Die Drainage- und Abdichtungsarbeiten

In den *granitischen Zonen* kam es zu *zahlreichen Wassereinbrüchen* mit Schüttmengen bis zu maximal 200 l/s. Die Wassermengen gingen zwar nach wenigen Tagen stark zurück, waren aber insgesamt derart gross, dass sich z. B. auf der Seite von Realp die teilweise schon gebaute Drainageleitung des ursprünglichen Projektes als *zu klein* erwies. Es musste eine zweite Leitung erstellt werden. Im *mittleren Teil* des Tunnels und damit im Abschnitt mit der grössten Überlagerung wurde die *Drainageleitung aufgesetzt,* d. h. nicht mehr in einem vorgängig ausgesprengten Graben verlegt. Die felsmechanisch ungünstige Wirkung der Drainagegräben konnte so vermieden werden.

Die zum Teil *flächenhaft-diffusen Wassereintritte* brachten *umfangreiche Abdichtungsarbeiten* mit sich. Anfänglich wurde nach dem allgemein bekannten Oberhasli-Verfahren unter Anwendung von Kunststoff-Halbschalen vorgegangen. Diese Ausführung war sehr arbeitsintensiv und vor allem bei flächenhaften Abdichtungen unbefriedigend. Hier brachte die Einführung des Sika-Shot-Verfahrens die gewünschte Lösung. Der aufgespritzte, innerhalb etwa 10 s erstarrende Spezialmörtel eignete sich sehr gut für flächenhafte Abdichtungen. Die eingespritzten Drains enden frei, kurz oberhalb der beidseitig an den Fels anbetonierten Bankette. Eine Längsrinne sammelt das frei auslaufende Wasser und führt es von Zeit zu Zeit in die Drainageleitung ab. Direkte Anschlüsse wurden nur in den Frostzonen der Portalbereiche ausgeführt. Die Abdichtungsarbeiten erwiesen sich als bedeutender Kostenfaktor, musste doch darauf geachtet werden, dass Fahrleitung und Oberbau tropfwasserfrei gehalten werden können.

Der Tunnelausbau

Die Entscheidung, den Furka-Basistunnel mit einer *Kombination von Spritzbeton, Armierungsnetzen und Felsankern an Stelle einer Ortbetonverkleidung*

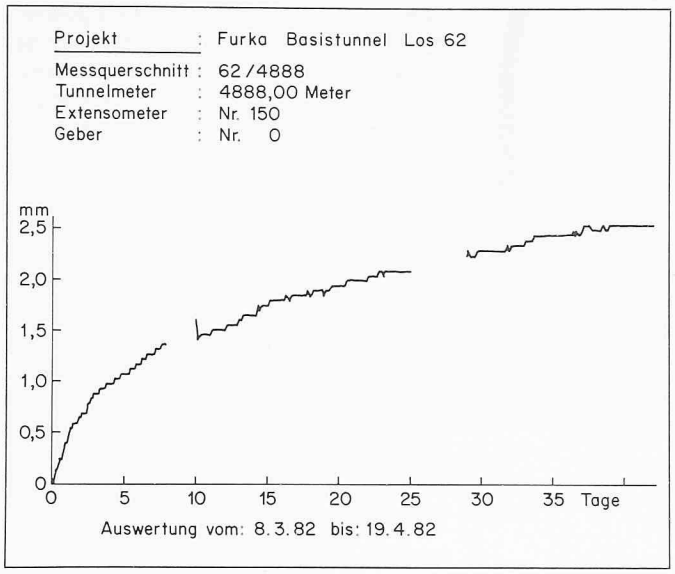


Bild 12. Verlauf der Deformationen in Abhängigkeit von der Zeit. Tm 4888 ab Realp nach erfolgter Einbauverstärkung. Extensometer 20 m. Auswertung des elektronischen Registrierteils

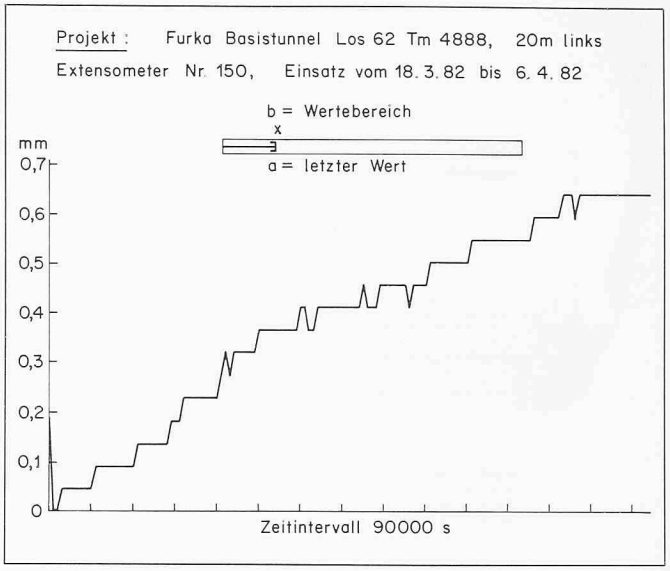


Bild 13. Veränderung des Massstabes für einen Teilbereich der Kurve

auszubauen, erfolgte auf Grund verschiedener Überlegungen und zwingenden Gegebenheiten, auf die in diesem Heft unter dem Titel Spritzbeton als Auskleidung im Furka-Basistunnel eingegangen wird. Fest stand jedoch von Anfang an, dass das *Langzeitverhalten* des gewählten Ausbausystems entscheidend vom gewählten Felsankertyp abhängig ist. Da aus Gründen der Wirkungsweise nur vollverklebte Anker in Frage kamen, musste nach einer chemisch beständigen, wasserdichten und im Wasser härtenden Klebmasse hoher Festigkeit gesucht werden. Zementmörtel schied daher aus. Die für temporäre Ankerungen vielfach eingesetzten und bewährten Polyesterharze weisen keine genügende Wasserdauerbeständigkeit auf. In der Folge wurden Versuche mit Epoxidharzen durchgeführt, deren Resultate sowohl bezüglich der Eigenschaften wie der Applikationsmöglichkeiten voll befriedigten.

Die zahlreichen *Spreizhülsenanker,* die vor Einführung der Rohranker versetzt worden waren, wurden in der Folge ebenfalls mit Epoxidharz ausinjiziert und damit korrosionsbeständig verklebt. Es zeigte sich, dass trotz der Thixotropierung des Harzes vor allem in den aufgeblätterten schiefrigen Paragneisen ein Harzmehrverbrauch durch die Verklebung der offenen Trennflächen entstand. Sobald jedoch die Harzpumpen abgestellt wurden, drang das Harz nicht mehr weiter in die Hohlräume ein, so dass die Vollverklebung der Anker gewährleistet blieb. Wie bei den Felssicherungsankern wurde auch bei den des Ausbaus die Maximallängen auf 4,5 m beschränkt, hingegen die Ankerdichte zur Erzielung der notwendigen Stützkräfte variiert. Angestrebt wurde die Bildung eines in seiner Stärke zwar begrenzten, aber wirksamen Gebirgstragringes, was sich in der Praxis auch in den meisten Fällen erreichen liess. Nahmen die Deformationen infolge der Gebirgseigenschaften jedoch innerhalb von 6–8 m ab Tunnelhohlraum nicht gegen Null ab, so wurde auf Unterstützungseinbau kombiniert mit Ankerungen übergegangen.

Vor Aufnahme der Ausbauarbeiten mussten vor allem in den Losen 61/63 Oberwald bis Fenster Bedretto und Fenster Bedretto bis Vortrieb Richtung Realp die notwendigen Um- und Neuinstallationen vorgenommen werden. Vor allem musste die *Ventilationsanlage* ganz erheblich verstärkt werden, befanden sich doch die Ausbauarbeitsstellen im ausziehenden Bereich der Ventilation. Damit waren sie den durchziehenden Sprenggasschwaden des Vortriebes wie auch der eigenen Staubentwicklung durch die Spritzbetonarbeiten ausgesetzt. In der Folge wurde das chemische Labor der BBC Baden mit der *Messung der Sprengschwaden und des Staubgehaltes der Tunnelluft* beauftragt. Dabei zeigte es sich, dass durch den Einsatz der von der Sprengstoff-Fabrik Gamsen neu entwickelten Tovexsprengstoffe eine eklatante Verminderung der Anteile der toxischen Gase NO_x und CO in den Sprengschwaden erzielt werden konnte. Die Einführung der Tovexsprengstoffe, die Erhöhung der Ventilationsgeschwindigkeit auf 0,5 m/s im freien Querschnitt sowie später die Verwendung von Staubbindemitteln bei den Spritzbetonarbeiten ergab eine beachtliche Verbesserung des Tunnelklimas, das durch die Temperatur von etwa 23° bei extrem hoher Luftfeuchtigkeit noch immer unangenehm und belastend genug war (Bilder 14 und 15).

Schwierig und zeitraubend gestalteten sich die *Transportverhältnisse* auf den grossen Längen der eingleisigen Baubahn, auf der die Belegschaft, das Ausbaumaterial und der Ausbruch transportiert werden mussten. Trotzdem konnten die Bauprogrammziele durch Flexibilität und gute Kooperation eingehalten werden.

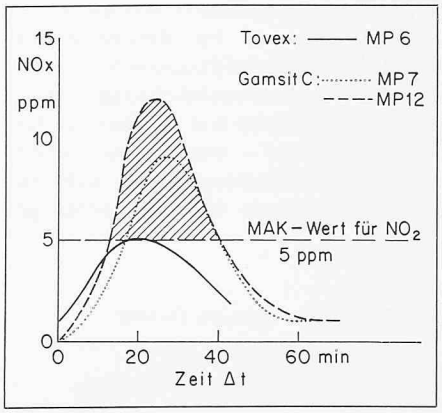
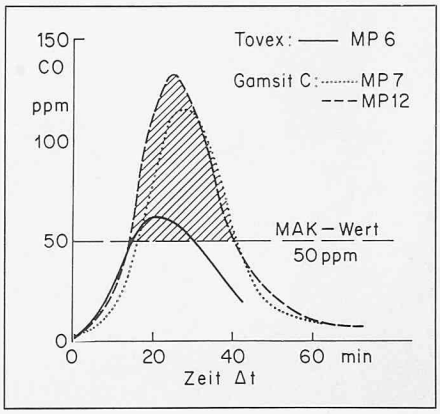


Bild 14. Messung von NO_x in den Sprengschwaden von Vortriebssprengungen. Messpunkt 5000 m ab Sprengstelle

Bild 15. Messung von CO wie Bild 14



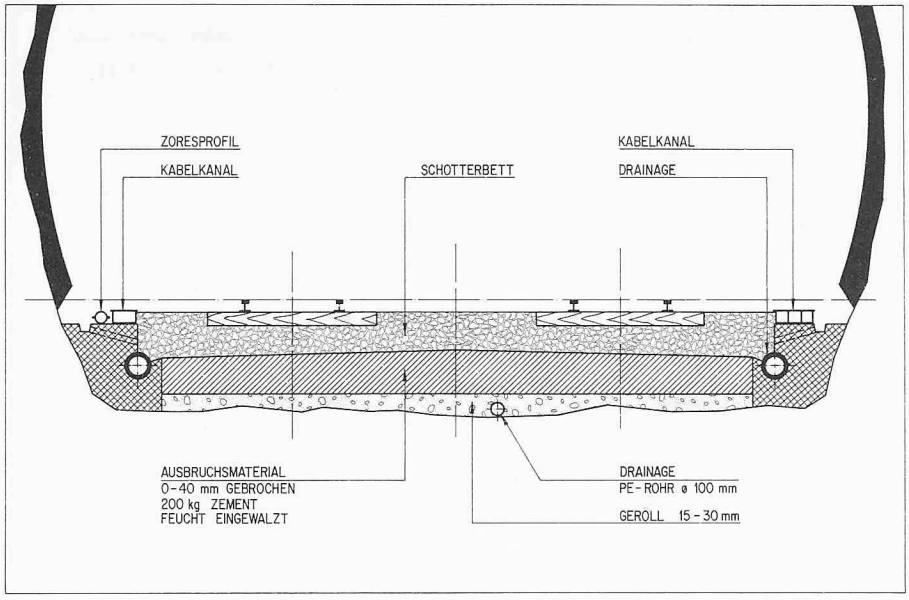


Bild 16. Tunnelsohle

Die Tunnelsohle

Schon während den Ausbruchsarbeiten zeigte es sich, dass die verschiedenartige Beschaffenheit der Tunnelsohle für den Bahnunterbau einige Probleme mit sich bringen wird. Vor allem in den Zonen der Tälligratgneis-Serie wie auch in den Gamsbodengranit-Gneisen wurden zahlreiche *Wasseraufstösse* festgestellt. In den Paragesteinszonen war die Sohle trocken, während im Rotondogranit einzelne Wasserinfiltrationen auftraten. An eine Sohlenabdichtung - etwa in ähnlicher Weise wie im Bereich des Tunnelgewölbes - war aus zeitlichen wie auch aus Kostengründen nicht zu denken. Qualitativ wäre eine derartige Trockenlegung überdies recht fragwürdig.

Die Strecke Portal Oberwald bis Tm 6800, die praktisch keine Wasseraufstösse in der Sohle aufwies, bot für den Bahnunterbau keine Probleme. Die Sohle wurde auf ein vorgegebenes Planum abgestossen und mit Vibrationswalzen, unter Beigabe von gebrochenem Planiematerial, eingewalzt. Die Qualität des derart erstellten Unterbaus wurde mit einer Troxlersonde laufend überprüft. Zwischen Tm 6800 und Tm 15 400 konnte wegen den erwähnten Wasseraufstösse nicht in derselben Weise vorgegangen werden. Zunächst wurde die Sohle gereinigt oder in Abschnitten mit stark mylonitisiertem Fels auf ein von Fall zu Fall bestimmtes Niveau abgestossen. Daraufhin wurde ein Hart-PE-Drainagerohr in der Sohlenmitte verlegt und mit Schotter abgedeckt bzw. ein eigentliches Schotterbett eingewalzt (Bild 16).

Gebrochenes, granitisches Ausbruchsmaterial der Körnung 0-40 mm mit 200 kg Zement je Kubikmeter erdfeucht gemischt, wurde daraufhin in einer Schichtstärke von 20-30 cm mit Vibrationswalzen eingewalzt. Dadurch gelang es, die Wasseraufstösse abzudrainieren, wobei die PE-Leitung in bestimmten Abschnittslängen mit einem gegenüber der Tunnelsohle verminderten Längsgefälle in die aufgelegte Hauptdrainage eingeleitet wurde.

Im Mittelabschnitt des Tunnels, und damit im Bereich der hohen Überlagerungen, wurde die Hauptdrainage nicht in einem ausgesprengten Seitengraben ausgelegt, sondern in ein auf der Sohle aufgelegtes Betonbankett eingebaut. Diese Lösung hat u. a. den Vorteil, dass die steil gestellten, nahezu parallel zur Tunnelachse streichenden Gesteinsschichten durch das vorgelagerte Betonbankett zusätzlichen Halt bekommen, während ausgesprengte Drainagegräben eher zur Destabilisierung der Tunnelstösse führen. Die zwischen den beiden Banketten eingebrachte Stabilisationsbetonschicht führt zudem zu einer Art Sohlschluss, der wiederum aus felsmechanischen Gründen sehr erwünscht ist. Die destabilisierende Wirkung ausgesprengter Gräben konnte übrigens durch Deformationsmessungen nachgewiesen werden, wie dies als Folge der Schichtlage, der Gesteinsbeschaffenheit und der grossen Überlage-

Bild 17. Sohlenreinigung bei Tm 6600

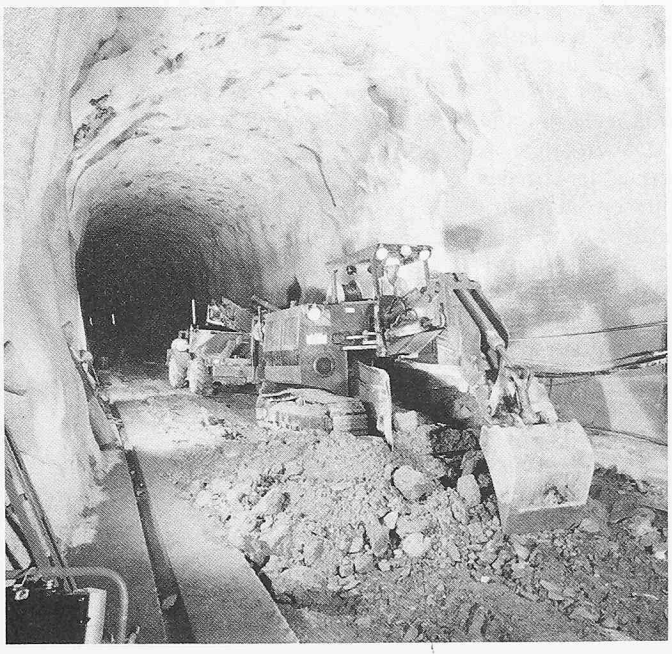


Bild 18. Bahnunterbau. Filterkies und Mitteldrainage. Eingewalztes, zementstabilisiertes Ausbruchsmaterial

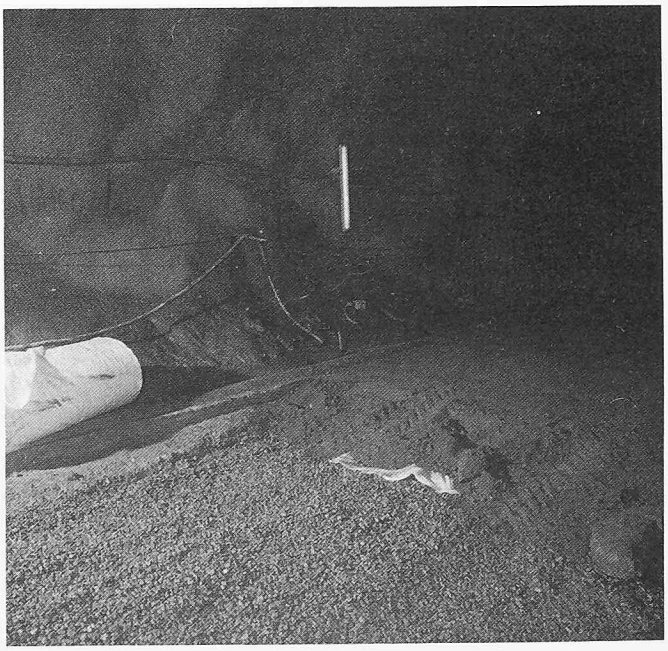


Bild 19. Schotterzug in der Kreuzungsstelle Tunnelstation Rotondo

rung zu erwarten war. Wieder einmal mehr zeigte es sich auch an diesem Beispiel, dass irgendwelche, an anderen Bauwerken angewendete Tunnelquerschnitte nicht einfach unbesehen übernommen werden können, sondern dass in jedem Fall Lösungen gesucht werden müssen, die sich den zu erwartenden oder den angetroffenen Verhältnissen optimal anpassen. Es bleibt hinzuzufügen, dass in Strecken mit Unterstützungseinbau eigentliche Betonsohlgewölbe eingebaut wurden, die unterhalb des Bahnunterbaus durchlaufen.

Bei der Bauausführung erwies sich die gewählte Bauweise als optimal. Einerseits konnten die einzelnen Arbeitsgänge gut mechanisiert werden, woraus sich hohe Bauleistungen ergaben, während andererseits die Kosten relativ niedrig blieben. Zudem gelang es damit, den Bahnoberbau vollständig trokken zu legen, was sich zweifellos auf dessen Lebensdauer günstig auswirkt. Eine Verschmutzung des Schotterbettes durch Hochpumpen von nassem Feinmaterial und die damit verbundene Destabilisierung des Bahnunterbaus, infolge der dynamischen Wirkung des Fahrbetriebes, kann mit dieser Lösung nicht mehr vorkommen.

In der Zeit zwischen dem Tunneldurchschlag Ende April 1981 und der Fertigstellung der Gleisanlage am 22. April 1982 wurden 15 400 m Sohle gereinigt (Bild 17) und total rund 26 000 m Betonbankette gebaut sowie 6800 m Sohle planiert und 8600 m Sohlenbeton eingebracht (Bild 18).

Der Bahnbau

Mitte September 1981 begann der Bahnbau beim Portal Oberwald. Täglich wurden im Mittel 350 m Gleis fertiggestellt. Zunächst wurde die Gleisanlage bis und mit Kreuzungsstelle Los 61 gebaut, damit die Montagearbeiten in der dortigen Tunnelstation Gehren möglichst frühzeitig begonnen werden konnten. Anschliessend begann der Gleisbau ab Portal Realp in Richtung Kreuzungsstelle Los 63. Beide Abschnitte wurden daraufhin eingeschottert und gekrampt (Bild 19). Gleichzeitig waren im mittleren Tunnelabschnitt zwischen Fenster Bedretto und der Durchgangsstelle Richtung Realp die Bauarbeiten noch in vollem Gange. Dadurch entstand ein Nebeneinander verschiedenster Tätigkeiten, das die Schaffung einer besonderen, obersten Koordinationsstelle notwendig machte.

Im Frühjahr 1982 wurde ab Kreuzungsstelle Gehren Richtung Fenster Bedretto und anschliessend ab Kreuzungsstelle Rotondo mit dem Gleisbau weitergefahren. Am 22. April 1982, etwa ein Jahr nach dem Tunneldurchschlag, erfolgte beim Fenster Bedretto der Gleiszusammenschluss.

49 300 m Schienen des Typs VST 36 waren auf 41 300 Eichen- und Buchenschwellen verlegt und mit 37 500 m³ Bahnschotter eingeschottert worden.

Rund 13 Monate nach erfolgtem Tunneldurchschlag konnte die Bahn ihren Probebetrieb aufnehmen und den Tunnel am 25. Juni 1982 offiziell eröffnen.

Adresse des Verfassers: *R. Amberg*, dipl. Bergbauingenieur, Amberg Ingenieurbüro AG, Zürich und Sargans, Ausstellungsstrasse 88, Postfach 3141, 8051 Zürich.