

Swiss Tunnel Congress 2008

Fachtagung für Untertagbau

11. Juni 2008 in Luzern

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers
and architects

selnaustrasse 16
ch-8039 zürich
www.sia.ch



FGU Fachgruppe für Untertagbau
GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains
GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo
STS Swiss Tunnelling Society

FGU Fachgruppe für Untertagbau

Tagungssekretariat Swiss Tunnel Congress

Thomi Bräm, PR-Beratung + Verlag, Felsenstrasse 11, CH-5400 Baden

Telefon +41 (0)56 200 23 33, Fax +41 (0)56 200 23 34

E-Mail fgu@thomibraem.ch

Druckvorstufe: Thomi Bräm, PR-Beratung + Verlag, Baden

Druck: Effingerhof AG, Brugg, 2008

Auflage: 1000 Exemplare

ISBN 978-3-03732-015-0

Dokumentation SIA D 0229

Swiss Tunnel Congress 2008 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2008 by SIA Zürich und Fachgruppe für Untertagbau

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdrucks, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe (Fotokopie, Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und das der Übersetzung, sind vorbehalten.

Inhalt

| | | |
|---------------------------------------|--|------------|
| Felix Amberg | Vorwort | 5 |
| Thomas Held | Herausforderungen an die schweizerische Infrastruktur | 9 |
| <hr/> | | |
| Gotthardachse | | |
| Renzo Simoni | Stand der Arbeiten, Grossprojekte und das öffentliche Beschaffungswesen | 19 |
| Hans-Jakob Ziegler | Gotthard-Basistunnel – Geologische Erkenntnisse | 25 |
| Ralf Grand | Gotthard Basistunnel – Durchschlag Amsteg-Sedrun, logistische Herausforderungen | 31 |
| Kalman Kovári, Heinz Ehrbar | Gotthard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun – Die druckhaften Strecken im TZM Nord – Projektierung und Realisierung | 39 |
| Olivier Böckli | Teilabschnitt Faido – Bisherige Erfahrungen mit dem TBM-Vortrieb | 49 |
| Alex Schneider, Simon Tanner | A9 Umfahrung Visp – Anspruchsvolle Tunnelvortriebe in Lockergestein und Fels | 59 |
| <hr/> | | |
| Tunnel-Projekte | | |
| Andrea Sciotti, Antonio Zechini | The new underground B1 line in Rome: tunnelling and deep excavations within alluvial soils in urban environment. Design approaches and site performances. | 67 |
| Hans Köhler | Pumpspeicherwerk Limberg II – Eine Hochgebirgsbaustelle mit aussergewöhnlichen technischen und logistischen Anforderungen | 75 |
| Werner Kradolfer | Tunnel Engelberg – Technische Herausforderungen | 81 |
| Roland Kobel, Martin Bosshard | Die Durchmesserlinie in Zürich: Von der Idee zur Realisierung | 87 |
| Daniel Kohler, Beat Rupp | Hochwasserentlastungsstollen Thun – Herausforderungen beim Hydroschildverfahren | 97 |
| André Thiboud | Tunnel Maurice Lemaire à Saint-Marie aux Mines – Le génie civil au service de la sécurité | 109 |
| Peter Jedelhauser, Markus Sägesser | Projektwettbewerb als Weg zur Lösungsfindung – unsere Erfahrung am Beispiel «Instandsetzung Adlertunnel» | 117 |
| Brian Fulcher, John Bednarski | Arrowhead Tunnels Project – Piercing the Mountain in Very Adverse Ground and Water Conditions | 125 |
| <hr/> | | |
| Colloquium | | |
| Georg Anagnostou | Bauhilfsmassnahmen im Tunnelvortrieb | 133 |
| Roger Bremen | Injektionen als Bauhilfsmassnahmen – Teil 1: Grundlagen Injektionen als Bauhilfsmassnahmen – Teil 2: Injektions- technische Massnahmen zur Herstellung, Sicherung und Sanierung von Tunnelbauwerken | 141 147 |
| Kurt Kogler | Praktische Anwendung, Baumethodik, Geräte | 153 |
| Conradin Hürlimann | Materialtechnologie der Verfestigungs- und Abdichtungsinjektionen | 161 |

Verfasser

| | |
|--------------------|--|
| Amberg Felix | Amberg Engineering AG, Regensdorf |
| Anagnostou Georg | Institut für Geotechnik ETH-Hönggerberg, Zürich |
| Bednarski John | Metropolitan Water District of Southern California, Los Angeles (California) |
| Böckli Olivier | Implenia Bau AG, Aarau |
| Bosshard Martin | Basler & Hofmann, Zürich |
| Bremen Roger | Lombardi SA, Minusio |
| Ehrbar Heinz | AlpTransit Gotthard AG, Luzern |
| Fulcher Brian | J.F. Shea Construction Company, Walnut (California) |
| Grand Ralf | Gähler und Partner AG, Ennetbaden |
| Held Thomas | Avenir Suisse, Zürich |
| Hürlimann Conradin | Sika Schweiz AG, Zürich |
| Jedelhauser Peter | SBB AG, Bern |
| Kobel Roland | SBB AG Infrastruktur Projektmanagement Durchmesserlinie, Zürich |
| Kogler Kurt | INSOND - Spezialbau Ges.m.b.H., Wien |
| Köhler Hans | Porr Technobau und Umwelt GmbH, Wien |
| Kohler Daniel | PraderLosinger SA, Sion/Zürich |
| Kovári Kalman | Beratender Ingenieur, Oberengstringen |
| Kradolfer Werner | Rothpletz Lienhard + Cie AG, Olten |
| Rupp Beat | Ingenieurbüro Bächtold & Moor, Bern/Thun |
| Sägesser Markus | SBB AG, Olten |
| Schneider Alex | Rothpletz Lienhard + Cie AG, Olten |
| Sciotti Andrea | Roma Metropolitana S.r.l., Rom |
| Simoni Renzo | AlpTransit Gotthard AG, Luzern |
| Tanner Simon | Rothpletz Lienhard + Cie AG, Olten |
| Thiboud André | APRR, Direction des Grands Investissements et de la Construction, Lyon |
| Zechini Antonio | Roma Metropolitana S.r.l., Rom |
| Ziegler Hans-Jakob | IG GBTS, SKH Schneider Kellerhals + Haefeli AG, Stans |

Vorwort

Der Swiss Tunnel Congress hat sich in den sieben Jahren zu dem herausragenden Anlass für die Schweizer Untertageindustrie entwickelt und er findet mittlerweile auch über die Schweiz hinaus Beachtung. Dieses Jahr nahmen über 750 Teilnehmer teil – was wiederum ein neuer Besucherrekord darstellt – und beinahe 20% der Besucher kamen aus dem Ausland. Diese Zahlen belegen eindrücklich die hohe Wertschätzung, die der Anlass genießt.

Für dieses Jahr wurde erstmals das so genannte «Advisory Board» aktiv und unterstützte den Vorstand der FGU bei der Auswahl von interessanten Projekten und kompetenten Vortragenden aus dem Ausland. Das Advisory Board setzt sich aus den führenden Vertretern der Fachorganisationen der benachbarten Länder zusammen. Mit diesen Organisationen pflegen wir auch ausserhalb des Swiss Tunnel Congresses intensiven Kontakt und nehmen verschiedene Aktivitäten gemeinsam wahr.

Ebenfalls zum ersten Male wurde das «Swiss Tunnel Colloquium» durchgeführt. Das Kolloquium ist eine halbtägige Veranstaltung, vor dem eigentlichen Swiss Tunnel Congress, zur vertieften Darstellung theoretischer und praktischer Aspekte ausgewählter Themen, dieses Jahr «Injektionen als Bauhilfsmassnahme im Vortrieb».

Der Haupttag wurde eröffnet mit einem Referat von Herrn Thomas Held, Direktor der Stiftung «Avenir Suisse». Herr Held erläuterte die zukünftigen Herausforderungen an die schweizerische Infrastruktur und fand mit seinem Referat ein grosses Interesse. Die Vormittagsreferate gehörten traditionsgemäss den AlpTransit-Projekten. Dr. Renzo Simoni referierte über den Stand der Arbeiten auf der Gotthard-Achse. Der Chefgeologe des Gotthard Basistunnels, Dr. Hans Jakob Ziegler, vermittelte die aktuellsten Erkenntnisse über den Baugrund im Gotthard-Basistunnel. Ralf Grand setzte sich mit den logistischen Herausforderungen beim Durchschlag Amsteg-Sedrun auseinander. Nachdem der baukritische Abschnitt des Tavetscher Zwischenmassivs Nord erfolgreich aufgefahren worden war, legte Heinz Ehrbar die grundlegenden geomechanischen Überlegungen und ihre bautechnische Umsetzung zur Durchörterung dieser druckhaften Abschnitte dar. Olivier Böckli präsentierte die bisherigen Erfahrungen mit dem TBM Vortrieb im Teilabschnitt Faido. Im einzigen Vortrag am Vormittag, der nicht die Bauwerke der NEAT zum Thema hatte, referierte Dr. Alex Schneider über die anspruchsvollen Tunnelvortriebe bei der Umfahrung Visp.

Am Nachmittag wurden technisch interessante und herausfordernde in- und ausländische Projekte vorgestellt. Andrea Sciotti erläuterte die geotechnischen Herausforderungen beim Bau der Linie B1 der Metro Rom. Die technischen und logistischen Problemstellungen und ihre Lösungen beim Aus- und Umbau des Pumpspeicherwerks Limberg II wurden von Dipl. Ing. Hans Köhler aufgezeigt. Werner Kradolfer informierte das Auditorium über die hydrogeologischen Phänomene und die sich daraus ergebenden technischen Herausforderungen beim Bau des Tunnels Engelberg. Roland Kobel und Martin Bosshard präsentierten das neueste Grossprojekt der SBB, die Durchmesserlinie Zürich. Über den anspruchsvollen Vortrieb mit einem Hydroschild beim Bau des Hochwasserentlastungsstollens in Thun berichtete Daniel Kohler. André Thiboud stellte das spezielle Projekt des Um- und Ausbaus des Tunnels Maurice Lemaire in Saint-Marie aux Mines vor. Peter Jedelhauser präsentierte den Ablauf des Projektwettbewerbs für die Instandsetzung des Adlertunnels. Auf Interesse stiessen auch die Ausführungen von Brian Fulcher über den Vortrieb des Arrowhead Tunnels in Kalifornien, wo schwierigste Bergwasserverhältnisse zu meistern waren.

Am dritten Tag wurden fünf Exkursionen in alle Landesteile angeboten, die rege besucht wurden.

Zusammen mit dem Swiss Tunnel Colloquium, dem Konferenztag mit der Ausstellung und den Exkursionen ist der Swiss Tunnel Congress damit auf einen fast dreitägigen Anlass gewachsen. Der grosse Teilnehmerzuspruch bei allen Veranstaltungen bestätigt, dass der Swiss Tunnel Congress als Anlass sehr geschätzt wird und sich die FGU damit auf dem richtigen Kurs befindet.

Man sollte aber nicht vergessen, wem man dies zu verdanken hat. Ich möchte mich daher an dieser Stelle bei den Referenten, den Tagungsleitern, den Organisatoren der Exkursionen, den Helfern, den Ressortleitern des Vorstandes und natürlich auch bei den grosszügigen Sponsoren ganz herzlich bedanken. Ohne ihre grossartige Unterstützung und Hilfe wäre dieser Anlass in dieser Form nicht möglich.

Fachgruppe für Untertagbau



Felix Amberg, Präsident

Hauptsponsoren



Allianz Suisse Versicherungen, Zürich

Alpine Bau GmbH, Salzburg/Wals
Alpine Bau GmbH, Hergiswil



Amberg Engineering AG
Amberg Technologies AG
VersuchsStollen Hagerbach AG

Aon (Schweiz) AG, Zürich



Basler & Hofmann

Basler & Hofmann AG, Zürich

BASF Construction Chemicals Europe AG, Zürich



Belloli SA, Grono

Consorzio TAT, Los 554 Bodio/Los 452 Faido
Implenia Bau AG, Alpine Bau GmbH,
CSC SA, Hochtief AG, Impregilo SA



eine Marke der CREABETON MATERIAUX AG

Vigier Cement AG, Péry
CREABETON MATERIAUX AG,
Müntschemier

Frutiger AG, Thun



Gasser Felstechnik AG, Lungern

Herrenknecht AG, D-Schwanau



Holcim (Schweiz) AG, Zürich

Implenia Bau AG, Aarau





IUB Ingenieur-Unternehmung AG

Jura Cement, Wildegg und Cornaux



Marti Holding AG, Bern



MURER TUNNELBAU, Erstfeld



Pöyry Infra AG, Zürich

RUWA Drahtschweisswerk AG, Sumiswald



SFS unimarket AG, Befestigungstechnik,
Rotkreuz

Sika Schweiz AG, Zürich



ARGE TRANSCO, Sedrun

ARGE Transtec Gotthard, Zürich
Atel Installationstechnik
Alcatel-Lucent/Thales Rail Signalling Solutions
Alpine-Bau
Balfour Beatty Rail



UBS AG, Zürich

Walo Bertschinger AG, Zürich



Co-Sponsoren

Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen/BE – Avesco AG, Langenthal – BG, Bonard & Gardel, Lausanne – BK Giuliani GmbH, Ludwigshafen/Rhein – CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano – Emch+Berger AG, Bern – Gonar-Systems International, Katowice – Kellerhals + Haefeli AG, Bern – Kiener + Wittlin AG, Zollikofen – Lombardi SA, Minusio – Phoenix Contact AG, Tagelswangen – Porr Suisse AG, Altdorf – Rittal AG, Neuenhof – Rockwell Automation AG, Dierikon – Rowa Tunnelling Logistics AG, Wangen/SZ – Sigrist-Photometer AG, Ennetbürgen – Solexperts AG, Mönchaltorf

Herausforderungen an die schweizerische Infrastruktur

Thomas Held, Dr. phil.
Avenir Suisse, Zürich

Die Infrastruktur ist in der Schweiz eher unvermittelt wieder zu einem politisch relevanten Diskussionsthema geworden. Dies mag auf den ersten Blick erstaunen. Bei genauerem Hinsehen können diverse Gründe für diese neue Prioritätenrangfolge ausgemacht werden.

Bild 1: Infrastruktur als neu entdecktes Thema

- Infrastruktur als Standort- und Wohlfahrtsfaktor
 - Korrelation Stromverbrauch/BIP-Wachstum
 - Verkehrsinfrastruktur → Mobilität → Spezialisierung/Handel
 - Infrastruktur als Akzelerator für private Investitionen
- Investition in Infrastruktur = Investition für Zukunft
- Grosse, aber verdrängte Herausforderungen
 - Langfristige Notwendigkeit vs. politischer Umsetzungswillen
 - Demographie: Mehr Freizeit → mehr Mobilität

Zum einen setzt sich mehr und mehr die Erkenntnis durch, dass ein wohlstandssichernder Wachstumspfad wesentlich vom Entwicklungsstand der Infrastruktur abhängt. Dies gilt nicht nur in derart offensichtlichen Bereichen wie der Stromversorgung – wie weitherum bekannt kann eine starke Korrelation zwischen Stromverbrauch und Wachstum nachgewiesen werden. Vielmehr betrifft diese Erkenntnis auch eine funktionsfähige Verkehrsinfrastruktur, welche *conditio sine qua non* für die physischen Güter- und Personenströme im heutigen Umfang darstellen. Die infrastrukturell ermöglichte Mobilität wiederum ist Voraussetzung für das Erreichen höchster Spezialisierungsstufen. Damit verbundene Alleinstellungsmerkmale bilden gerade für eine kleine, international ausgerichtete Dienstleistungsgesellschaft wie die Schweiz einen der zentralen Erfolgsfaktoren.

Darüberhinaus ist eine verlässliche, moderne Infrastruktur immer auch Anziehungspunkt für und Treiber von privaten Investitionen.

Aus all diesen Gründen müssen Investitionen in die Infrastruktur als Investitionen in eine prosperierende Zukunft angesehen werden. Der damit implizierten Notwendigkeit, die infrastrukturellen Erneuerungen vorausschauend und vor allem frühzeitig voranzutreiben, ste-

hen jedoch mehrere potentiell hemmende Herausforderungen entgegen.

Zum einen ist es gerade der unabdingbar langfristige Zeithorizont, welcher im kurzfristigen, auf Legislaturperioden respektive Wiederwahl ausgerichteten Denkmuster der Politik eher zu kurz kommt.

Zum anderen deutet die demografische Entwicklung hin zu einer immer älteren Gesellschaft mit vergleichsweise wenig Kindern tendenziell auf eine abnehmende Investitionsbereitschaft hin: Die Mehrheitsverhältnisse verschieben sich hin zu den Älteren, welche ein viel geringeres Interesse an langfristig wirksamen Investitionen haben, da sie deren Resultate mehrheitlich nicht mehr erleben werden. Zusätzlich vergrössert sich die Schere zwischen Sozialkonsum und Investitionen zunehmend zuungunsten letzterer. Ein Blick auf die langfristigen Pfade der je Bereich aufgewendeten Mittel zeigt dies deutlich (vgl. Bild 2). Deren Entwicklung dürfte sich in den nächsten Jahren noch verschärfen.

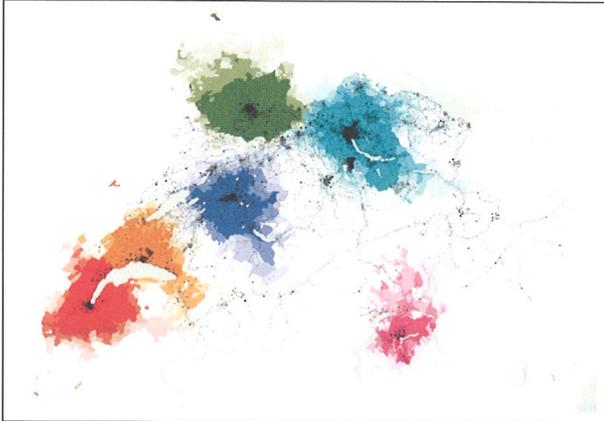
Bild 2: Sozialausgaben vs. Investitionen seit 1980



Wird nun die Blickrichtung etwas geändert und die Frage der Herausforderungen von der Seite der Infrastrukturnutzung her betrachtet, muss auf einen weiteren Grosstrend hingewiesen werden: Die Schweiz ist ein Pendlerland. Was dies sozio- und raumstrukturell letztlich für Konsequenzen zeitigt, dessen scheint man sich bis vor kurzem noch nicht wirklich bewusst geworden zu sein. Erste Hinweise können aus der empirischen Erfassung der Pendlerströme gelesen werden. Die folgende Karte (vgl.

Bild 3) von Avenir Suisse zeigt die Räume, auf welche sich die täglichen Pendlerwege konzentrieren.

Bild 3: Pendlerräume Schweiz



Daraus folgt die bekannte Interpretation dieser Einzugsgebiete der Kernstädte als wirtschaftsstarke Metropolregionen sowie der dazwischen liegenden weissen Gebiete als eher strukturschwach aufgrund der fehlenden Anziehungskraft für Arbeitnehmer. Das Bild macht im weiteren deutlich, welches zentrale Gewicht dem Verkehr in diesem eigentlichen «Stadt-Land Schweiz» zukommt. Konkreter wird dessen wahre Dimension mit einem Blick in die Verkehrsstatistik (vgl. Bild 4).

Bild 4: Verkehrsstatistik Schweiz

- 90% der Einwohner = Verkehrsteilnehmer
- 17'400 km/Person/Jahr, davon 3'800 km im Ausland
- Davon: 44% Freizeitverkehr, nur 24% Berufsverkehr
- Zuwachs 1980-2003 im MIV +34%, im ÖV +43%
- 67 von 100 km werden mit dem Auto zurückgelegt, 18 von 100 im ÖV
- CH: Spitzenreiter bei Pro-Kopf-Investitionen Schieneninfrastruktur

Diese weist im internationalen Vergleich absolute Spitzenwerte aus. Womöglich erstaunlich ist der Blick auf den hauptsächlichlichen Nutzungshintergrund: Treiber des Verkehrsaufkommens ist eben gerade nicht nur der Berufsverkehr, vielmehr zeichnen in zunehmendem Masse die freizeitbedingten Mobilitätsbedürfnisse dafür verantwortlich. Dies wiederum kann zu einem guten Teil der demographischen Entwicklung zugeschrieben werden. Mehr Rentner bedeutet letztlich auch mehr Freizeit. Zu konstatieren ist im weiteren, dass letztlich eben doch der motorisierte Individualverkehr das zentrale Standbein der Verkehrsbewegungen in der Schweiz darstellt – trotz allen (legislativen und finanziellen) Bemühungen in Richtung Schiene zu verlagern.

Diesen Herausforderungen zum Trotz stellt sich unweigerlich die Frage, inwiefern die Infrastruktur generell und

die Verkehrsnetze im speziellen tatsächlich als vordringliches Problem zu betrachten ist. Denn: der Verkehr funktioniert, mehrheitlich hört man im Radio die Meldung «keine Behinderungen im Verkehr. Weiterhin gute Fahrt».

Bild 5: Infrastruktur in gutem Zustand

- Keine Behinderungen im Zugverkehr
- Strassenzustand gut
- Keine Blackouts
- Rieseninvestitionen in Schiene (NEAT, Bahn 2000, FinÖv, ZEB etc.)
- Innovationswettbewerb im Telekom-Sektor
- OECD: Solide, gut diversifizierte Energieversorgungspolitik

Auch sind Blackouts im grösseren Stil bislang keine eingetreten respektive nur einmal bei den SBB vor rund 3 Jahren. Gerade weil die meisten Menschen hier noch nie in ihrem Leben einen Stromblackout zu gewärtigen hatten, war dies damals ja ein ganz grosses Ereignis. Ebenfalls wird der Schweiz ein erfolgreicher Innovationswettbewerb im Telecom-Sektor zugeschrieben, wenn auch nicht so sehr dank innerem Drang, sondern vielmehr aufgrund des Drucks der internationalen Märkte und der europäischen Entwicklung. Am Ende zählt jedoch vordringlich das Resultat. Zu guter Letzt bescheinigt die OECD der Schweiz eine solide und diversifizierte Energieversorgung.

Aus diesen Gründen könnte man durchaus argumentieren, die bestehende Infrastruktur sei offenbar bestens geeignet, die heute an sie gestellten Anforderungen zu erfüllen. Jedoch wird damit ein gewichtiger Punkt ausgeblendet: Diese Darstellungen sind nichts mehr als eine (statische) Momentaufnahme. Und wer gewillt ist, genauer hinzuschauen, erkennt bald, dass in diversen Bereichen die Kapazitätsgrenzen bereits erreicht sind.

Bild 6: Befund zu positiv

- Bahnverkehr: Kapazitätsgrenze erreicht!
- Strasse:
 - Verkehrswachstum auf gleichbleibendem Netz
 - Teurer Stau in der Agglomeration
 - Mangelnde Tangentialverbindungen
- Flughafen (noch nicht) ganz am Anschlag
- Drohende Stromlücke

Bezüglich dem Schienennetz bietet ein Gespräch mit Herrn Meyer oder anderen SBB-Kader exemplarischen Anschauungsunterricht: Diese optimieren die Auslastung

im Minuten- oder gar im Sekundenbereich und berichten vom grossen Erstaunen ausländischer Bahnverantwortlicher darüber, was hier im bereits dichten Schweizer Netz noch alles zusätzlich aus den bestehenden Kapazitäten herausgeholt wird. Beim Strassenverkehr wiederum offenbart sich die unglaubliche Situation, dass trotz dem genannten starken Wachstum gefahrener Kilometer in den letzten 20 Jahren die Netzgrösse faktisch unverändert belassen wurde (vgl. Bilder 7 und 8).

Bild 7: Entwicklung Netzzumfang Strasse und Schiene

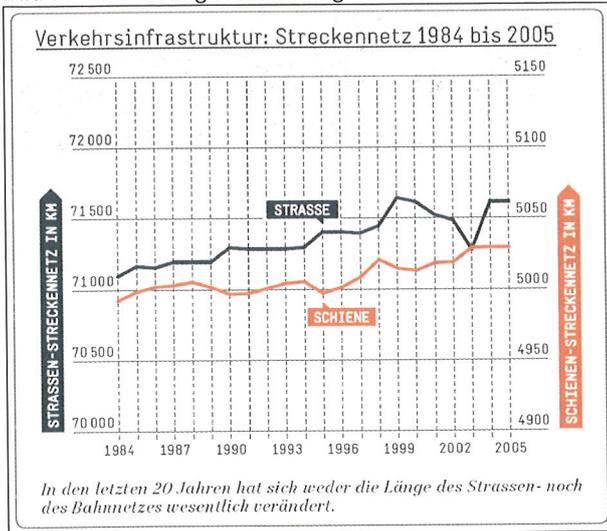
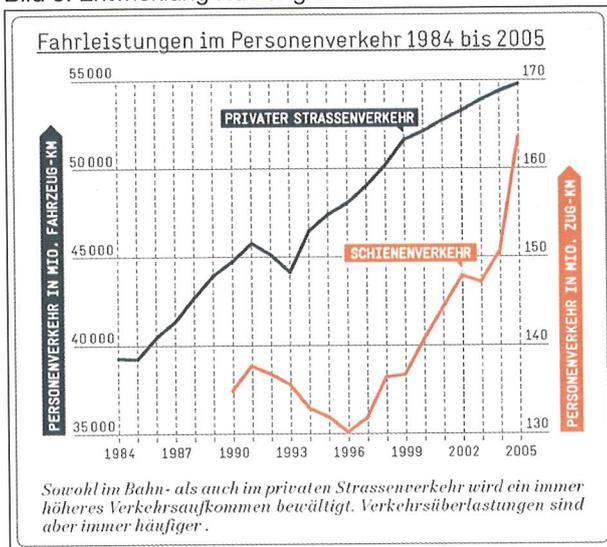


Bild 8: Entwicklung Nutzung Strasse und Schiene

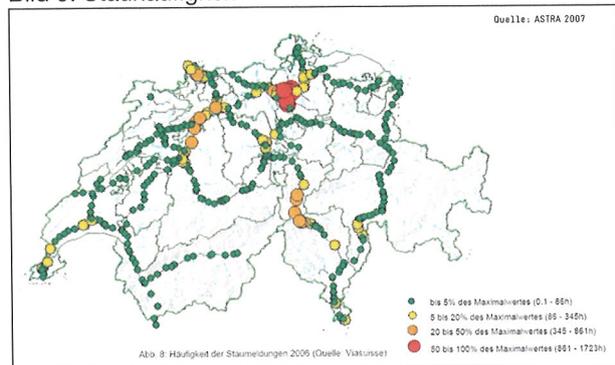


Die Folgen sind offensichtlich:

In den Agglomerationen nehmen die Staus zu Stosszeiten immer grössere Ausmasse an, mit kostentreibenden Auswirkungen wie Rückstau oder Umgehungsverkehr in Wohnquartieren. Die Staukarte des Bundesamtes für Strassen zeigt deutlich, wo sich die bottlenecks befinden (vgl. Bild 9). Wenn man sich dazu nochmals die weiter oben gezeigte Karte der Pendlerbewegungen vor Augen

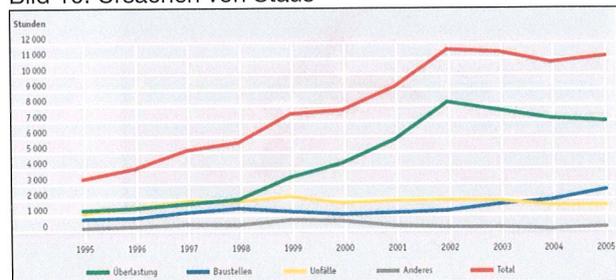
führt, erstaunt nicht, dass die Staus vordringlich im Herzen der Region Zürich sowie abgeschwächt auf dem Vortortzubringer nach Basel auftreten, also genau dort, wo eine Mehrheit der Berufspendler vorbei muss.

Bild 9: Stauhäufigkeit



Diese Aussage wird durch eine weitere Statistik des ASTRA gestützt, welche die Staus nach ihren Ursachen erfasst. Hier wird sehr deutlich, dass die Zeiten, in welchen Staumeldungen primär durch Bauarbeiten oder Unfälle verursacht werden, definitiv Geschichte sind. Vielmehr sind die heutigen Staus mehrheitlich Folge des über der Kapazitätsgrenze liegenden Verkehrsaufkommens.

Bild 10: Ursachen von Staus



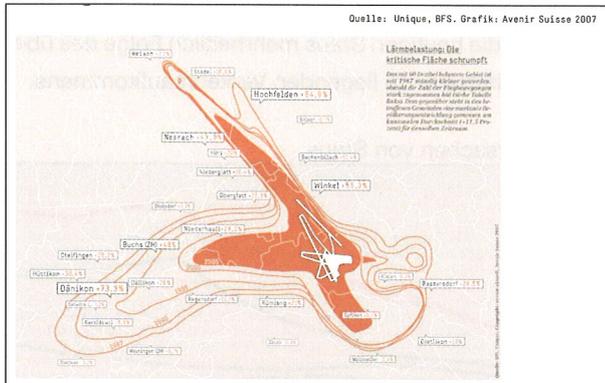
Dazu gesellt sich aufgrund der relativ dynamischen Agglomerationsentwicklung ein weiteres, neueres Problem. Die Verkehrsbewegungen finden zunehmend nicht mehr vom Zentrum als Arbeitsort in die periphere Agglomeration als Wohnort statt. Vielmehr bewegen sich die Menschen tangential zwischen den sich ausdifferenzierenden Agglomerationsstädten innerhalb einer Metropolitanregion. Die Verkehrssysteme sind demgegenüber historisch gewachsen auf die radialen, zentralen Achsen ausgerichtet. Bislang mangelt es grösstenteils an ausgebauten direkten Tangentialverbindungen.

Die zu positive Sicht zeigt sich im weiteren beim Flughafen Zürich-Kloten, einer der vielleicht wichtigsten nationalen Infrastrukturen. Es wird da zwar gebaut, doch alleine schon das Nachdenken über bestimmte kapazitätssteigernde Veränderungen wie Pistenverlängerungen

oder Optimierungslösungen wie dem Parallelsystem wird in der medial transportierten öffentlichen Meinung als unakzeptabel gebrandmarkt.

Dabei zeigt sich, dass der Kreis der vom Fluglärm betroffenen Gemeinden über die letzten 20 Jahre kontinuierlich kleiner geworden ist (vgl. Bild 11) – vordringlich dank des technischen Fortschritts. Demgegenüber zeigt die Bevölkerungsentwicklung in den flughafennahen Gemeinden, dass die Wohnlage weiterhin oder vielmehr immer mehr geschätzt wird. Sie ist natürlich attraktiv aufgrund der gleichzeitigen Nähe zum Flughafen und zum Zürcher Stadtzentrum. Dass damit die Zahl der Gegner von Vergrößerungen der Flughafenkapazität nicht abnimmt, liegt auf der Hand. Dadurch wird jedoch jede zukunftsgerichtete Weiterentwicklung der internationalen Anbindung des Standorts Zürich (respektive Schweiz) zugunsten von kurzfristigen Minderheitsinteressen von vornherein erstickt.

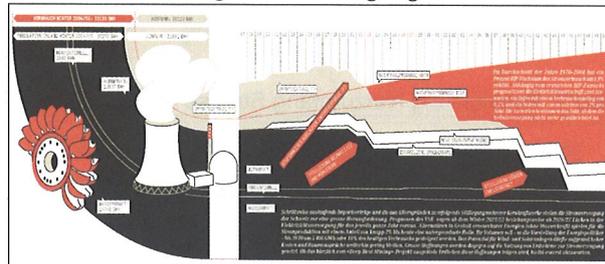
Bild 11: Flughafen ZH: Lärmbetroffenheit vs. Bevölkerungswachstum



Auf der Ebene der Problemverdrängung spielt sich auch die Diskussion um die Verhinderung einer möglichen Stromlücke ab. Der oben erwähnte Zustandsbeschreibung ist schon korrekt: momentan ist die Versorgung gesichert. Doch ein Blick in die nahe Zukunft muss nachdenklich stimmen. Hierzu eine Grafik, welche aufzeigt, was geschehen würde, falls die Kernkraftwerke bei Erreichen ihrer maximalen Lebensdauer ersatzlos abgeschaltet sowie die heutigen Vorzugs-Lieferverträge mit ausländischen Stromlieferanten ebenso ersatzlos auslaufen würden. Der rote Bereich rechts zeigt die unter diesen Annahmen entstehende Lücke zwischen Strombedarf und Stromproduktion. Diese Annahmen sind selbstverständlich eher unrealistisch, insbesondere Lieferverträge werden neue ausgehandelt werden. Doch in Anbetracht des massiv wachsenden Strombedarfs – Prognosen bis an die 50 % Mehrverbrauch bis 2050 sind durchaus realistisch – stellt sich dann die Frage des Preises, welcher über den Markt

bestimmt wird. Die Vorzugsbehandlung wird kaum mehr durchsetzbar sein, insbesondere dann nicht, wenn die EU die Strommarktliberalisierung endgültig umsetzt. Die heute bestehende erstklassige Bedarfsdeckung sowie die tiefen Preise sind daher nicht ohne weiteres langfristig garantiert.

Bild 12: Entwicklung Stromversorgung



Diese Ausführungen weisen darauf hin, dass die Lage im Infrastrukturbereich zumindest als durchgezogen bezeichnet werden muss.

Welche Beweggründe führen zu dieser kritischen Einschätzung? Vier Punkte werden hier genauer angesprochen.

Bild 13: Gründe für die kritische Beurteilung

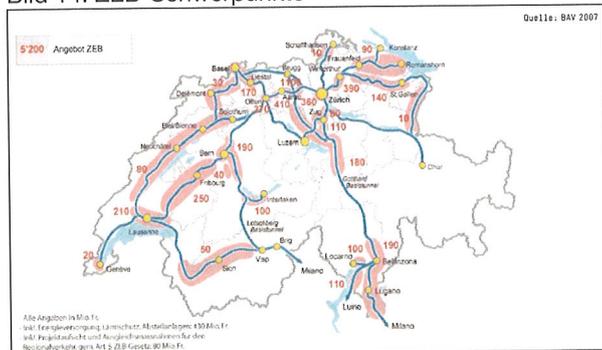
- (1) Infrastruktur weitestgehend in staatlicher Hand, Finanzierung = Resultat politischer Präferenzen
- (2) Infrastruktur als Hebel für föderalistische Umverteilung
- (3) Moralisch aufgeladene Debatte Schiene gegen Strasse
- (4) Institutionelle Hürden und direktdemokratische Hebelwirkung für Partikularinteressen (Gewicht der Veto-Spieler)

Zum einen liegt die Kontrolle über die Infrastruktur mehrheitlich in der Hand der Gemeinwesen. Dies bedeutet insbesondere, dass die Ressourcenzuteilung für Entwicklung und Erneuerung immer einen politischen Hintergrund hat und im allgemeinen nicht über Marktkräfte definiert wird. Letztlich sind die Entscheide deshalb bestimmt durch politische Präferenzen auf den Stufen Gemeinde, Kanton und Bund. Diesbezüglich spielen in der Schweiz zwei Aspekte eine grosse Rolle – und damit kommen wir bereits zu den nächsten beiden Aspekten der Lagebeurteilung. Kurz gesagt handelt es sich dabei einerseits um einen historischen Trend und andererseits um eine rund 20 Jahre alte Entwicklung.

Der längerfristige Trend zeichnet sich dadurch aus, dass die Infrastruktur das klassische Mittel für regionale Umverteilung war. Das bedeutet nichts anderes, als dass

nicht so sehr der Gebrauch der erstellten Infrastruktur im Vordergrund stand, sondern die Erstellung an sich und die entsprechenden Auswirkungen auf die lokalen, regionalen Ökonomien. Ein Blick zurück auf die Tunnelbauten früherer Jahre zeigt dies deutlich. Allerdings hat die Bedeutung dieses Faktors stark abgenommen – bereits bei der NEAT spielte er schon fast keine Rolle mehr. Einzig in den Köpfen der Politiker ist er weiterhin fest verankert, was sich am Beispiel der Beschlüsse zur zukünftigen Entwicklung der Bahninfrastruktur (ZEB) exemplarisch zeigen lässt: Die Liste der ZEB-Investitionsschwerpunkte zeichnet sich dadurch aus, dass sie keine eigentlichen Schwerpunkte setzt. Vielmehr zeigt die Karte, dass im ganzen Land gewerkelt werden soll; keine Region darf vernachlässigt werden, alle müssen partizipieren dürfen (vgl. Bild 14). Unter einem Investitionsschwerpunkt einer gewöhnlichen privatwirtschaftlichen Firma würde ein solches Programm sofort gestoppt und mit dem Auftrag, klare Prioritäten zu setzen an den Absender retourniert. In der schweizerischen Politik funktioniert diese grundlegende betriebswirtschaftliche Logik allerdings nicht.

Bild 14: ZEB-Schwerpunkte

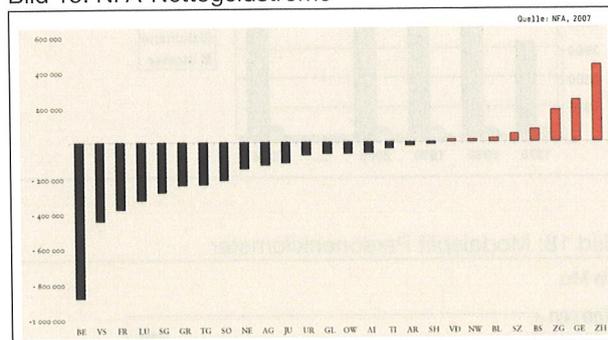


Bei der Betrachtung solcherlei durch regionalpolitische Reflexe bestimmte Umverteilungsmechanismen darf nicht vergessen werden, dass mit der Umsetzung des neuen Finanzausgleichs (NFA) genau diese verschlicht und teilweise abgebaut werden sollten. Innerhalb dieses eigentlichen Kraftaktes, welcher rund 20 Jahre Vorlaufzeit hinter sich hat, wurden deshalb Gefässe zur Berücksichtigung struktureller Nachteile wie der Topografie oder – über den Agglomerationstopf – auch das urbane Raum- und Sozialgefüge definiert.

Allerdings hat dies zur Folge, dass eine 80%-Mehrheit von Netto-Empfängern geschaffen wurde (vgl. Bild 15). Dies führt mehrheitlich dazu, dass die Formel gilt: Wer zahlt, befiehlt nicht. Vielmehr sind es einige wenige Kantone, welche die bestehenden föderalen Strukturen durch ihre finanziellen Beiträge stützen (müssen), ohne

über die konkrete Mittelverwendung mitentscheiden zu können.

Bild 15: NFA-Nettogeldströme



In letzter Konsequenz stellt sich damit heraus, dass sich trotz diesen umfassenden Bemühungen zugunsten einer eigentlichen Föderalismusreform letztlich an den Umverteilungsflüssen nicht viel geändert hat.

Der jüngere Trend zeigt sich darin, dass – sobald konkret darüber befunden werden muss – ein quasi religiöser Glaubenskrieg um die Frage stattfindet, ob in die Schiene oder in die Strasse investiert werden soll. Die äusserst problematischen Folgen dieses Kampfes lassen sich anhand diverser Indikatoren erfassen (vgl. Bild 16).

Bild 16: Schiene oder Strasse: Kampf um Ressourcen

- Ähnlich grosse Investitionen, aber krasse Differenz im Aufwand pro Leistungskilometer (Faktor 4)
- Kaum Veränderungen im Modalsplit: seit 1980 4/5 der Leistungskilometer auf Strasse
- Bundesanteile: Strasse ca. 40%, Schiene ca. 75%, entsprechende Incentives für Kantone und Gemeinden
- Prognose 2030: Wachstum Personenverkehr 15-30%, höherer Marktanteil ÖV, aber MIV immer noch ca. 70%
- UVEK: neue Strassen erst nach Vollendung Eisenbahnprojekte, Fertigstellung Autobahnnetz → schwere Hypothek

Beispielsweise bestehen aufgrund der Verteilschlüssel bei der Finanzierung starke Anreize für die Kantone und zumindest indirekt auch für die Gemeinden, Forderungen nach respektive Bau von Schienenprojekten denjenigen für die Strasse vorzuziehen.

Noch schwerwiegender wiegt allerdings, dass durch die Finanzierung via Infrastrukturfonds und insbesondere durch den Beschluss vor der Planung neuer Strassen zuerst alle Schienenprojekte fertig zu stellen, ein eigentliches Moratorium für eine bedarfsorientierte Kapazitätsanpassung des Strassennetzes besteht. Das dies einer der faktischen Verkehrsnutzung deutlich zuwiderlaufenden Priorisierung entspricht, lässt sich einfach aus den Kurven des Modalsplits ablesen (vgl. Bilder 17 und 18, Quelle: bfs).

Bild 17: Modalsplit beförderte Personen

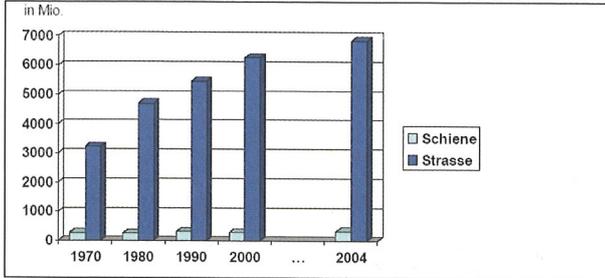
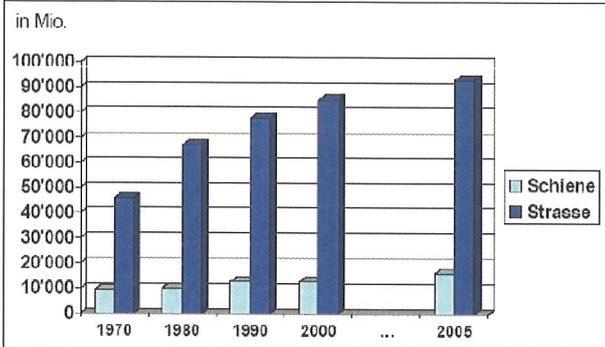


Bild 18: Modalsplit Personenkilometer



Als vierte Ursache der kritischen Lagebeurteilung muss schliesslich auf die oftmals hindernisreiche Umsetzung bereits beschlossener Infrastrukturprojekte hingewiesen werden – im speziellen bei solchen von grösserer Dimension. Dies bedeutet konkret nichts anderes, als dass, wenn unter den erwähnten politischen Randbedingungen die Investition einmal gesichert ist, der Kampf um die Bewilligungen und die Freigabe erst anfängt. Da im Schweizer Politiksystem kleine, gut organisierte Gruppen bekanntlich über starke Hebel zur Durchsetzung ihrer Interessen verfügen, darf nicht erstaunen, wenn trotz grundsätzlicher Zustimmung ein Infrastrukturprojekt für lange Zeit nicht über die Planungsphase hinauskommt. Dies kann anhand einiger Beispiele illustriert werden.

Starke symbolische Kraft hat zum einen Bild 19, welches zeigt, wie jeder Durchreisende im Kanton Uri vor einigen Jahren empfangen wurde. Es steht für den zumindest teilweise erfolgreichen Versuch, den NEAT-Gotthard-Tunnel bis in den Raum Flüelen zu verlängern. Dies mit der kostentreibenden Konsequenz, dass Planungsprozesse neu durchlaufen werden mussten, obwohl das Projekt per Abstimmung auf Bundesebene bereits klar umrissen war. Im gleichen Muster verläuft die Debatte bei der oben bereits angesprochenen Lärmdiskussion um den Flughafen Zürich-Kloten.



Bild 19

Wenn man bei diesen Beispielen die Zahl der Betroffenen eruiert und mit der Zahl der potentiellen Nutzer vergleicht, bilden erstere jeweils eine derart kleine Gruppe, dass sich unweigerlich die Frage nach der Durchsetzbarkeit von übergeordneten nationalen Interessen stellt.

Ein Höhepunkt derart fragwürdiger Blockierungswut wurde jüngst bei der Diskussion um die Instandhaltung der Zürcher Hardbrücke erreicht. Die Sanierung einer absolut zentralen Infrastruktur in der Stadt Zürich wird über Monate, wenn nicht Jahre durch Einsprachen behindert, welche den gesamten Instanzenweg durchlaufen: Vom Bundesgericht zum Bundesverwaltungsgericht wieder zurück zum Bundesgericht mit der Konsequenz einer Verzögerung der notwendigen Arbeiten um 2-3 Jahre. Und dies bei einer Brücke, die bereits jetzt erste Risse aufweist und deshalb nach Meinung der Statiker möglichst zeitnah saniert werden muss.

Derartige Einsprachen sind in der Schweiz nach Abstimmungen mit teilweise erdrückenden Mehrheiten beinahe schon eine Selbstverständlichkeit. Somit verkommt eine aus reiner demokratietheoretischer Perspektive grundsätzlich zu begrüssende Möglichkeit der Intervention zu einem reinen Mittel zur Sicherstellung der eigenen Pfründe. Die Überwindung all diese Systematiken in der einen oder anderen Form ist notwendig zur Durchsetzung von Infrastrukturprojekten. Ausreichend jedoch ist dies nicht. Die letztlich grösste Herausforderung ist vielmehr die Frage der Finanzierung.

Bild 20: Zentrale Herausforderung: Finanzierung

- ZEB I erst an 2030 umsetzbar (Finöv-Mittel durch Neat beansprucht)
- Entwicklung Nachfrage >> Prognosen (SBB-Passagiere 2006/2007: +7,6%, 2/3-Marktanteil Bahn nach Paris)
- ZEB II (und andere) Wünsche >> Mittel
- Auf der Suche nach «zusätzlichen» Mitteln:
 - Zusätzlicher Anteil Mineralölsteuer?
 - Zweckbindung CO₂-Abgabe?
 - Ertrag Autobahnvignette
 - MWST?
 - Teilprivatisierung SBB?

Die folgende Analyse bezieht sich auf das Beispiel des öffentlichen Verkehrs. In anderen Bereichen kann problemlos analog argumentiert werden.

Im Bahnverkehr sind die gesprochenen Mittel durch diverse Projekte und die mehrfachen NEAT-Nachzahlungen bis 2030 blockiert. Gleichzeitig übersteigt die Nachfrage seitens der Passagiere bereits jetzt die SBB-Prognosen bei weitem. Daraus ist zu schliessen, dass das ZEB-1-Paket nicht genügt. Die bereits angedachte ZEB 2 ist notwendig. Allerdings zeigt bereits eine simple Überschlagsrechnung, dass die mit ZEB 2 zugeteilten Mittel verdreifacht oder sogar vervierfacht werden müssten, sollen alle eingegebenen Wünsche erfüllt werden. Gewöhnlich wird ein solches Ungleichgewicht über Preisadjustierungen gelöst. Beim Bund respektive in der Politik allgemein sucht man demgegenüber nach «neuen Finanzierungsmöglichkeiten». Diese Wortschöpfung lässt offen, woher diese Mittel kommen könnten. Diverse Ideen werden herumgereicht. Eine zusätzliche Mineralölsteuer dürfte dabei momentan relativ schwierig zu bewerkstelligen sein. Gleiches gilt für die Zweckbindung der CO₂-Abgabe, welche damit definitiv zu einer neuen Steuer würde. Jahrelang wurde diese jedoch als neutrale Abgabe gepredigt, in dem denjenigen, die wenig CO₂ verbrauchen, die Einkünfte wieder zurückgegeben werden. Der Ertrag der Autobahnvignette wurde kürzlich ins Spiel gebracht. Das hätte jedoch den Charakter einer Provokation den entsprechenden Verbänden gegenüber und würde zu vehementen Reaktionen führen. Bezüglich der Erhebung von Mehrwertsteuerprozenten für den ÖV sind selbst Bahnverantwortliche skeptisch. Sie weisen vielmehr darauf hin, dass die Mehrwertsteuer für die Sozialausgaben reserviert sei. Ein weiterer Finanzierungsvorschlag, der mehr als Verzweiflungsschlag daherkommt, ist die von Bundesrat Leuenberger angeregte Teilprivatisierung der SBB. Ziel ist dabei einzig, mittels Verkauf des Tafelsilbers eben neue Finanzierungsmöglichkeiten zu ergründen. Doch wenn keinerlei Interesse besteht, damit Wettbewerb herzustellen respektive privatwirtschaftliche Elemente ins Bahn-Management einzubeziehen, ist eine solche Massnahme kaum sinnvoll.

Anstelle einer wenig Erfolg versprechenden Suche nach neuen Einnahmequellen werden nachfolgend anhand von spezifischen Beispielen drei Lösungsansätze skizziert. Diese sind mitnichten allgemein gültige Rezepte, sie erfüllen vielmehr den Zweck des Gedankenanstosses aus etwas anderer Blickrichtung.

Die erste Idee (vgl. Bild 21) ist angelehnt an eine Artikelüberschrift aus der NZZ: Wer Schienen oder Strassen for-

dert, soll zumindest für eine Mitfinanzierung verantwortlich zeichnen. Andernfalls ist die Alternative schlicht, dass die Finanzierung auf die zukünftigen Generationen abgewälzt wird, welche letztlich von den heute geplanten Infrastrukturen profitieren werden. Letzteres ist sicherlich korrekt, doch ist kritisch zu beurteilen, inwiefern durch heutige Schuldenaufnahme die Investitionsmöglichkeiten der zukünftigen Generationen eingeschränkt werden sollen. Denn die Ansprüche und – beispielsweise mit Blick auf den Klimawandel – die Investitionserfordernisse in Sicherungsinfrastruktur können sich innerhalb einer Generation relativ stark ändern. Eine Einschränkung des Handlungsspielraums zukünftiger Generationen, wie er im Bereich der Sozialwerke bereits massiv geschieht, scheint aus diesen Gründen ein schlechter Weg zu sein.

Bild 21: Wer fordert, zahlt (mit)

- Abwälzung auf kommende Generationen (Schulden, Schuldzinsen)?
- Beiträge bestellender Kantone (und entsprechend der Gemeinden bzw. Regionen) zur Korrektur regionalpolitischer Begehrlichkeiten
- Benützer/Konsument (Markt)
 - Angemessene Preise: Kilometerpreis von 15 auf 16 Rappen = 150 Mio/Jahr
 - Differenzierte Preise Strecke UND Zeit
- Privates Engagement (PPP)

Daher bleibt vordringlich die Möglichkeit, die Besteller der Infrastruktur stärker einzubinden. Auf der einen Seite stehen die staatlichen, institutionellen Besteller wie Kantone, Regionen und allenfalls – mit Kostenteiler – auch die Gemeinden in der Verantwortung. Mit der stärkeren eigenen finanziellen Beteiligung würde sich das regionalpolitische Wunschkonzert wohl wesentlich verändern. Auf der anderen Seite wäre es nichts als plausibel, dass die Preise marktnaher definiert werden, was letztlich nichts anderes als Erhöhungen bedeutet. Grosse Investitionen haben ihren Preis, der gerade auch von den Nutzern getragen werden muss. Es muss in diesem Zusammenhang sodann möglich sein, über vermehrte Preisdifferenzierungen nach Strecke und insbesondere Zeit zu diskutieren. Denn die Benutzung der Infrastruktur zu jeder Zeit kann nicht als Menschenrecht gelten, im speziellen nicht für AHV-Rentner, wenn sie die Bahninfrastruktur benützen, die eigentlich für den Berufsverkehr gebaut wurde. Zuletzt ist trotz der kritischen Beurteilung des Vorschlags Leuenbergers nochmals auf die Möglichkeit einzugehen, ob nicht doch stärker auf privates Kapital zurückgegriffen werden soll, so wie es im Bereich des Nahverkehrs teilweise bereits geschieht. Im Rahmen von Ausschreibungen könnten solche Modelle durchaus (fallweise) zukunftsweisenden Charakter haben.

Der zweite Gedankenanstoss betrifft die Frage der Verlagerung (vgl. Bild 22). Die diesbezügliche Diskussion ist bekanntlich vordringlich auf Subventionierung fokussiert – mit anderen Worten einer Verbilligung der Schiene mit dem Ziel, die berühmten gleich langen Spiesse zu schaffen. Genau dieser Mechanismus soll mit einem neuen Vorschlag verstetigt werden, in dem für die Weiterführung des verbilligten Bahnverkehrs bis ins Jahr 2016 oder 2017 gesamthaft nochmals 1,6 Milliarden CHF bereitgestellt werden.

Bild 22: Verlagerungspolitik: Fokus Investition statt Subvention

- Trendbruch Alpentransit: 2007 Bahn +3%, Lastwagen +9%
- Verschiebung des Ziels «650'000» auf Zeit nach Neat
- Heute: ca. 300 Mio. für flankierende Massnahmen, davon Löwenanteil in kombinierten Verkehr
- Ab 2011 bis 2018: ca. 200 Mio./Jahr
- Investition in Konsum vs. forcierter Ausbau Infrastruktur
- Studie St. Gallen/Ulrich Weidmann(ETH): Steigerung Attraktivität Bahn durch Investition in «Letzte Meile» bzw. Schnittstellen (Anschlussgeleise, Terminals - auch im Ausland)

Anstelle dieser simplen Fortschreibung bestehender Geldströme scheint die Frage – aufgenommen unter anderem von Ulrich Weidmann, ETH-Professor für Verkehrssysteme – ob diese Gelder nicht gezielter eingesetzt werden können, von grosser Relevanz. Es wäre nach dessen Ansicht weit effizienter und auch mit dem Verlagerungsziel vereinbar, die Subventionen nach heutiger Art zu streichen und stattdessen mit den damit freigesetzten Geldern gezielt den Ausbau der neuralgischen Stellen und Anschlüsse im Netz zu forcieren. Damit kann die Attraktivität der Schiene insbesondere für den Container(transit)verkehr erheblich gesteigert werden. Bleiben diese Anpassungen jedoch aus, sind gewisse Bahnlinien aus Sicht der Logistikunternehmer nicht vernünftig einzu beziehen.

Als drittes muss die allseitige Garantie der gleichartigen Erreichbarkeit hinterfragt werden (vgl. Bild 23). Deutlich gesagt, bedeutet dies nichts anderes, dass die bestehenden regionalen Wunschlisten nicht nur Notwendiges beinhalten und eine Verzichtplanung durchaus ins Auge gefasst werden sollte. Denn es ist doch sehr fraglich, ob jeder Ausbauschritt die damit erhofften regionalwirtschaftlichen Effekte mit sich bringt. Teilweise kann sogar das Gegenteil eintreten: Dank dem besseren verkehrstechnischen Anschluss der peripheren Gebiete an die Zentren reduzieren sich im ländlichen Raum gewisse komparative Vorteile, gerade bezüglich der Kosten. Wenn man sich nochmals die Pendlerkarte vergegenwärtigt, die weiter oben gezeigt wurde, dann hat der ganze Ausbau

weder eine verstärkte Ansiedlung in der ruralen Peripherie zur Folge, noch eine Stärkung des Volkseinkommens in diesen ländlichen Gebieten mit sich gebracht. Vielmehr zieht er einen Einschluss dieser Gebiete in die grossen Pendlerräume nach sich, was letztlich eine Stärkung der Zentren bedeutet. Allenfalls sinnvoller sind daher Konzepte, welche sich anstelle der Garantie der Gleichartigkeit einzig darauf konzentrieren, in der Peripherie die Erreichbarkeit zu gewährleisten. Mit einem solchen offeneren Ansatz sind individuellere, wirksamere Möglichkeiten gegeben, die regionale Mobilität sicher zu stellen. So können auf den bestehenden Strassen in gewissen Bereichen durch Deregulierung des Nahverkehrs neue Angebote oder im Einzelfall auch mittels Subjekthilfe die notwendige Grundlage geschaffen werden.

Bild 23: Überdenken der gleichartigen Erreichbarkeit

- Förderung des ländlichen Raumes anstelle Grossagglomerationen
 - Beispiel ZH: 4. Teilergänzung S-Bahn, Volksinitiative für Halbstundentakt
- Nicht intendierte Effekte
 - Komparative Vorteile gehen verloren
 - Aufwertung Liegenschaften in Zentren
 - Vergrösserung Metropolitanregionen
 - «Zersiedelung»
- Abschied von der Idee der räumlichen Gleichbehandlung?
 - Wirksamer Einsatz der Mittel zur Sicherung der Mobilität
 - Deregulierung, flexible Bedienungsformen (Rufbusse etc.)
 - Subjekthilfe

Zum Abschluss sei nochmals darauf hingewiesen, worauf es bei dieser wieder entdeckten Frage der Infrastruktur wirklich ankommt. Bild 24 fasst die folgenden Ausführungen zusammen.

Bild 24: vorläufige Schlussfolgerungen

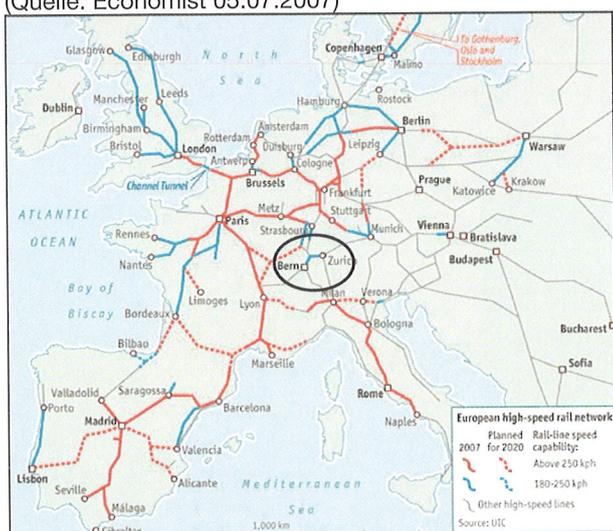
- Faktische Moratorien über ganze Generationen
 - objektive (technische) Vorlaufzeiten
 - mangelnde Planbarkeit, keine Investitionssicherheit
- Zentrale Bedeutung Flughafen und günstige Stromversorgung für «souveränes Binnenland» Schweiz
- Gefährlicher Glaube an Unverletzlichkeit des Standortes (infrastrukturelle Wohlstandsillusion)
- Priorität Kosten-Nutzenabwägung

Es muss nochmals betont werden, dass bezüglich der Erneuerung der Infrastruktur faktische Moratorien bestehen. Dies nicht nur aus den genannten politisch-institutionellen Gründen, welche die Planung erschweren und Investitionsvorhaben bremsen. Darüber hinaus bestehen technische Limiten in der Erstellung neuer Infrastruktur. Der Bau eines sicheren KKW benötigt ganz einfach viel Zeit. Dazu kommt eine nicht zu unterschätzende psycholo-

logische Komponente: Die Motivation, sich für ein Projekt bis zum letzten einzusetzen, hat gänzlich andere Qualität, wenn man weiss, dass man dessen Fertigstellung noch erlebt. Die Baumeister der Vergangenheit, dass sie ihr «Kind» selbst eröffnen würden, welches sie von Anfang geplant und verteidigt haben.

Das damit überhand nehmende «Moratoriumsdenken» hat bedenkliche Konsequenzen und wird gerade im Fall Flughafen unterschätzt. Denn soll die gewünschte Unabhängigkeit und vor allem Weltverbindung aufrechterhalten werden, sind rasche Anpassungen unumgänglich.

Bild 25: Europäisches Hochgeschwindigkeitsnetz
(Quelle: Economist 05.07.2007)



Schliesslich herrscht in der Schweiz eine gewisse (Selbst)Zufriedenheit vor. Der Standort ist absolut perfekt und sauber und alles funktioniert, wird uns – nicht nur von aussen – immer wieder gesagt. Dieses übersteigerte Gefühl der eigenen Unverletzlichkeit trägt dazu bei, dass ein gefährliches und unrealistisches Verharren im Bestehenden als vorteilhafteste Option erscheint. Dabei reicht ein Blick über die Landesgrenze, um zu sehen, was Dynamik bedeuten kann. Im benachbarten Ausland zeigt die Entwicklung des Hochgeschwindigkeitsnetzes, wo der Weg hinzugehen hat (vgl. Bild 25). Das bisherige Abseitsstehen könnte gerade hier dazu führen, dass die Schweiz umfahren wird und damit einer der Hauptbeweggründe Eschers für den Aufbau der SBB doch noch (triste) Realität wird.

Ich danke Ihnen für Ihre Aufmerksamkeit.

GOTTHARDACHSE

Stand der Arbeiten, Grossprojekte und das öffentliche Beschaffungswesen

Renzo Simoni, Dr. sc. techn., Dipl. Bauing. ETH/SIA
Vorsitzender der Geschäftsleitung AlpTransit Gotthard AG

GOTTHARD BASE TUNNEL: PROGRESS OF CONSTRUCTION WORK, LARGE PROJECTS AND GOVERNMENT PROCUREMENT PROCEDURES

Construction work on the Gotthard axis is progressing well. The high performance drive began in Erstfeld as planned. The first tunnel boring machine (TBM) was brought into operation in April 2008, the second machine in June 2008. In Amsteg the work on the inner lining is almost finished. The drive between Sedrun and Faido is characterized by difficult geological conditions. Based on the actually encountered geology and the daily performance of both consortiums the boundary of the contract section at Sedrun was moved in the south direction. In this way the deadline for the opening of Gotthard Base Tunnel at the end 2017 can be kept to. In Bodio also the work on the inner lining is practically complete. The work has begun at all individual construction sites for the Ceneri Base Tunnel. In Camorino and Vezia the preparatory work is underway, while in Sigirino the access adit is currently being excavated.

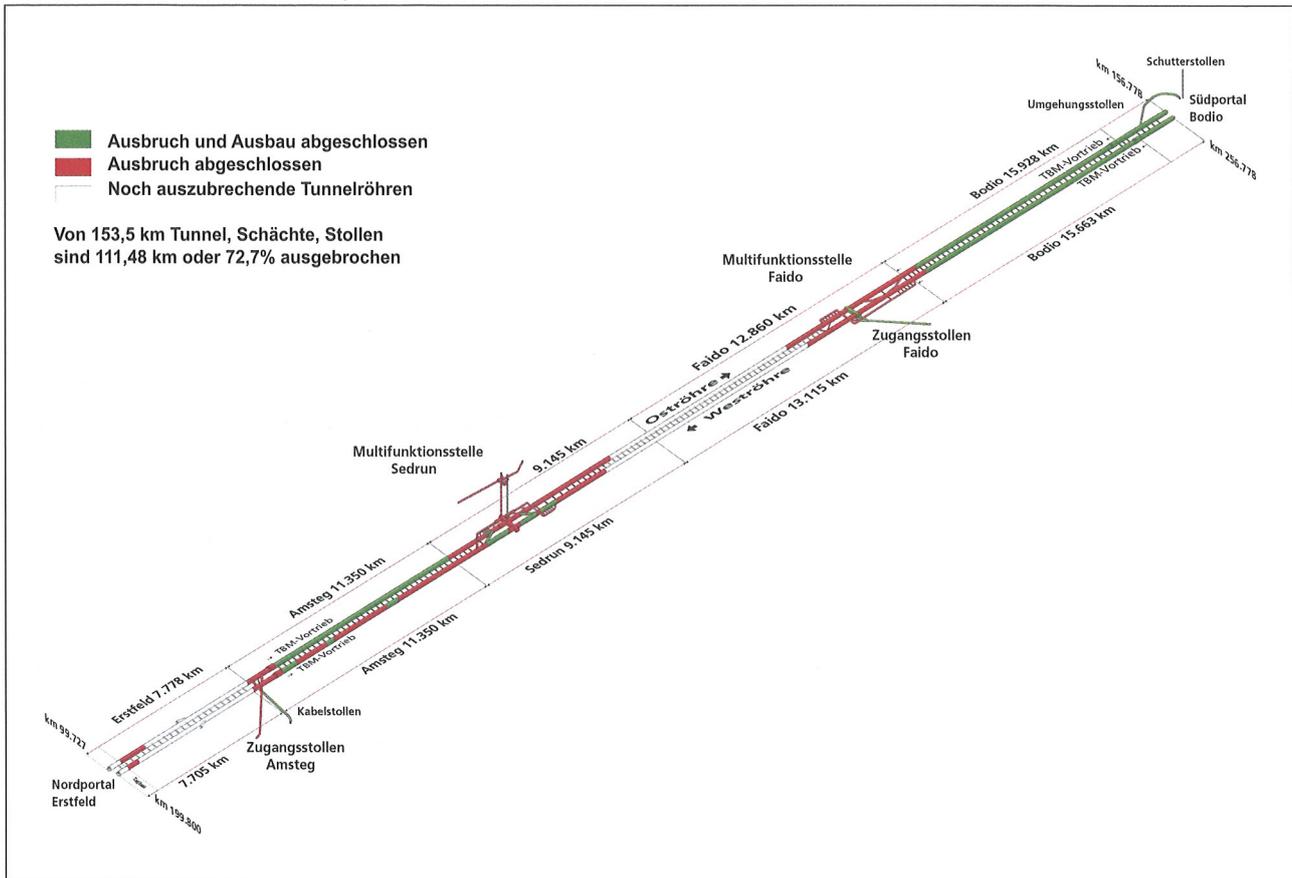
Besides the report on the progress of the construction work for the Gotthard axis, the themes of large structures and government procurement pro-

cedures will be discussed in the lecture. In the last nine years the AlpTransit Gotthard AG was able to gain much experience in this area. In order to achieve, on the one hand, the higher aims of a fairer and quicker procedure for the award of contract and, on the other hand, the realization of qualitatively acceptable structures at the best possible conditions, there is a need for action. This applies to all those involved in the project. The awarding bodies have the task of analyzing and integrating the steadily developing case law. The market players should pay more attention to long-term strategic considerations and to keep in mind the well-being of the whole of the planning and construction sector. The appeal courts are occupying themselves increasingly with the margin of discretion of the awarding body from the experience made by AlpTransit Gotthard AG. This raises the definition of the role of the market players. After all, in view of the legal basis of government procurement, the legislative bodies are also under pressure to improve the situation.

Die AlpTransit Gotthard AG kann auf ein erfolgreiches Jahr zurückblicken. Wichtige Meilensteine wurden erreicht und zahlreiche neue Herausforderungen angepackt:

- Im März 2007 unterzeichneten wir den Werkvertrag Erstfeld. Damit konnten auch am letzten grossen Tunnelbaulos des Gotthard-Basistunnels die Arbeiten beginnen.
- Im Juli 2007 wurde die Tunnelbohrmaschine Ost in Faido angedreht und nahm die letzte grosse Herausforderung beim Ausbruch des Gotthard-Basistunnels in Angriff.
- Im Oktober 2007 feierten wir den Durchschlag zwischen Sedrun und Amsteg. Das Konzept der deformierbaren Stahlbogen erwies sich als voller Erfolg.
- Ebenfalls im Oktober 2007 erhielten wir die Baubewilligung für das Auflageprojekt Uri 2006. Damit liegen nun sämtliche Plangenehmigungen für die Gotthard-Achse vor.
- Seit Dezember 2007 läuft mit dem Andrehen der Tunnelbohrmaschine Ost in Erstfeld auch im letzten Teilabschnitt der Tunnelausbruch.
- Im Februar 2008 drehten wir die Tunnelbohrmaschine für den Fensterstollen Sigirino an. Der Untertagebau am Ceneri ist damit lanciert worden.

Bild 1: Stand der Arbeiten GBT per 1. Juni 2008



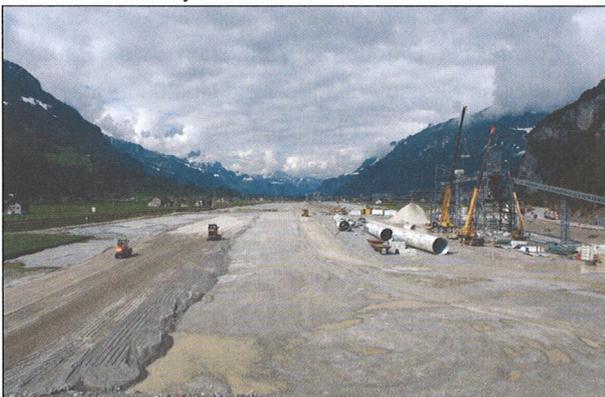
- Vor Ostern 2008 begannen die Vorbereitungsarbeiten am Südportal des Ceneri-Basistunnels bei Vezia
- Ende April 2008 unterzeichneten wir zusammen mit der Schweizer Arbeitsgemeinschaft Transtec Gotthard den Werkvertrag zum Einbau der Bahntechnik im Gotthard-Basistunnel.

Stand der Arbeiten

Von den insgesamt 153 Kilometern Tunnelsystem am Gotthard-Basistunnel sind 111,48 km oder 72,7 % ausgebrochen (Stand 1. Juni 2008).

Offene Strecke Altdorf-Rynächt

Bild 2: Baufeld Rynächt



Im Oktober 2007 erteilte uns das Bundesamt für Verkehr die Plangenehmigungsverfügung für das Auflageprojekt Uri 2006. Das genehmigte Auflageprojekt umfasst die 2,8 km lange offene Strecke zwischen dem Bahnkilometer 98,2 und dem Anschluss an die Stammlinie der SBB in Altdorf.

Vom Installationsplatz Erstfeld zum Bauort Rynächt wurden Förderband- und Siloanlagen aufgebaut. Der Pressvortrieb unter der SBB-Stammlinie hat begonnen und die Schüttung für das künftige Bahntrasse ist in Arbeit.

Erstfeld

In Erstfeld begann der eigentliche Leistungsvortrieb in der Oströhre wie geplant im April 2008. Ende Mai 2008 waren 1'400 m der 7,2 km langen Tunnelbaustrecke ausgebrochen.

Nachdem die Tunnelbohrmaschine in der Weströhre die rund 450 m lange Startstrecke zurückgelegt hatte, montierten die Mineure den Nachläufer. Der Leistungsvortrieb Richtung Amsteg begann am 13. Juni 2008.

Das anfallende Ausbruchmaterial aus den Vortrieben wird dem Teilabschnitt Altdorf-Rynächt für Dammschüttungen übergeben oder im Zwischenlager Chalchofen deponiert.

Auf dem Installationsplatz in Erstfeld begannen die Arbeiten für den Tagbautunnel.

Bild 3: Teilabschnitt Erstfeld



Ende März 2008 eröffneten wir in Erstfeld das dritte und letzte InfoCenter am Gotthard-Basistunnel. Gleichzeitig wurde auch der Baustellenweg zur Benützung freigegeben.

Amsteg

Bild 4: Teilabschnitt Amsteg, fertiges Innengewölbe

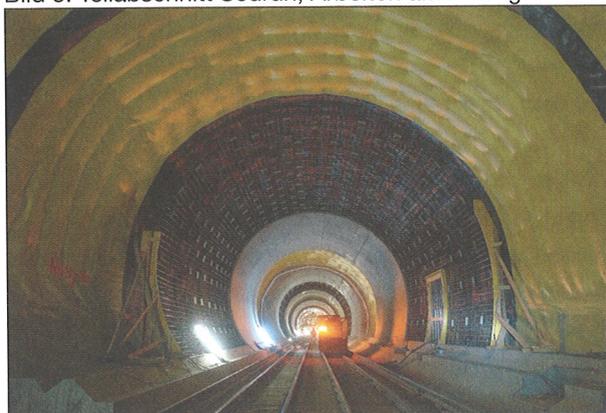


Nachdem die Mineure in Amsteg ihre Arbeit im Jahr 2006 beendeten, brachen die verbleibenden 185 m bis zur Losgrenze Sedrun im Sprengvortrieb aus. Im November 2007 konnte der Durchschlag zwischen Amsteg und Sedrun gefeiert werden.

Ende Mai 2008 waren in der Oströhre bereits über 96 % des Tunnelgewölbes betoniert. Die verbleibenden 471 m werden erst nach Abschluss der Vortriebsarbeiten in Erstfeld fertig gestellt. Im April 2008 wechselten die Schaleinheiten von der Ost- in die Weströhre. Nach der Verlegung der dazugehörigen Installationen begannen die Betonarbeiten in der Weströhre im Mai.

Sedrun – Faido

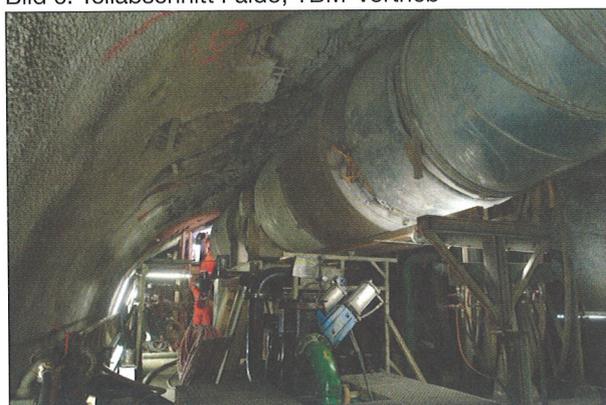
Bild 5: Teilabschnitt Sedrun, Arbeiten am Innengewölbe



Schwierige geologische Verhältnisse, eine Überlagerung von bis zu 2000 m und der Tunnelvortrieb im Gebiet der Staumauer Santa Maria machen die 12 km lange Strecke zwischen Sedrun und Faido zu einer Herausforderung.

Von Sedrun her arbeiten sich die Mineure im konventionellen Sprengvortrieb Richtung Süden vor. Die Tagesleistungen liegen bei bis zu 6 m. Die Vorauserkundung wurde im Mai 2008 von Kern- auf Schlagbohrung umgestellt. In der Oströhre durchfuhr der Vortrieb einen Störungsbereich, der erhöhte Sicherheitsmassnahmen erforderte.

Bild 6: Teilabschnitt Faido, TBM-Vortrieb



Von Faido her bohren sich zwei Tunnelbohrmaschinen Richtung Sedrun. In der Oströhre sind seit Andrehen rund 2'500 m ausgebrochen, in der Weströhre rund 1'100 m (Stand 1. Juni 2008). Die mittlere Tagesleistung in der Oströhre liegt seit Anfang Mai 2008 zwischen 20–25 m, in der Weströhre liegt sie bei 6–8 m. Beide Vortriebe befinden sich zurzeit im Lucomagno-Gneis.

Aufgrund der tatsächlich angetroffenen geologischen Verhältnisse und der Tagesleistungen mussten die prognostizierten Durchschlagspunkte revidiert werden. Die Arbeitsgemeinschaft Transco Sedrun erreicht

voraussichtlich Mitte 2009 die Losgrenze Faido. Die Tunnelbohrmaschinen von Faido werden erst ein oder zwei Jahre später an diese Losgrenze kommen – was entsprechende Auswirkungen auf den Inbetriebnahmetermin des Gotthard-Basistunnels hätte.

Um dies zu vermeiden, wird die Losgrenze von Sedrun Richtung Süden verschoben. Damit wird Zeit gewonnen und der vorgesehene Termin für die Inbetriebsetzung des Gotthard-Basistunnels Ende 2017 kann besser gehalten werden.

Bodio

Bild 7: Teilabschnitt Bodio



Im Teilabschnitt Bodio kommen die Betonarbeiten für das Innengewölbe gut voran und sind praktisch abgeschlossen. Bis Ende Mai 2008 sind in der Oströhre 98.4% und in der Weströhre 98% des Innengewölbes fertig gestellt worden.

Biasca

Bild 8: Teilabschnitt Biasca, Deponie Buzza di Biasca



Auf der 5 km langen offenen Strecke bei Biasca sind die 1'500 Fundationspfähle für die Lärmschutzwände eingebaut. Kurz vor der definitiven Inbetriebsetzung dieser Linie werden die Lärmschutzwände montiert.

Ceneri-Basistunnel

Auch auf den verschiedenen Baustellen des 15.4 km langen Ceneri-Basistunnels tut sich einiges.

Camorino

Bild 9: Camorino



Auf den Baustellen in Camorino sind vor allem Schüttungs-, Tief- und Strassenbauarbeiten im Gang.

Ende Mai 2008 publizierten die ATG die Vergabe des Loses Vignana. Im Moment läuft dazu noch die Rekursfrist.

Sigirino

Bild 10: Sigirino



In Sigirino kommen die Arbeiten in der «Caverna Operativa» (CAOP) und beim Fensterstollen gut voran. Bis Ende Mai 2008 fuhren die Mineure rund 560 m des Fensterstollens auf. Der Nachläufer der TBM ist montiert und in Betrieb genommen. Im März 2008 wurden die Arbeiten für das Tunnel-Hauptlos öffentlich ausgeschrieben.

Vezia

Im März 2008 konnte der Werkvertrag für die Vorbereitungsarbeiten am Portal von Vezia unterzeichnet werden. Noch im gleichen Monat nahm der Unternehmer die Arbeiten planmässig auf. Die Ausbrucharbeiten für die Tagbaustrecke begannen im Juni 2008.

Damit sind sämtliche Baustellen im Kanton Tessin in Betrieb.

Grossprojekte im öffentlichen Beschaffungswesen

Die AlpTransit Gotthard konnte viele Erfahrungen zu diesem Thema sammeln. In den letzten neun Jahren haben wir fast 200 öffentlich publizierte Ausschreibungen mit einem Gesamtvolumen von rund CHF 6 Milliarden abgewickelt.

Bis Mai 2002 gab es im Eisenbahnsektor keine Rechtsmittel gegen Vergaben. Das heisst, sämtliche Baulose am Lötschberg inklusive Bahntechnik sowie alle grossen Baulose am Gotthard, mit Ausnahme des Loses Erstfeld, wurden vergeben ohne Rekursmöglichkeiten vor Gerichten.

Seit Juni 2002 können die Verfügungen des Bauherrn gerichtlich angefochten werden; bis Ende 2006 bei der eidgenössischen Rekurskommission für das öffentliche Beschaffungswesen (BRK) und seit 2007 beim neu geschaffenen Bundesverwaltungsgericht. In diesen letzten fünf Jahren haben wir über 100 beschwerdefähige Zuschläge im Schweizerischen Handelsamtsblatt verfügt. Lediglich bei sechs Vergaben wurde Beschwerde erhoben. Einzig der Fall «Los Erstfeld» wurde nicht per Gerichtsentcheid geklärt. Bei allen anderen Verfahren unterstützten die Gerichte unsere Vergabeentscheide. Wir verfügen bei der AlpTransit Gotthard über eine erfahrene und professionelle Abwicklung der Beschaffungsverfahren, was uns von Fachleuten und Revisionsstellen auch immer wieder bestätigt wird.

Konkrete Erfahrungen aus Beschwerdeverfahren

Tunnel Erstfeld

Im September 2005 erhob die unterlegene Arbeitsgemeinschaft bei der BRK Beschwerde gegen die Vergabe des Loses Tunnel Erstfeld. Mit dem Zwischenentscheid vom November 2005 erteilte die BRK der Beschwerde aufschiebende Wirkung. Die Sache wurde zur Neubeurteilung an die ATG zurückgewiesen.

Nach erneuter Evaluation erteilten wir mit Verfügung vom Mai 2006 den Zuschlag wieder an die gleiche Arbeitsgemeinschaft. Die unterlegene Arbeitsgemeinschaft erhob ein weiteres Mal Beschwerde, die die BRK im September 2006 guthiess. Die Sache wurde wiederum zur Neubeurteilung an die ATG zurückgewiesen.

Die unabhängigen Experten, die die Dossiers danach einer eingehenden Prüfung unterzogen, bestätigten das bereits zweimal ermittelte Vergabeergebnis. In der Folge erteilten die ATG im Februar 2007 den Zuschlag nochmals

an die gleiche Arbeitsgemeinschaft. Nach diesem dritten Vergabeentscheid kam es zu keinem Rekurs mehr. Ein materieller Beschwerde-Entscheid zur Evaluation wurde damit nicht gefällt.

Örtliche Bauleitung Nodo di Camorino

Im September 2005 reichte eine Ingenieurgemeinschaft Beschwerde gegen die Vergabe des Mandates für die örtliche Bauleitung Nodo di Camorino ein. Die BRK erteilte der Beschwerde die aufschiebende Wirkung.

Mit Entscheid vom Februar 2006 wies die BRK die Beschwerde in der Hauptsache ab. An zwei Stellen nahm sie Korrekturen in den Bewertungen vor. Bei den übrigen Zuschlagskriterien bestätigte sie unsere Bewertung. Die BRK gewährte der Beschwerdeführerin komplette Einsicht in den Evaluationsbericht samt Beilagen, obwohl wir explizit auf mögliche Verletzungen von Geheimhaltungsinteressen der anderen Anbieter aufmerksam machten.

Bahnarbeiten am Gotthard-Basistunnel

Im Mai 2007 wurde gegen die Vergabe der Bahnarbeiten am Gotthard-Basistunnel beim Bundesverwaltungsgericht Beschwerde eingereicht.

Im November 2007 hat das Bundesverwaltungsgericht das Gesuch der Beschwerdeführerin um Erteilung der aufschiebenden Wirkung abgewiesen. Der Instruktionsrichter hielt fest, dass sich die Beschwerde prima facie nicht als unbegründet erweise, aber überwiegende öffentliche Interessen ausschlaggebend gewesen seien für die Nichtgewährung der aufschiebenden Wirkung.

Fazit und Ausblick

Was ziehen wir als Vergabestelle für ein Fazit aus den eben erwähnten Beispielen?

Angesichts der grossen wirtschaftlichen Bedeutung der von uns ausgeschriebenen Aufträge wird es auch in Zukunft immer wieder und infolge der Auftragsverknappung bei Grossprojekten sogar zunehmend zu Beschwerden kommen. Die Annahme, man könne Beschwerden verhindern, ist illusorisch. Wir haben aber unsere Lehren aus der Rechtssprechung gezogen und werden versuchen, diese in den kommenden Vergabeverfahren umzusetzen. Unser Ziel ist, allfällige Beschwerdeverfahren erfolgreich zu bestehen, was sich wiederum direkt auf den erhofften Erfolg, dieses Jahrhundertprojekt ohne weitere Termin- und Kostenfolgen abzuwickeln, positiv auswirken soll.

Wie erläutert liegen die Genehmigungen und die meisten wichtigen Vergabeentscheide für die NEAT-Achse Gotthard seit Anfang 2008 vor. Die beiden grössten noch ausstehenden Vergaben betreffen das Rohbau-Hauptlos sowie die Ausführung der Bahntechnik am Ceneri-Basistunnel.

Der Projekterfolg wird nun wesentlich bestimmt durch die Beherrschung komplexer Vernetzungen und terminlicher Abhängigkeiten der einzelnen Arbeiten.

Ungeachtet des Fortschrittgrades unseres Projekts sehen wir Handlungsbedarf bei allen Akteuren des öffentlichen Beschaffungswesens, um einerseits die übergeordneten Ziele fairer und rascher Vergabeverfahren und andererseits das Realisieren qualitativ einwandfreier Bauwerke zu möglichst guten Konditionen zu erreichen. Im Wesentlichen handelt es sich um vier Akteure, die involviert sind und die alle ihren Teil dazu beitragen können, nämlich die Vergabestellen, die Marktteilnehmer, die Gerichte sowie der Gesetzgeber.

Die Vergabestellen haben die Aufgabe, wie bereits angedeutet, nicht bloss das gesetzte Recht anzuwenden, sondern auch die sich stetig entwickelnde Rechtsprechung zu analysieren und zu integrieren. Dies stellt eine zunehmend komplexere Aufgabe dar, weil einerseits die Rechtsprechung das gesetzte Recht interpretiert, wo dieses unklar bleibt und andererseits die Rechtsinstitutionen, die sich mit dem öffentlichen Beschaffungswesen befassen, sich entwickeln, wie vorher aufgezeigt.

Die Marktteilnehmer haben das Recht von allen im öffentlichen Beschaffungswesen zur Verfügung gestellten Mitteln Gebrauch zu machen. Sie sollten sich in ihrem Handeln aber von langfristigen, strategischen Überlegungen leiten lassen und das langfristige Wohl der gesamten Planungs- und Baubranche im Auge behalten.

Die Rekursinstanzen beschäftigen sich aus unserer Wahrnehmung heraus zunehmend mit dem Ermessensspielraum der Vergabestellen, was diese zunehmend verunsichert und die Frage nach der Rollendefinition dieser beiden Akteure aufwirft. Auch erscheint der Umgang mit der Thematik der aufschiebenden Wirkung, die gemäss Gesetz grundsätzlich nicht zu erteilen sei, sondern bloss in Ausnahmefällen, nicht im Sinne der öffentlichen Vergabestellen. Schliesslich ist im Hinblick auf die Optimierung der gesetzlichen Grundlagen in diesem Bereich auch der Gesetzgeber gefordert.

Diskussionswürdige Vorschläge zur gesetzgeberischen Korrektur hat der Vorsteher des UVEK am 15.11.2007 vor bauenschweiz gemacht. Gemäss Bundesrat Leuenberger würde seine Revision des Beschaffungsrechts wie folgt aussehen:

- Der Zuschlag der Vergabestelle ist endgültig und nicht anfechtbar.
- Die Beschwerdeinstanz kann die Rechtmässigkeit des Zuschlages dennoch überprüfen, entweder umfassend oder nur auf Willkür. Liegt eine Rechtsverletzung vor, hat der Beschwerdeführer Anspruch auf Schadenersatz. Aber es gibt keine Änderung des erfolgten Zuschlages und daher auch keine Rückweisung an die Vorinstanz. Es kann gebaut werden.
- Verfahren, die zum Zeitpunkt der Inkraftsetzung einer solchen Gesetzesänderung hängig sind, werden in den Übergangsrechtlichen Bestimmungen als materiellrechtlich gegenstandslos erklärt. Die Beschwerdeführer hätten je nach wahrscheinlichem Erfolg in der Hauptsache Anspruch auf Schadenersatz.

Laut Bundesrat Leuenberger wäre dies zwar eine ungewöhnliche, aber rechtlich und vor allem rechtsstaatlich vertretbare Lösung, um jahrelange Verzögerungen und massive Mehrkosten zu verhindern.

Der Schlüssel zur Beschleunigung des Rekursverfahrens bis zum rechtskräftigen Zuschlag liegt wahrscheinlich im Umgang mit dem Vorentscheid zur aufschiebenden Wirkung. Dieser Entscheid sollte für Gerichte mit einer verbindlichen Bearbeitungsfrist verknüpft werden. Zudem sollte es verunmöglicht werden, dass die Rückweisung einer Vergabe zur Neubewertung ohne einen Entscheid zur aufschiebenden Wirkung erfolgen kann.

Ende Mai 2008 hat der Bundesrat die Vernehmlassung zur Revision des öffentlichen Beschaffungswesens eröffnet. Unter anderem sollen Beschwerden gegen Vergabeentscheide keine aufschiebende Wirkung mehr haben, wenn das Interesse des Landes (oder eines grossen Teils desselben) den Bau eines öffentlichen Werkes innert einer Frist verlangt, welche keinen Aufschub des Vertragsabschlusses zulässt. Einzelheiten dazu sollen in einer Liste auf Verordnungsebene geregelt werden. Damit beweist der Bundesrat, dass er aus den Verzögerungen, die am Gotthard-Basistunnel eingetreten sind, seine Lehren gezogen hat.

Gotthard-Basistunnel – Geologische Erkenntnisse

Hans-Jakob Ziegler, Dr. phil. nat. Geologe
IG GBTS, SKH Schneider Kellerhals + Haefeli AG, Stans

GOTTHARD BASE TUNNEL – GEOLOGICAL ASPECTS

In the first part, the geology affecting the current tunnel drives is presented. It covers the region from north to south (i.e. from Erstfeld to Faido). The actual geological conditions encountered in the rock zones now being traversed are compared with the predicted conditions for selected examples. At the same time, in each case an overview of the groundwater conditions as well as a comparison of predicted with actual temperatures is made.

Then the geological conditions in the Clavaniev zone (or the transition zone Aar-Massiv – Tavetscher Zwischenmassiv) are discussed. Finally, the actual geological conditions as obtained from the results of the investigations on thin sections and the in situ geological explorations are briefly described.

In particular, attention is drawn to the particular difficulties associated with geological predictions for deep tunnels and the uncertainties involved.

1. Einleitung

Im Folgenden werden kurz die aktuellen geologischen Verhältnisse in den zurzeit laufenden Vortrieben des Gotthard-Basistunnels vorgestellt. Dabei werden für ausgewählte Beispiele die prognostizierten mit den nun durchfahrenen geologischen Verhältnissen verglichen. Gleichzeitig werden ein Überblick über die jeweilige Wasserführung sowie ein Vergleich der prognostizierten mit der vorhandenen Temperatur gemacht.

Anschliessend wird für jeden Teilabschnitt kurz je ein etwas spezielles geologisches Ereignis aus dem letzten Jahr erläutert. Im Einzelnen handelt es sich um die Querung der «Gross Wyti» im Vortrieb Erstfeld, die Annäherung an die Clavaniev-Zone im Vortrieb Sedrun Nord sowie das Gebirgsverhalten im Vortrieb Faido.

Auf den im letzten Jahr vollständig ausgebrochenen Teilabschnitt Amsteg wird nicht mehr näher eingetreten.

2. Teilabschnitt Erstfeld

Bei den bisher durchfahrenen Erstfelder-Gneisen handelt es sich entsprechend der Prognose um klein- bis mittel-

körnige, lagig-flaserige, z.T. gewellte und verfältelte, muskowitzführende Biotitgneise (Bild 1). Der Fels ist vorwiegend grob gebankt bis ungebankt und nur gering bis mässig geklüftet.

Bild 1: Gefältelter Biotitgneis (EW 200.810)



Bis jetzt wurden nur zwei der prognostizierten Störungen durchfahren, die sich als zerscherte, z.T. stärker zerbrochene Zonen mit einer dünnen (bis ca. 5 cm) Kakiritlage manifestierten. Wegen den in diesen Zonen vorhandenen, verlehnten Schieferungsflächen traten teilweise grössere Ablösungen im Gewölbe auf.

Bisher wurden initiale Bergwasserzutritte mit bis zu 5 l/sec registriert. Insgesamt beträgt die permanente Schüttung in der Oströhre im Monat April etwa 5 – 6 l/sec. Wie die bisherigen Erfahrungen zeigen, ist sie stark witterungsabhängig.

3. Teilabschnitt Sedrun

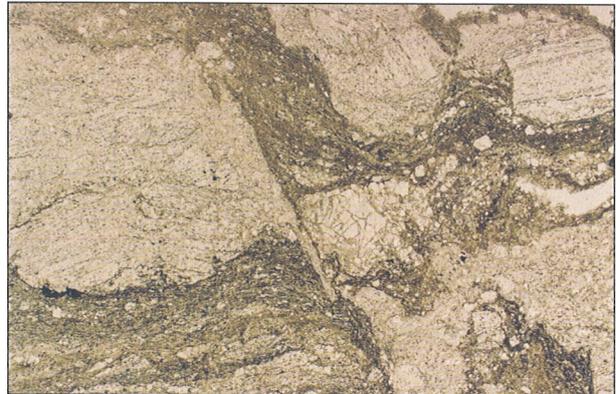
3.1 Vortrieb Sedrun Nord

Der Vortrieb durch das Tavetscher Zwischenmassiv und die Clavaniev-Zone wurde gegen Ende des letzten Jahres mit dem Erreichen der südlichen Gneiszone des Aar-Massivs erfolgreich abgeschlossen. In Bild 2 ist das aktuelle geologische Befundprofil dargestellt. Ersichtlich sind in diesem Bild zudem der Zerscherungsgrad (je röter desto stärker), die Druckhaftigkeit mit der Grösse der Radialdeformationen sowie der Einbau, der in den druckhaften Bereichen durchwegs nachgiebig erfolgte.

Der Spezialdünnschliff von Bild 3 zeigt einen mikroskopischen Ausschnitt eines feinstkörnigen Kakirit/Kataklasiten aus dem «Nördlichen Hauptkakirit» der Clavaniev-Zone. Das Bild ist orientiert (N ist oben). Bei den hellen Partien handelt es sich um eckige, quarz-feldspatreiche Sericit-schiefertrümmer, die zerbrochen, gedreht und versetzt

sind. Dunkel sind die kataklastischen Scherbänder, die E – W verlaufen und an NW/SE – streichenden Brüchen versetzt worden sind. Der Befund aus der mikroskopischen Analyse der Strukturen entspricht dem makroskopischen Befund im Handstück- und Tunnelbereich.

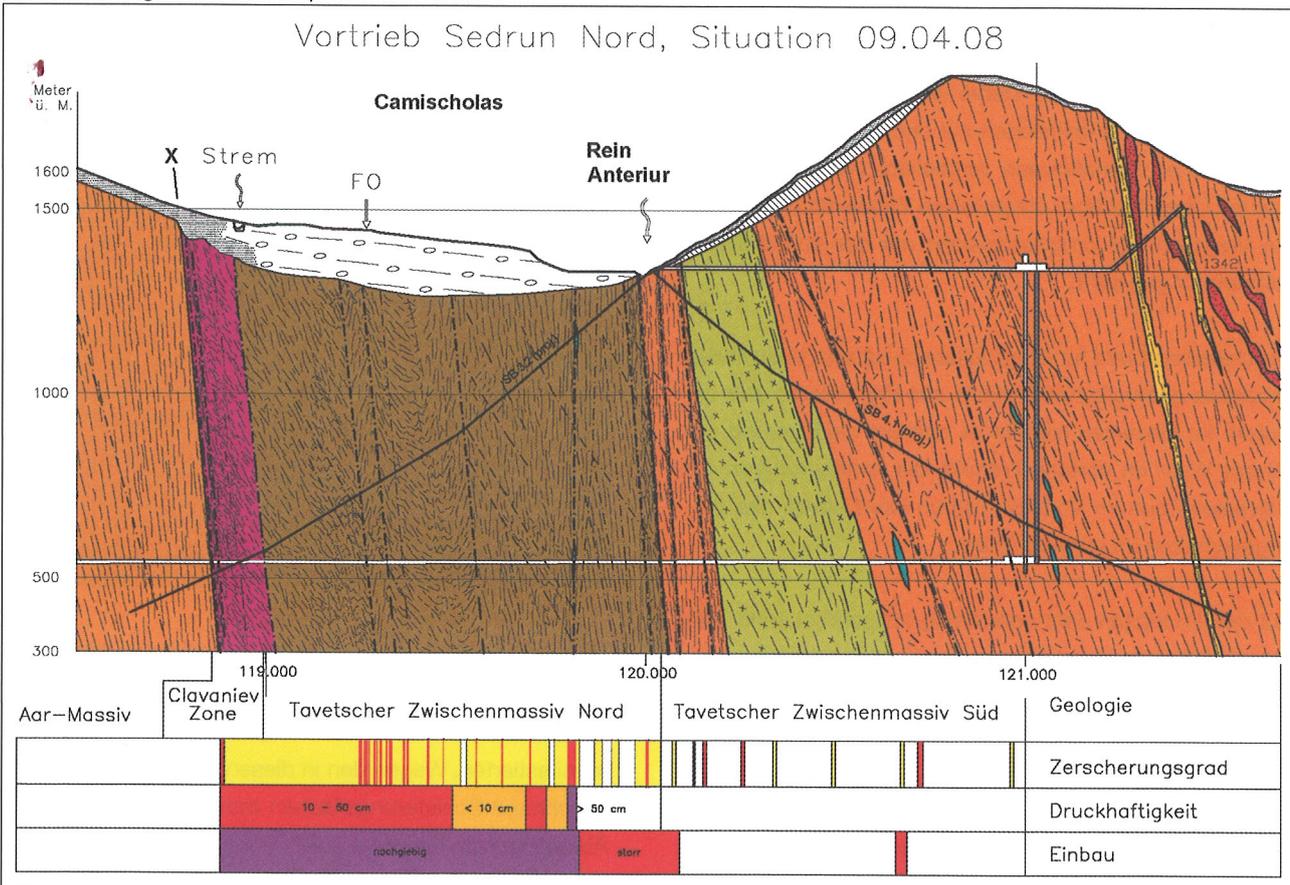
Bild 3: Spezialdünnschliff (15 µm dick) eines feinstkörnigen Kakirit/Kataklasiten aus dem «Nördlichen Hauptkakirit» der Clavaniev-Zone (Erläuterung im Text, Aufnahme unter dem Polarisationsmikroskop, ohne Nicols, 20-fach vergrössert, Bildbreite = 6.4 mm)



3.2 Vortrieb Sedrun Süd

Der Vortrieb Sedrun Süd verläuft wie prognostiziert in den Gneisen des Gotthard-Massivs. Zurzeit handelt es sich um

Bild 2: Geologisches Befundprofil Sedrun Nord



migmatische Gneise und Streifengneise. Solange sich der Vortrieb Sedrun Süd im Einflussbereich der Stauhaltung Nalps befand, erfolgte er im Schutz von gekernten Vorausbohrungen. Die Bohrungen wiesen dabei Bohrlängen bis gegen 300 m auf. Sofern die Wasserführung in diesen Bohrungen einen kritischen Wert von 2 l/sec überstieg wurde entsprechend dem Vorauserkundungskonzept nach der Annäherung eine sogenannt erweiterte Vorauserkundung mit zusätzlichen Bohrungen ausgeführt. Dies waren zum Beispiel bei der prognostizierten Störzzone Nr. 49 bei Tkm 125 drei zusätzliche Kernbohrungen. Aufgrund der Resultate dieser drei Bohrungen und den durchgeführten Hydrotests (Druckaufbau, Auslaufversuche) wurde entschieden, den Vortrieb ohne weitere Massnahmen fortzusetzen. Dies hat sich als richtiger Entscheid herausgestellt, da auch nach dem Auffahren dieses Bereiches die erwartete geringe Wasserführung angetroffen wurde. Diese beträgt aktuell aus diesem Bereich etwa 3 l/sec mit eher abnehmender Tendenz.

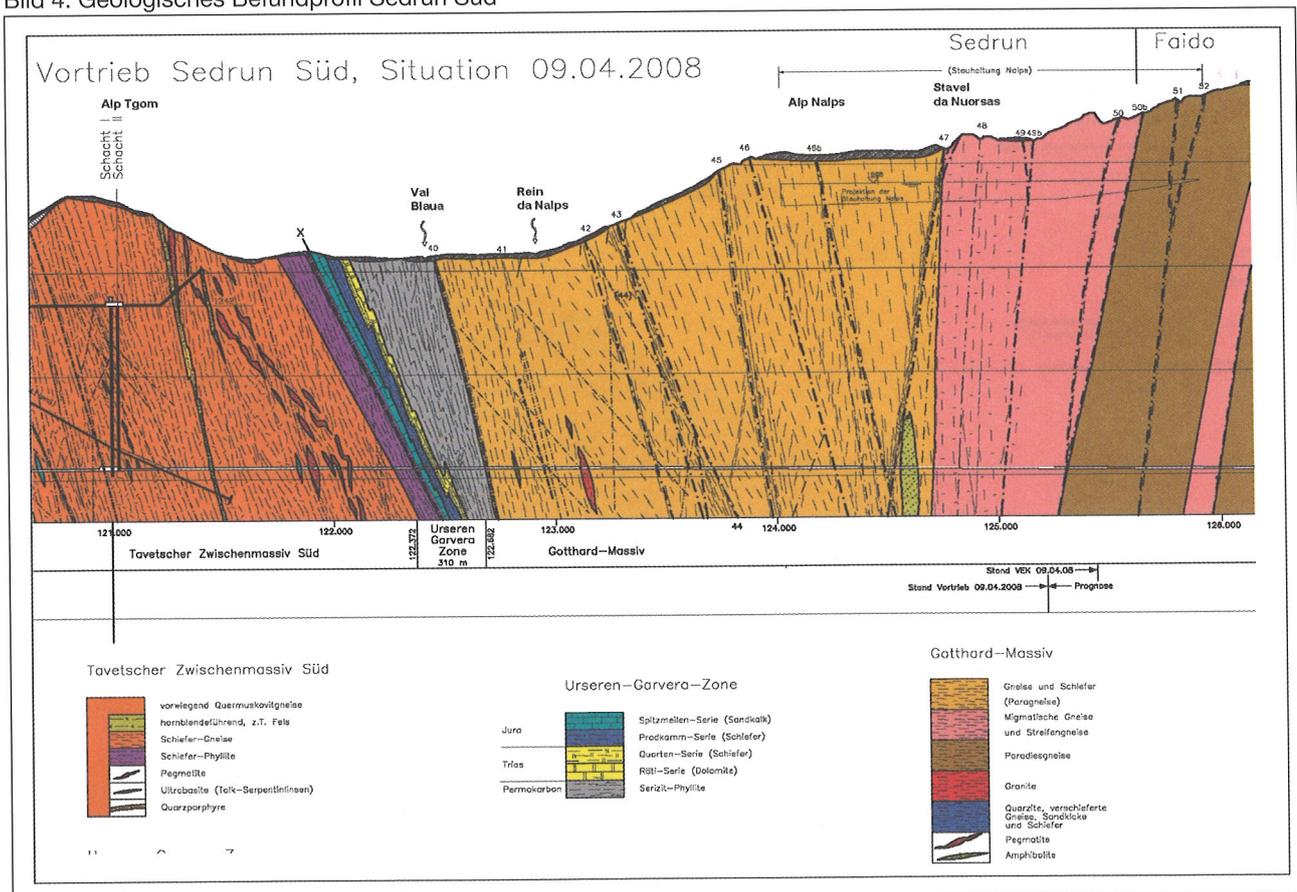
Bemerkenswert für den Vortrieb Sedrun ist im Vergleich mit allen anderen Vortrieben, dass bisher fast alle der prognostizierten Störzonen im Vortrieb auch angetroffen wurden (Bild 4).

Die Wasserführung ist deutlich geringer als prognostiziert, zurzeit beträgt sie total rund 16 l/sec aus beiden Südvortrieben. Interessanterweise ist die Wasserführung in der nacheilenden Weströhre grösser als in der voraus-eilenden Oströhre. Der Grund dürfte darin liegen, dass die Störzonenbereiche der Störungen 44 und – etwas weniger auffällig – 49 in der Weströhre mehr Wasser führen als in der Oströhre.

4. Teilabschnitt Faido

Die Chièra-Synform, der Wechsel von den flachliegenden Gneisen zu den steilstehenden, wurde wesentlich weiter nördlich angetroffen als erwartet. Deswegen verlängerte sich auch der Vortrieb im flachliegenden, bautechnisch ungünstigen Bereich der Lucomagno-Gneise. Wie aus Bild 5 ersichtlich ist, wurde die Chièra-Synform von der grossen Störung «MFS Nord», deren östlicher Teil nach Norden verschoben wurde ebenfalls um etwa 500 m nach Norden verschoben und dementsprechend im Basistunnel später erreicht. Da das ganze Gebiet oberhalb von Faido mit Bergsturzmateriale überdeckt ist, bestand keine Möglichkeit, diese grosse und wichtige Struktur vorgängig an der Oberfläche zu beobachten.

Bild 4: Geologisches Befundprofil Sedrun Süd



Bisher wurden zwei Störungszonen durchfahren, die aber nicht mit den zwölf für den bisher aufgefahrenen Abschnitt prognostizierten korreliert werden können (andere Raumlage und/oder andere Ausbildung). Bei den durchfahrenen Störungszonen handelt es sich um stark geklüftete, z.T. kataklastische Bereiche mit dünnen (1 – 2 cm mächtigen) Kalkriten.

Wie prognostiziert war die Wasserführung bisher sehr gering und beschränkte sich auf Tropfwasser aus Ankerbohrlöchern und seltenen, kleinen Wasserzutritten aus feinen Klüften.

5. Gebirgstemperaturen

Die aktuellen Messungen in Faido stimmen ausgezeichnet mit der rev. Temperaturprognose überein. Dagegen liegt im Bereich des Stausees Nalps die Gebirgstemperatur mit knapp 40 °C doch einige Grad unter der prognostizierten. Die Ursache für diese Beobachtung ist nicht klar: es könnte eine Folge der talparallelen Linienführung sein. Andererseits bildet der Stausee Nalps doch ein bis in grössere Tiefen reichendes, kühles Reservoir, das zu dieser Abminderung führen könnte.

6. Erstfeld: Querung «Gross Wyti»

Gemäss geologischer Prognose war in diesem Bereich bei der Weströhre mit einer äusserst kleinen Felsüberdeckung von wenigen Metern zu rechnen. Deshalb wurden zur Abklärung der effektiven Felsüberdeckung ab der TBM Ost radiale, zerstörende Bohrungen über den First der Weströhre gemacht. Diese Bohrungen liessen aber keine widerspruchsfreie Aussage über den Verlauf der Felsoberfläche zu, sodass beim Vortrieb der Weströhre zusätzliche zerstörende Vorausb Bohrungen ab dem TBM-Oberdeck ausgeführt wurden. Insgesamt wurden in der Weströhre 28 Bohrungen mit über 600 Bohrmeter abgeteuft (Tab. 1). Diese in diverse Richtungen ausgeführten Bohrungen zeigten, dass die minimale Felsüberdeckung doch immerhin gut 7 m beträgt (Bild 6).

Tabelle 1: Erkundungsbohrungen von der Weströhre aus

| | Anzahl (Stk.) | Länge (m) | davon im Lockergestein (Stk.) |
|-------------------------|---------------|-----------|-------------------------------|
| radial schräg | 11 | 148 | 7 |
| radial vertikal | 11 | 96 | 0 |
| schräg 12° (nach vorne) | 2 | 97 | 2 |
| axial 8° steigend | 4 | 278 | 4 |
| Total | 28 | 619 | |

Bild 5: Geologischer Horizontalschnitt MFS Faido – Piora-Mulde (Vortriebsstand: 24.07.2008)

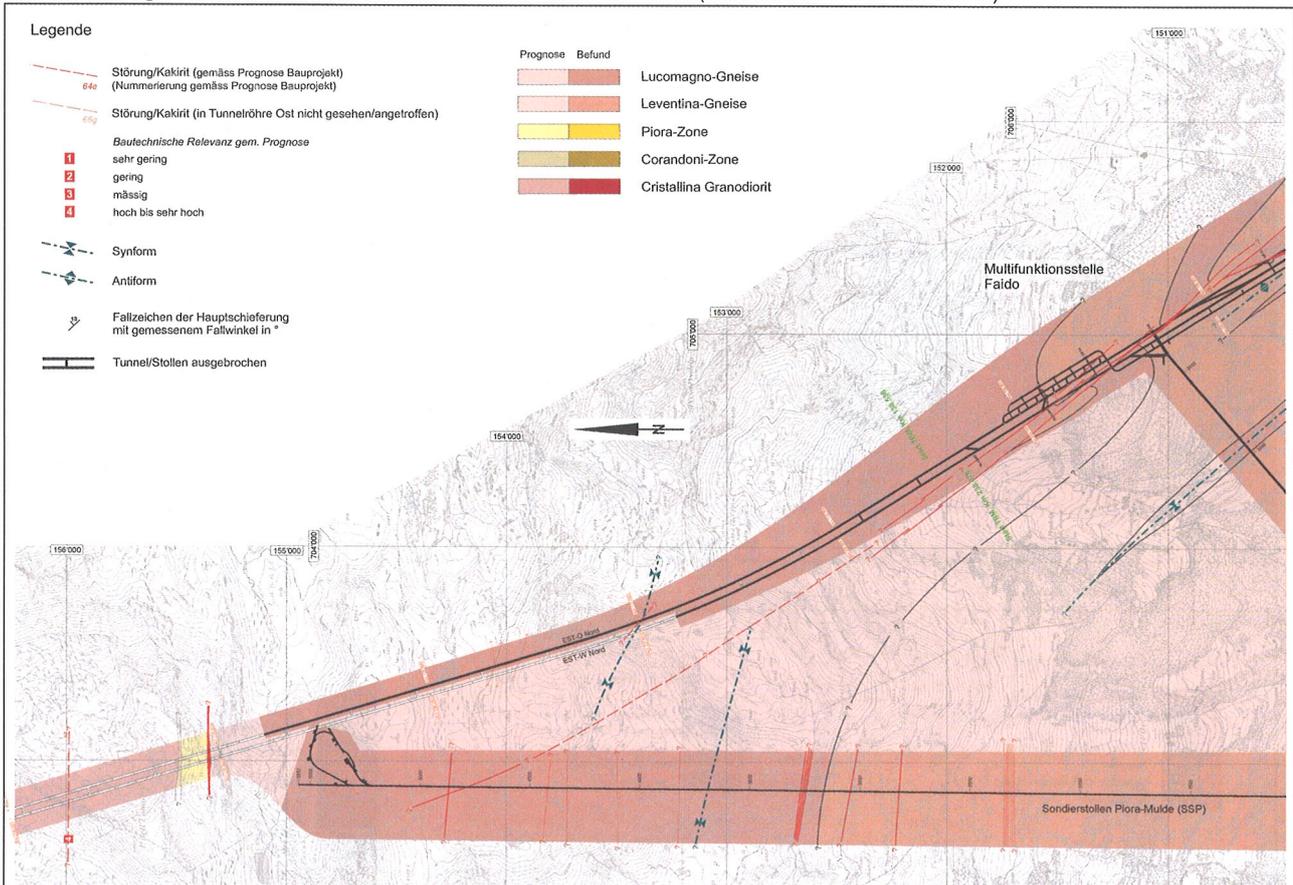
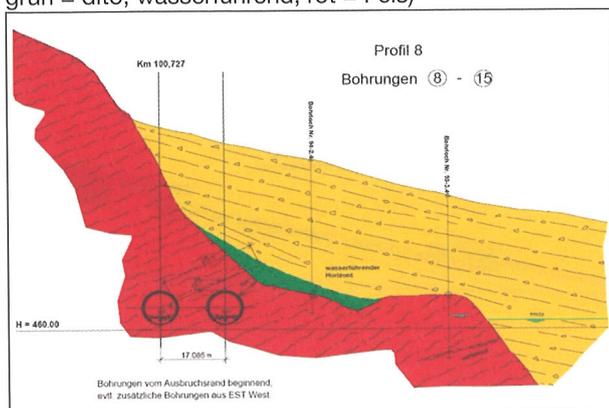


Bild 6: Mit den Bohrresultaten interpretiertes geologisches Profil «Gross Wytit» (gelb = Lockergestein; grün = dito, wasserführend; rot = Fels)



7. Amsteg/Sedrun: Annäherung an die Clavaniev-Zone

Bei der Clavaniev-Zone (vgl. Bild 2) handelt es sich gemäss der geologischen Prognose wohl um die grösste Störungszone, die mit dem Gotthard-Basistunnel gequert werden muss. Sie liegt am Nordrand des Tavetscher Zwischenmassivs an der Grenze zum Aar-Massiv. Aus diesem Grund war die Losgrenze Amsteg – Sedrun etwas nördlich der Clavaniev-Zone festgelegt worden. Dank dem günstigen zeitlichen Ablauf der beiden Vortriebe Amsteg und Sedrun Nord war es möglich, die Clavaniev-Zone mit Kernbohrungen aus den beiden Vortrieben heraus zu erkunden (Bild 7).

Durch die unterschiedlichen Vortriebsleistungen von Amsteg und Sedrun sowie dem unterschiedlichen Stand der einzelnen Vortriebe ergab sich ein recht komplizierter Ab-

lauf der Erkundung. Deshalb musste einmal von Amsteg aus und das nächste Mal von Sedrun her gebohrt werden (Tab. 2). Insgesamt konnte der «Nördliche Hauptkairit» mit diesem Vorgehen in beiden Röhren vor dem jeweiligen Ausbruch vollständig mit Kernbohrungen erkundet werden.

In dem Zusammenhang ist es wichtig darauf hinzuweisen, dass die Auswertung der Bohrungen von den Geologen Amsteg und Sedrun gemeinsam gemacht wurde. Damit waren die in den beiden Teilabschnitten eingespielten Beschreibungen und Beurteilungen weiterhin für alle Seiten verständlich.

8. Faido: Gebirgsverhalten in den flachliegenden Lucomagno-Gneisen

Kurz nach dem Start traten im TBM Vortrieb von Faido Richtung Norden im flachliegenden Bereich der Lucomagno-Gneise grössere Deformationen auf. Da vermutet wurde, dass die Glimmergehalte des Gesteins eine Rolle spielen könnten, wurden aus Bereichen von grösseren und geringeren Deformationen Dünnschliffe von Gesteinsproben hergestellt und analysiert. In Bild 8 sind zwei Beispiele dieser Dünnschliffuntersuchungen dargestellt. In beiden Fällen handelt es sich um einen Zweiglimmergneis mit grano- bis lepidoblastischer Textur und einem Glimmergehalt von 20 – 25 %. Auffallend ist jedoch, dass beim Dünnschliff aus dem Bereich mit den geringen Deformationen (Tkm 138.269) die Schieferungsflächen wesentlich weniger gut ausgebildet sind und der Muskovitanteil deutlich geringer ist als beim anderen (Tkm 238.345).

Tabelle 2: Ablauf der Erkundungen des «Nördlichen Hauptkairiten» (NHK) von Amsteg und Sedrun aus

| Datum | Amsteg | | Sedrun | |
|-----------------------|--|--|------------------------|----------------------|
| | Oströhre | Weströhre | Weströhre | Oströhre |
| bis Mai 07 | Vortrieb | Vortrieb | Vortrieb | Vortrieb |
| Mai 07 | KB03 durch NHK | Vortrieb | Vortrieb | Vortrieb |
| Ende Mai | Vortrieb bis zur Losgrenze (am 31.5.07 erreicht) | Vortrieb | KB46 bis in NHK | Vortrieb |
| Juni 07 | | Vortrieb | Vortrieb | Vortrieb |
| anfangs Juli 07 | | KB05 bis in NHK | Vortrieb | Vortrieb |
| Mitte Juli 07 | | Vortrieb bis zur Losgrenze (am 28.7.07 erreicht) | Vortrieb | KB48 |
| Juli – Oktober 07 | | | Vortrieb | Vortrieb |
| 17.10.07 | | Durchschlag Weströhre | Durchschlag Weströhre | Vortrieb |
| Oktober – November 07 | | | | Vortrieb |
| 29.11.07 | Durchschlag Oströhre | | | Durchschlag Oströhre |

Bild 7: Teilabschnitt Sedrun: Horizontalschnitt Bereich Clavaniev-Zone mit den durchgeführten Kernbohrungen

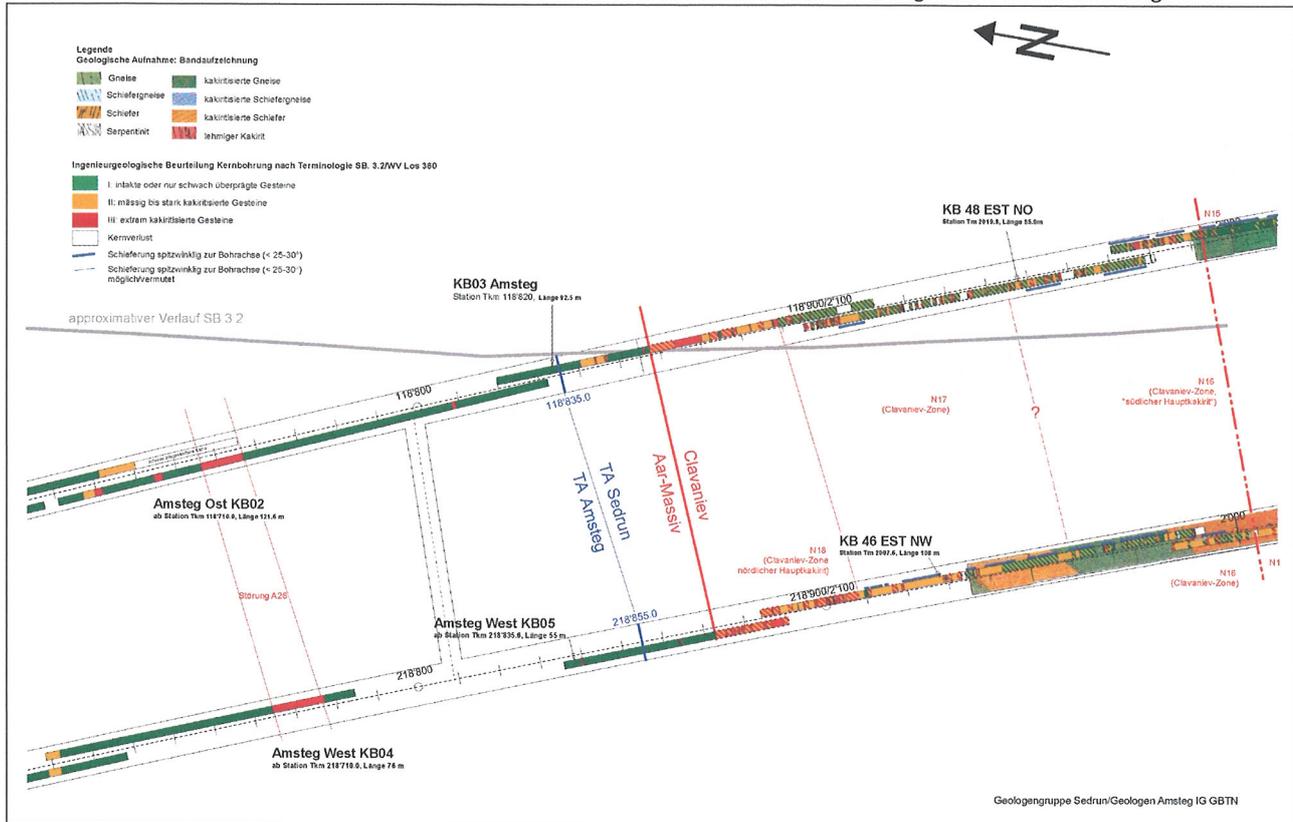
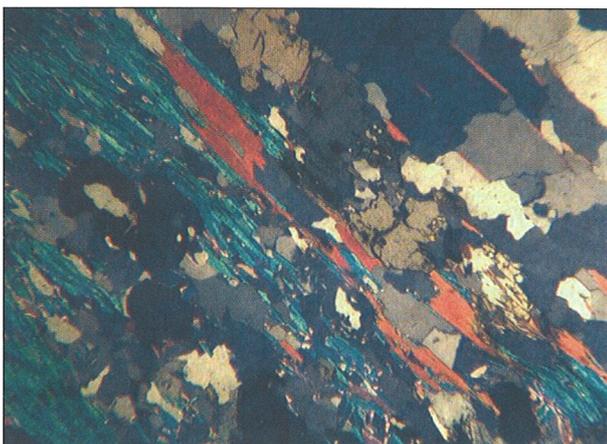
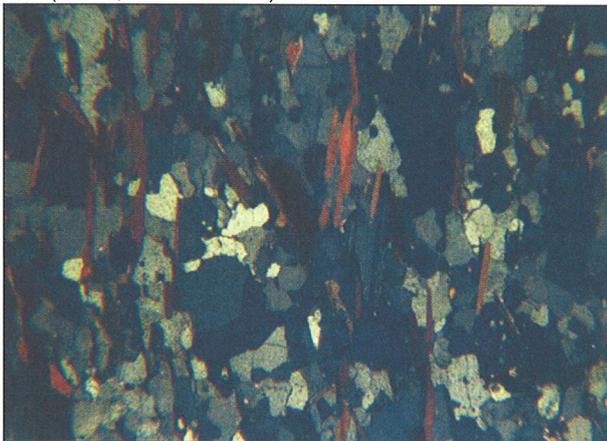


Bild 8: Teilabschnitt Faïdo: Dünnschliff aus einem Bereich mit relativ geringen bis mittleren (Tkm 138.269, oben) und aus einem Bereich mit grossen Deformationen (unten, Tkm 238.345)



Mit den bisher durchgeführten mikroskopischen Untersuchungen kann eine Korrelation zwischen Petrographie der Gesteine und den Deformationen nicht eindeutig festgestellt werden. Wie das Bild 8 aber zeigt, dürfte nicht der totale Glimmer- sondern der Muskovitgehalt einen entscheidenden Einfluss auf das Deformationsverhalten der Gesteine haben, indem die Muskovitplättchen eher etwas grösser sind und deutlicher in den Schieferungsebenen eingeregelt sind als die Biotite, was die beobachteten, anisotropen Deformationen erklären könnte.

Zum Schluss möchte ich noch den Geologen vor Ort danken, die mit der zur Verfügungstellung von Fotos und Profilen bei der Gestaltung dieses Artikels tatkräftig mitgeholfen haben.

Gotthard Basistunnel – Durchschlag Amsteg-Sedrun, logistische Herausforderungen

Ralf Grand, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Dipl. Wirtschaftsing. FH
Gähler und Partner AG, Ennetbaden

GOTTHARD BASE TUNNEL – BREAKTHROUGH AMSTEG-SEDRUN, LOGISTICAL CHALLENGES

The breakthrough for the west tube of the Gotthard base tunnel between the sections Sedrun and Amsteg took place nine months earlier than planned on the 17th October 2007.

Those involved with the preparatory activities had to begin with the planning of the breakthrough in good time, since it became apparent that it would be earlier than expected. Both joint ventures stated in a report with different scenarios (depending on the progress of the construction work) that there was a need for coordination for the following problem areas: potential equalization, ventilation/cooling, surveying, recognition of individual persons, communications and the breakthrough celebration.

The prior systematic reconnaissance from the tunnelling section Amsteg showed that as the difficult tunnelling zone Clavaniev was approached, for the west tube after the contract section there were still 20 m of hard rock. This should be excavated from the section Sedrun.

To prevent endangering the tunnel workers by potential equalization between the two sections, in the west tube in the section Amsteg the temporary tunnel support was adapted: steel fibre reinforced sprayed concrete instead of sprayed concrete with mesh reinforcement and glass fibre reinforced plastics (GRP) anchors instead of steel anchors. In addition, the earthing of the section Amsteg is connected with the temporary support for the working face and finally with the earthing of the section Sedrun.

The meteorological conditions had to be maintained after the breakthrough. Thus the ventilation and the cooling in both sections should function independently of one another. In the section Amsteg, therefore, before the breakthrough a bulkhead sealing system should be installed, which for each advance in the tunnel drive can be relocated and modified.

To compensate for a breakthrough error due to surveying inaccuracies, additional excavation work was necessary in the section Amsteg. The definitive axis-dependent structural components of the inner lining were left out until the availability of the definitive coordinates following the breakthrough and only completed afterwards.

By means of the connection made possible by the breakthrough, persons can enter the tunnel, e.g. in Sedrun, and leave it again via Amsteg.

Since the means of recognition of persons in the two sections is not compatible, other measures had to be implemented. Amongst other things this required special rules in relation to communications.

The obvious highlight of the coordination across the boundaries of the contract sections was the successful breakthrough ceremony on the 17th October 2007 with about 250 guests on the site.

Neun Monate früher als geplant fand am 17. Oktober 2007 in der Weströhre des Gotthard-Basistunnels der Durchschlag zwischen den Teilabschnitten Sedrun und Amsteg statt.

Was es an logistische Herausforderungen zu meistern gilt, damit ein Durchschlag überhaupt bewerkstelligt werden kann wird meist unterschätzt, vor allem, wenn der Durchschlagspunkt nur über 13.5 km Zugangsstollen und Tun-

nel oder über einen 800 m hohen Schacht erreicht werden kann.

1. Einleitung

Der Durchschlag zwischen Amsteg und Sedrun ist nicht nur der Übergang zwischen zwei Teilabschnitten des Gotthard Basistunnels, es ist auch der Übergang vom Ab-

schnitt Nord zum Abschnitt Mitte. Dies bedeutet, dass von Seite AlpTransit Gotthard AG (ATG) nicht nur zwei Oberbauleitungen, sondern auch zwei Abschnittsleitungen involviert waren. Die Losgrenze Amsteg-Sedrun ist zudem auch die Planungsgrenze zwischen der Ingenieurgemeinschaft Gotthard-Basistunnel Nord (IG GBTN) und der Ingenieurgemeinschaft Gotthard-Basistunnel Süd (IG GBTS). Die Arbeiten auf der Seite Sedrun werden von der Arbeitsgemeinschaft Transco-Sedrun, auf der Seite Amsteg durch die Arbeitsgemeinschaft Gotthard Nord AGN, ausgeführt. Dementsprechend wirkten mehr Personen als üblich bei der Durchschlagsplanung mit.

Die südliche Losgrenze des Teilabschnitts Amsteg war seinerzeit aufgrund der geologischen Erkenntnisse aus der schrägen Kernbohrung SB 3.2, welche von der Oberfläche ausgeführt wurde, bei Tm 118'855 festgelegt worden (vgl. Bild 2, Beitrag H.-J. Ziegler). Dabei handelt es sich um den prognostizierten Übergang zur Clavianev Zone, die als bautechnisch kritisch eingestuft wurde. Die Clavianev Zone war zum Teilabschnitt Sedrun zugeteilt worden.

2. Vorauserkundung und Vortrieb Amsteg

Wie im Werkvertrag Los 252 Tunnel Amsteg vorgesehen, wurden die letzten Meter vor der Losgrenze im Sprengvortrieb aufgefahren (Bild 1).

Es war abzusehen, dass von Amsteg her die Losgrenze früher erreicht wird, also war es am Teilabschnitt Amsteg, den Bereich der Losgrenze zu erkunden. Da zudem die Oströhre die vorauseilende Röhre war, wurde diese kontinuierlich mit Kernbohrungen erkundet (vgl. Bild 7, Beitrag H.-J. Ziegler).

Mit der Kernbohrung KB02 konnte der Bereich bis TM 118'831 erkundet werden. Die Bohrung verlief vollständig in harten Gneisen. Es konnte somit noch keine Aussage über den Übergang zur Clavianev Zone gemacht werden und es wurde eine zusätzliche Kernbohrung KB03 nötig.

Von Seite Sedrun bestand der Wunsch, möglichst viel des nördlichen Hauptkakirit der Clavianev Zone, dem Homogenbereich N18, zu erkunden. Die Kernbohrung KB03 wurde deshalb auf eine Länge von 92.5 m abgeteuft. Der Übergang zur Clavianev Zone konnte bei TM 118'858 eruiert werden. Das Ende des Vortriebs im Teilabschnitt Amsteg wurde bei TM 118'835, also 20 m vor der eigentlichen Losgrenze festgelegt, damit ein genügend starker Gebirgspfeiler zum nördlichen Hauptkakirit stehen blieb.

Der Vortrieb Amsteg erreichte am 03. Juni 2007 das definierte Ende des Vortriebs. Der Vortrieb von Sedrun war zu diesem Zeitpunkt noch 100 m (bei TM 119'036) entfernt.

Bild 1: Vortrieb im Teilabschnitt Amsteg



Aufgrund der Vorauserkundung und den Erfahrungen beim Vortrieb des Einspurtunnels Ost wurde in der Weströhre auf eine kontinuierliche Vorauserkundung verzichtet und man beschränkte sich auf die Erkundung der neuralgischen Punkte. So wurde mit der Kernbohrung KB04 die Störung A26 erkundet.

Zur Festlegung des Endes des Vortriebs der Weströhre wurde die Kernbohrung KB05 gebohrt. Die Auswertung ergab, dass die Clavianev Zone bei TM 218'873 beginnt. Das Ende des Vortriebs im Einspurtunnel West wurde bei TM 218'855, der nach Werkvertrag definierten Losgrenze, festgelegt. Der Vortrieb der Weströhre in Amsteg konnte am 21. August 2007 abgeschlossen werden.

3. Bauprogramm

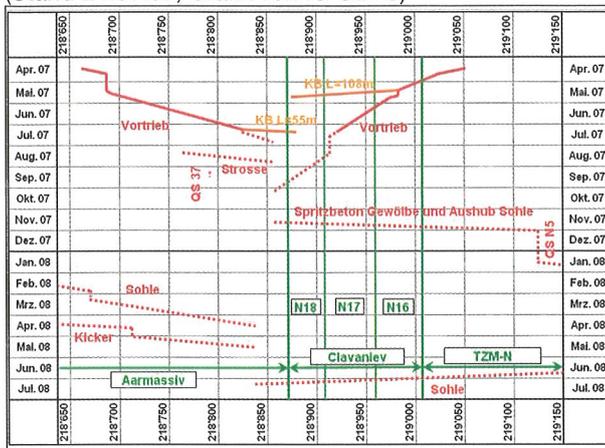
Das Vortriebsverfahren im Teilabschnitt Sedrun mit den deformierbaren Bögen hat sich, wie sicher bekannt, bewährt. So stand der Vortrieb in der Weströhre am 24. Juli 2007 bereits bei TM 218'935, also 80 m vor der Losgrenze (Bild 2).

Aufgrund der Erfahrungen im südlichen Hauptkakirit, dem Homogenbereich N16 der Clavianev Zone, wo man kontinuierlich ca. 1 m pro Tag ausbrechen konnte, prognostizierte der Teilabschnitt Sedrun den Durchschlag auf Anfang Oktober 2007.

Ab Mitte November 2007 sollte im Durchschlagsbereich auf Seite Sedrun der Rückbau der Sohle und das Auf-

spritzen des Abdichtungsträgers erfolgen. Die nächsten Arbeiten auf Seite Amsteg im Losgrenzenbereich waren erst Mitte April 2008 mit dem Abschluss der Sohlearbeiten und dem Abschluss des Kickereinbaus Mitte Mai 2008 geplant.

Bild 2: Bauprogramm EST West
(Stand 24.07.07, Grafik von IG GBTS)



4. Planung

Zur Vorbereitung des Durchschlags erstellten die beiden Ingenieurgemeinschaften den Bericht «Koordination Losgrenze Amsteg-Sedrun». Der Bericht fasst die vertraglich definierten Grundlagen der Teilabschnitte bezüglich des Durchschlags in einem Dokument zusammen und prüft sie auf ihre Kompatibilität beziehungsweise auf Widersprüche.

Das Ziel des Berichts war mit verschiedenen Szenarien in Abhängigkeit des Baufortschritts die Probleme und noch zu klärenden Fragen aufzuzeigen. Es sollten Lösungen vorgeschlagen und ATG auf die erforderlichen Entscheidungen hingewiesen werden.

Der Bericht stellte unter anderem Koordinationsbedarf für folgende Problemkreise fest:

- Lüftung/Kühlung
- Vermessung
- Durchschlagsfeier
- Potentialausgleich

4.1 Lüftung/Kühlung

Nach dem Durchschlag Sedrun-Amsteg hätten die meteorologischen Bedingungen unkontrollierte Luftströmungen im Tunnel bewirken können. Um in den Teilabschnitten weiterhin die geforderten Luftqualitäten einzuhalten, muss die Lüftung/Kühlung in der Bauphase von den

Unternehmern weiter unabhängig voneinander betrieben werden. Dazu sind Abschottungen im Bereich der Durchschläge nötig.

Diese Abschottungen sind in beiden Werkverträgen einheitlich definiert worden, unter Berücksichtigung eines doppelspurigen Zugsbetriebs zwischen Amsteg und Sedrun:

- Es sollten zwei Doppeltore pro Röhre und Durchschlag eingerichtet werden, je ein Doppeltor pro Geleise. Die Doppeltore sollten zu einem späteren Zeitpunkt auf zwei Einfactore pro Röhre umgebaut werden können.
- Die zwischen den Teilabschnitten auftretenden Druckdifferenzen führten zu einer Auslegung der Tore für eine Belastung von 2 kN/m^2 ($2'000 \text{ Pa}$).
- Die Dichtheit der Schleusen musste 10 % betragen, d.h. bei einer Druckdifferenz von 500 Pa durften die Leckverluste bei einer Luftmenge von $40 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht mehr als $4 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen.
- Es war eine Signalanlage und eine Steuerung zu installieren für den automatischen Betrieb.
- Die Schleuse sollte eine ausreichende Länge von mindestens 50 m für die Passage eines Zuges aufweisen.

Die Idee des durchgängigen Zugsbetriebs liess ATG bereits früher fallen, da sich abgezeichnet hatte, dass vom Teilabschnitt Amsteg aus keine Arbeiten im Teilabschnitt Sedrun auszuführen sind. Die Anforderungen an die Abschottungen konnten somit um die letzten beiden Punkte reduziert werden.

Einen wichtigen Einfluss auf die Schleusenanordnung hatten zudem die Vorgaben des Bauherrenvermessers.

4.2 Vermessung

Möglichst kurze Zeit nach dem Durchschlag wollten die Beteiligten den Durchschlagsfehler eruieren und die definitive Gleisachse festlegen. Die Vermesser stellten folgende Bedingungen für die Durchschlagsvermessung:

- Es hatte ein Freiraum von 1.5 m rund um die Visuren für mindestens 12 Stunden vom Fusspunkt Sedrun bis zum Querschlag 32 in Amsteg zu bestehen.
- Der Luftzug durfte nur gering sein und die meteorologischen Bedingungen sollten ausgeglichen sein.

- Die Luft hatte sauber zu sein.
- Es mussten jeweils zwei Vermessungshauptpunkte im Abstand von 340 m sichtbar sein.

Dies bedeutete, dass ein Schleusensystem zu installieren war, deren Wände einen Abstand von mindestens 340 m aufwiesen und zwei Vermessungspunkte umschlossen.

Nach Beendigung der Durchschlagsvermessung und der definitiven Gleisachs festlegung konnte der Trennwandabstand reduziert werden. Jedoch müssen für die Messung der Gleisversicherung wieder die gleich guten Bedingungen hergestellt werden, wie für die Durchschlagsvermessung.

4.3 Durchschlagsfeier

Der Platzbedarf der mit dem Durchschlag zu erwartenden Feierlichkeiten und der damit verbundenen Installationen für Redner, Musik, Presse, Apéro usw. war noch nicht bekannt. Es wurde deshalb die Annahme getroffen, dass sich die Abschottungen während der Durchschlagsfeier mindestens 50 m von der Durchschlagsstelle entfernt befinden müssen.

Um die Teilnehmer der Feierlichkeiten vor Staubemissionen zu schützen, war ein leichter Druckunterschied zwischen den beiden Teilabschnitten von Vorteil. Der anfallende Staub und die Sprenggase sollten beim Durchschlag aus dem Bereich der Feierlichkeiten in den gegenüberliegenden Teilabschnitt geleitet werden. Zur technischen Realisierbarkeit dieses Druckunterschieds war eine direkte Koordination der beiden Unternehmer erforderlich. Wenn möglich, sollte dies mit Messungen vor dem Durchschlag verifiziert werden.

4.4 Schleusensystem

Die beschriebenen Anforderungen führten schliesslich zu der auf Bild 5 und 6 dargestellten Schleusenordnung.

Im Teilabschnitt Amsteg war eine Schleuse, bestehend aus zwei Toren zu erstellen, welche die Trennung der Lüftungsabschnitte sicherstellte (Bild 3, oben). Die Schleuse sollte zwischen Querschlag 36 und 37 eingerichtet werden, um einen genügend grossen Abstand zur Ortsbrust (für die Feierlichkeiten) sicher zu stellen. Im Teilabschnitt Sedrun war eine einzelne Lüftungswand vorgesehen, welche für die Durchschlagsvermessung benötigt wurde

(Gleichzeitiges Messen der Vermessungspunkte bei Querschlag 36 und 37 durch die Schleuse). Zur Belüftung des Abschnitts von dieser Wand bis zur Ortsbrust musste die Wand vom Belüftungssystem durchdrungen werden.

Bild 3: Standort Schleuse (1)

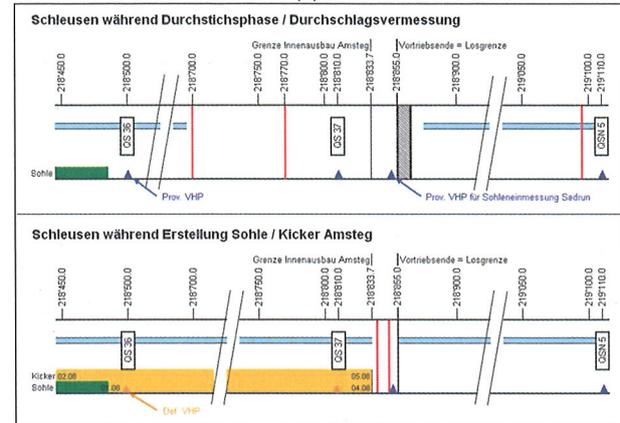
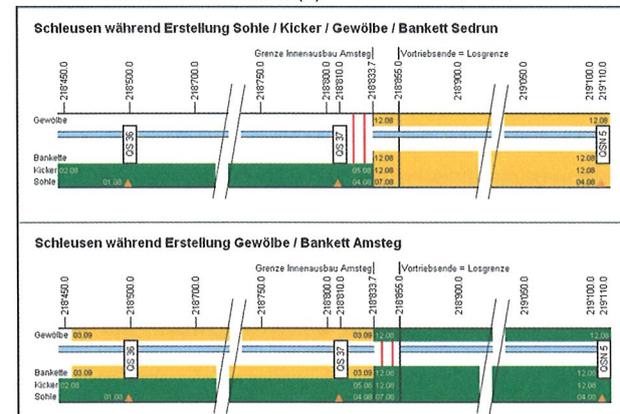


Bild 4: Standort Schleuse (2)



Der Teilabschnitt Sedrun war mit dieser Anordnung nicht sehr glücklich, da der Bereich nördlich der Trennwand quasi abgeschnitten war. Sie überlegten sich deshalb, unter welchen Bedingungen die Wand weglassen werden könnte.

Bereits kurz nach der Durchschlagsvermessung musste die Schleuse umgestellt werden, damit der Einbau der Sohle und des Kickers im Teilabschnitt Amsteg im Januar 2008 begonnen und bis zur Losgrenze ausgeführt werden konnte (Bild 3, unten).

Das erneute Umstellen der Schleusen ist Ende Juni 2008, für die Phase des Innenausbaus von Seite Sedrun geplant (Bild 4, oben). Diese Phase dauert bis Ende 2008.

Anschliessend wird die Schleuse in den rohbauseitig fertig erstellten Tunnel im Teilabschnitt Sedrun gestellt (Bild 4, unten), damit im Teilabschnitt Amsteg Gewölbe und Bankett ab März 2009 betoniert werden können.

Es ist also ein mehrmaliger Umbau der Schleusen nötig. Die ARGE AGN hat dies bereits bei der Planung der Schleusentore berücksichtigt und ein innovatives, flexibles Modulsystem bestellt. An den beiden ersten Standorten war eine runde Abschottung (Bild 5a) einzubauen.

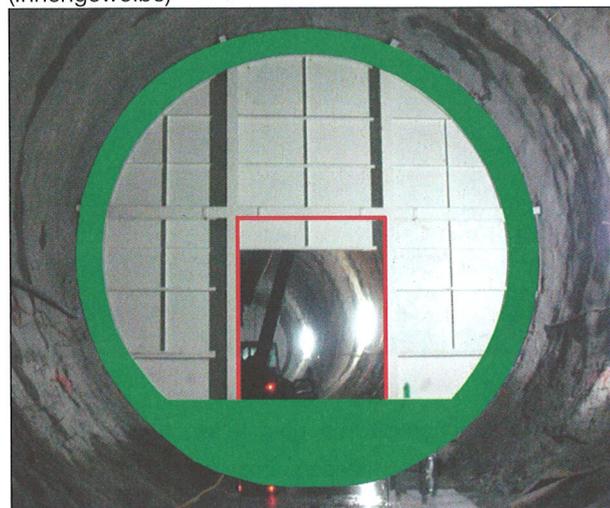
Bild 5a: Wand bei rundem Querschnitt



Bild 5b: Wand bei betonierter Sohle



Bild 5c: Wand bei betonierter Sohle und Verkleidung (Innengewölbe)



Der dritte Standort der Wände erfolgt bei betonierter Sohle und betoniertem Kicker (Bild 5b). Dazu wird die Türe nach oben verschoben (in rot dargestellt) und die unteren Teile der Abschottung werden weggelassen.

Der vierte Standort befindet sich im Teilabschnitt Sedrun, bei rohbauseitig fertig erstelltem Innenausbau (Bild 5c). Dazu kann der äussere Ring der Bleche weggelassen und das Bankett ausgespart werden.

4.5 Potentialausgleich

Die beiden Teilabschnitte Amsteg und Sedrun werden von zwei verschiedenen Werken mit Energie versorgt, in Amsteg vom Elektrizitätswerk Altdorf und in Sedrun von der energia alpina.

Das Erdungssystem des jeweiligen Netzes wurde kontinuierlich bis zur Ortsbrust nachgezogen. Beim geplanten Durchschlag treffen die beiden Erdungssysteme aufeinander. Auftretende Potentialdifferenzen zwischen den beiden Erdungssystemen hätten unmittelbar ein Gefahrenpotential für die Mitarbeitenden im Bereich der Vortriebe darstellen können.

In Zusammenarbeit der Planer und der electrosuisse, der Fachorganisation für Elektro-, Energie- und Informationstechnik, wurden die Gefahrenpotentiale evaluiert und daraus geeignete Massnahmen erarbeitet. Dabei wurde unterschieden zwischen Massnahmen für den Vortrieb, während dem Durchschlag und nach dem Durchschlag.

Folgende Massnahmen gewährleisteten die Personensicherheit beim Vortrieb

- Alle metallischen Teile waren mit dem Erdsystem zu verbinden.
- Im Teilabschnitt Amsteg war die Ausbruchsicherung auf den letzten 10 m anzupassen: Für die Radial- und Brustankerung war Glasfaser statt Stahl zu verwenden, der netzarmierte Spritzbeton war durch Stahlfaser-Spritzbeton felsseitig und Spritzbeton ohne Stahlfasern luftseitig zu ersetzen.
- An der Ortsbrust mussten drei bis fünf Befestigungspunkte erstellt werden, die mit dem Erdungssystem zu verbinden waren.

Das Bild 6 zeigt die Vorbereitungen bezüglich des Potentialausgleichs auf der Seite Amsteg.

Bild 6: Vorbereitung Potentialausgleich im Teilabschnitt Amsteg



Beim Durchschlag war zudem darauf zu achten, dass Personal von Sedrun nicht mit einem im Teilabschnitt Sedrun an den Strom angeschlossenen Werkzeug in den Teilabschnitt Amsteg wechselte.

Anschliessend an den ersten Durchschlag war eine Potentialmessung durchzuführen. Anhand dieser Messung durch die electrosuisse sollte das weitere Vorgehen bestimmt werden. Dies konnte bedeuten, dass die beiden Erdungssysteme zu verbinden oder zu trennen waren.

4.6 Etappierung Durchschlag

Die ATG hatte bis zu diesem Zeitpunkt der Planung gefordert, dass kein Durchschlag in Etappen erfolgt. Dies, da ATG nicht wollte, dass vor der Durchschlagsfeier bereits Bilder vom Durchschlag in den Zeitungen kursieren.

Die Unsicherheiten bezüglich des Potentialausgleichs und bezüglich der Lüftungsverhältnisse beim Durchschlag führten zu Sicherheitsbedenken für die Mitarbeiter und Gäste. Hinzu kam, dass der Durchschlagsfehler bei der Durchschlagsfeier nicht bekannt sein würde. Deshalb entschied ATG, trotzdem ein vorgängiges Mannsloch zuzulassen.

5. Spionbohrung

Als der Vortrieb von Seite Sedrun noch etwa 10 m vom Ende des Vortriebs in Amsteg entfernt war, schlug die ARGE Transco-Sedrun vor, eine Spionbohrung durchzuführen um festzustellen, wie viel Fels noch anstand. Da die Neugier gross war, wurde der Vorschlag gutgeheissen.

So entstand am 03. Oktober 2007 die erste Verbindung zwischen Sedrun und Amsteg. Die gute Nachbarschaft zeigte sich durch das durchs Bohrloch Reichen von Geschenken. Gefeierte wurde aber noch getrennt (Bild 7).

Bild 7: Spionbohrung vom 03.10.07



Aus der Spionbohrung konnten zudem folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- die noch auszubrechende Länge beträgt 10.0 m.
- die Luft zieht durch die Bohrung vom Teilabschnitt Amsteg in den Teilabschnitt Sedrun.
- die Vortriebe Amsteg und Sedrun passen aufeinander.

6. Mannsloch

Am 10. Oktober 2007 war der Vortrieb von Seite Sedrun soweit fortgeschritten, dass ein Mannsloch gesprengt werden konnte. Die erste begehbare Verbindung wurde geschaffen (Bild 8).

Bild 8: Mannsloch vom 10.10.07



Die ARGE Transco-Sedrun ging sofort daran die Lüftungsverhältnisse zu messen. Zusammen mit den Berechnungen des Wettersteigers kamen sie zum Schluss,

dass die Durchschlagsvermessung auch bei gedrosselter Lüftung in Amsteg und Sedrun ohne Wand im Teilabschnitt Sedrun durchgeführt werden kann.

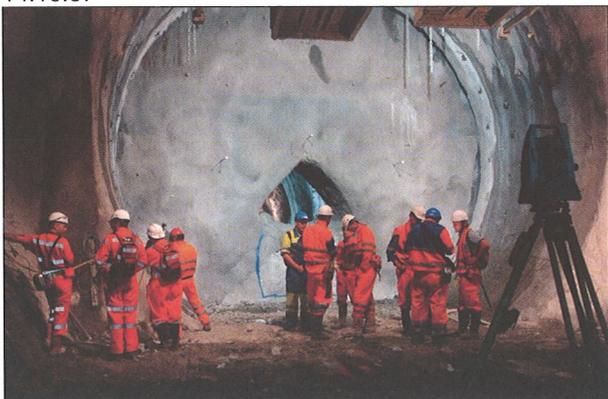
Am 13. Oktober 2007 erfolgte die Potentialmessung durch electrosuisse. Die Messung zeigte, dass der Ausgleichstrom zwischen Amsteg und Sedrun 3.5 Ampere beträgt und die Spannung bei 3 Volt liegt. Somit lag der Ausgleichstrom im Starkstrombereich und eine Personengefährdung konnte nicht ausgeschlossen werden. Eine Personengefährdung besteht ab einer Stromstärke von 2 Ampere.

Electrosuisse verband anschliessend die beiden Erdungssysteme mit zwei Erdseilen und gab die Baustelle aus Sicht des Erdungssystems für die weiteren Arbeiten frei.

7. Durchschlagsvermessung

Am 14. Oktober 2007 führte der Bauherrenvermesser die provisorische Durchschlagsmessung durch (Bild 9). Die Genauigkeitsanforderungen von max. 25 cm Abweichung quer zur Tunnelachse und von max. 12.5 cm in der Höhe konnten klar unterschritten werden. Der prognostizierte Durchschlagsfehler lag bei 14.8 cm quer zur Achse, 2.6 cm längs zur Achse und 0.9 cm in der Höhe.

Bild 9: Provisorische Durchschlagsvermessung vom 14.10.07



8. Durchschlag

Nachdem das Mannsloch für die Durchschlagsfeier wieder verschlossen wurde, erfolgte am 17. Oktober 2007 der eindeutige Höhepunkt der Koordination über die Losgrenze.

Über 250 Gäste und Mitarbeiter freuten sich untertag über den gelungenen Durchschlag (Bild 10). Die Feierlichkeiten verlagerten sich nach einem Apéro nach draussen, wo

abschnittsgetreunt verdienterweise bis spät in die Nacht gefeiert wurde.

Bild 10: Durchschlagsfeier vom 17.10.07



9. Schlussbemerkung

Ein Durchschlag, der von der einen Seite 13.5 km weg vom Portal und auf der anderen Seite nur durch einen 800 m tiefen Schacht erreicht werden kann, benötigt einiges an Vorbereitung und Koordination. Eine Durchschlagsfeier mit vielen Gästen ohne vorgängige Verbindung zur Abklärung der effektiven Verhältnisse ist nach meiner Meinung, nicht zu verantworten.

Es war nicht immer einfach einen gemeinsamen Nenner zu finden, am Ende interessiert aber nur das Resultat. Auf dieses können wir, die AlpTransit Gotthard AG, die beiden Ingenieurgemeinschaften IG GBTS und IG GBTN mit den örtlichen Bauleitungen und die beiden Unternehmungen, die ARGE AGN und die ARGE Transco-Sedrun, stolz sein.

Glück auf.



Gotthard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun – Die druckhaften Strecken im TZM Nord – Projektierung und Realisierung

Kalman Kovári, Prof. Dr.; Beratender Ingenieur, Oberengstringen
Heinz Ehrbar, Dipl. Ing. ETH/SIA; AlpTransit Gotthard AG, Luzern

THE TUNNEL STRETCHES WITH SQUEEZING ROCK IN THE TZM-NORD OF THE GOTTHARD BASE TUNNEL – DESIGN AND EXECUTION

Traversing the approx. 1.2 km long tunnel section within the northern part of the Tavetscher Zwischenmassivs (TZM) was classified already in the phase of the preliminary project as a definite feasibility problem due to the phyllite expected there with its low strength and great depth of rock overburden. To overcome the problem of driving a tunnel with a final internal diameter of around 8 m under such geotechnical conditions there were no examples to benefit from. Based on laboratory tests the structural analyses for the tunnel even for an unusually high lining resistance predicted very large convergence. The design engineer in close cooperation with the «Working Group Construction Technology» prepared a new construction concept, which was subsequently implemented. It combined two important developments in this field of tunnelling practice known up to then in such a way that the concept lead to a completely successful conclusion. On the one hand, it relied on the method used in mining under conditions of squeezing rock utilizing steel supports with sliding connections (System Toussaint-Heintzmann) and, on the other, the method perfected in Italy of full face excavation with systematic support of the working face. Mining techno-

logy provides no data on tunnels with large cross sections and the experience made in Italy was limited to much lower depths of overburden.

The basic idea for the TZM was to install a closed circular steel ring of high resistance and high convergence capacity after each stage of excavation. The other elements of excavation support were anchors at the working face, spiling rods, steel meshes, radial anchors and shotcrete sealing. The installation of the permanent shotcrete lining was not planned until a further advance of around 40 m or after convergence of the tunnel deformations. To measure the radial displacements of up to 0.75 m a corresponding over-profile was excavated.

The paper reports on the die conceptual considerations and their successful implementation by the contractor, the deformation measurements and the most important know-how gained from the execution. In a final summing up the factors that enabled the successful excavation through the Tavetscher Zwischenmassiv are highlighted together with conclusions relevant to future projects.

1. Grundlagen

Der nördliche Teil des Tavetscher Zwischenmassivs (TZM Nord genannt) wurde im Zuge der Alpenfaltung stark tektonisch beansprucht. Seit dem Beginn der Projektierung des Gotthard Basistunnels wurden die in diesem Bereich zu durchörternden Gesteine stets als bautechnisch schwierig eingestuft. Bereits in der Phase des Vorprojektes wurde die Machbarkeit dieses Tunnelabschnitts wegen erwarteten schweren Druckerscheinungen von vielen gleich kritisch wie jene der Piora Mulde eingestuft. Es war deshalb von Anbeginn klar, dass hier zum einen ein Doppelspurtunnel auszuschliessen war

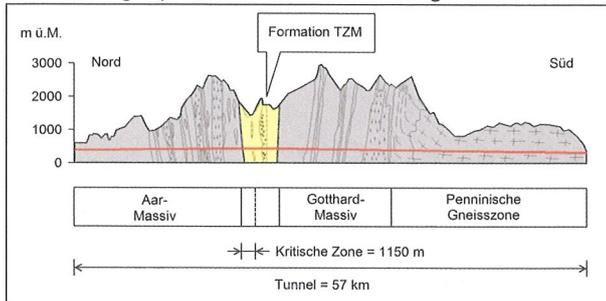
und zum anderen in dieser Gegend ein Zwischenangriff erfolgen musste.

Die erfolgreiche Überwindung der druckhaften Strecke im Nordvortrieb des Tunnelabschnitts Sedrun Ende 2007 gibt Anlass, auf die grundlegenden Überlegungen der Projektierung zurückzublicken und über deren Realisierung zu berichten [1]-[4].

Die Lage des Tavetscher Zwischenmassivs im vereinfachten Geologischen Längenprofil des Gotthard Basistunnels ist in Bild 1 ersichtlich [5]. Die Länge des bautechnisch anspruchsvollen Nordabschnittes beträgt

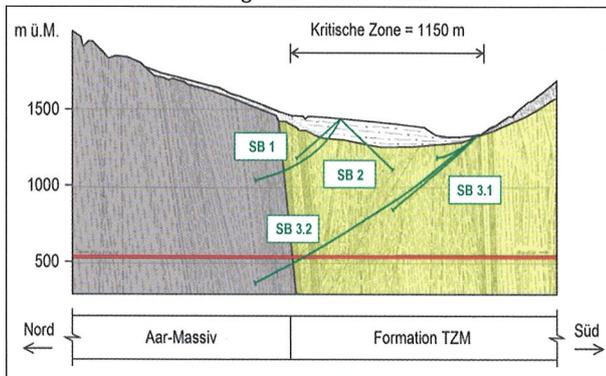
1150 m bei einer Überlagerung von rund 800 m. Das Gebirge besteht aus Schiefen, Phylliten und schiefrigen Gneisen mit unterschiedlichem Grad der Kakiritisierung.

Bild 1: Längenprofil des GBT mit der Lage des TZM



Der detaillierten geologischen Erkundung wurde grosse Bedeutung beigemessen, was durch die ausgeführten Sondierbohrungen belegt ist. Hervorzuheben ist die bis zum Tunnelniveau abgeteufte 1750 m lange, in den Jahren 1997/98 abgeteufte Schrägbohrung SB 3.2. Dank der steil stehenden Struktur des Gebirges erhielt man so für das ganze TZM-Nord sehr verlässliche Prognosen.

Bild 2: Sondierbohrungen im TZM Nord

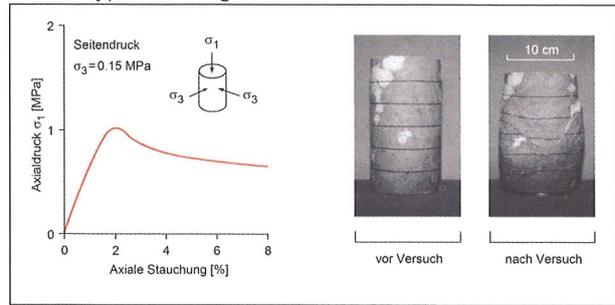


Aufgrund der Aufschlüsse aus den Bohrungen war davon auszugehen, dass ca. zwei Drittel der aufzufahrenden Strecke aus weichen, kakiritisierten Gesteinen mit duktilem Bruchverhalten bestand. Bei einem Drittel der Länge konnte man von harten, bautechnisch günstigeren Gesteinen, jedoch mit sprödem Bruchverhalten ausgehen.

Für die Charakterisierung des kakiritisierten Gesteins waren die Ergebnisse der Triaxialversuchen besonders aufschlussreich. Wie in Bild 3 ersichtlich, handelt es sich um ein ausgesprochen bildsames Material mit hoher Volumenzunahme im Bruchzustand.

Als Grundlage der tunnelstatischen Untersuchungen diente das Kennlinienverfahren. Die Gebirgskennlinie stellt unter vereinfachten Annahmen die Beziehung zwischen dem Ausbauwiderstand und der Radialverschiebung

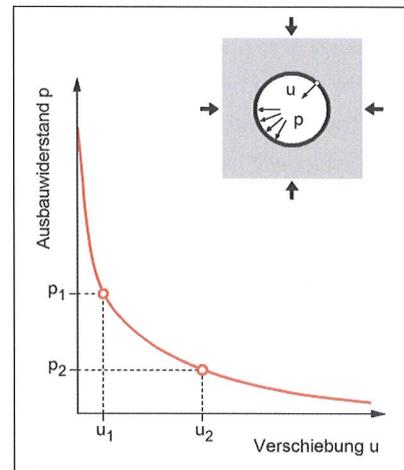
Bild 3: Typisches Ergebnis der Triaxialversuche



ung am Ausbruchrand dar. Bei einem elastisch-plastischen Material ist diese Beziehung nicht linear.

Die wichtigste, durch Beobachtung eindeutig bestätigte Aussage der Kennlinie lautet: Mit zunehmender Verschiebung nimmt der zum Gleichgewicht erforderliche Ausbauwiderstand ab (vgl. Wertepaare u_1 / p_1 bzw. u_2 / p_2 in Bild 4).

Bild 4: Gebirgskennlinie



Aufgrund dieser fundamentalen Gesetzmässigkeit lassen sich zwei Grenzfälle für den Entwurf und die Konstruktion in druckhaftem Gebirge formulieren [1]:

- das Widerstandsprinzip
- und das Ausweichprinzip.

Im ersteren Fall steht eine ausreichende Stützung des Hohlraums mit steifem Ausbau im Vordergrund, während beim Letzteren die dank Mehrausbruch zugelassenen Verformungen und eine nachgiebige Ausbruchsicherung entscheidend sind.

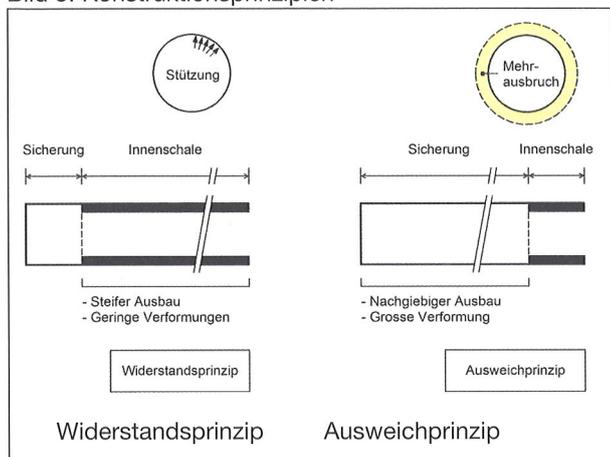
Die zwei Prinzipien unterscheiden sich auch beim Vorgehen in Tunnel längsrichtung.

Beim Widerstandsprinzip mit Vollausbuch erfolgt die Ausbruchsicherung mit schweren Stahlbögen. Die Ge-

birgsverformungen bleiben verhältnismässig gering. Die Innenschale von hoher Tragfähigkeit kann bis nahe an die Ortbrust geführt werden.

Beim Ausweichprinzip wird mit einem Mehrausbruch Raum für die erwarteten Konvergenzen geschaffen. Die Ausbruchsicherung entsprechend nachgiebig sein. Um. Der Einbau der Innenschale kann in grossem Abstand von der Ortbrust und nach Monaten oder Jahren erfolgen.

Bild 5: Konstruktionsprinzipien



Das Widerstandsprinzip wurde im druckhaftem Gebirge bei den Tunnelbauten der Eisenbahnverbindung «Altà Velocità» zwischen Bologna und Florenz in den 90-er Jahren erfolgreich angewendet [6]. Dabei kam der Vollausbuch mit Ausbruchsflächen von 100 bis 120 m² mit den typischen Ortbrustankern zum Einsatz. Diese Tunnelbaumethode bedeutete damals eine zukunftsweisende Entwicklung.

Bei der Projektierung des Tunnelabschnittes TZM-Nord stellte sich für den Projektingenieur und für die am Projekt intensiv mitwirkende «Arbeitsgruppe Bautechnik Basistunnel» die Frage, ob die in Italien bestens bewährte Methode des Vollausbuchs mit dem Widerstandsprinzip übernommen werden könnte. Es galt aber zu berücksichtigen, dass dort unter ähnlichen geotechnischen Verhältnissen wie im TZM-Nord die Gebirgsüberlagerung nur 200 bis 300 m und nur mit wenigen Ausnahmen 500 m erreicht hat.

Das Ausweichprinzip, unter Anwendung von TH-Stahlprofilen mit Gleitverbindungen ist im Bergbau ein übliches Verfahren. Seit den 30-er Jahren des vergangenen Jahrhunderts wurden dabei Förderstrecken mit Durchmessern von bis zu 6 bis 8 m bei hohen Überlagerungen von 1000 m und mehr aufgeföhren. Grössere Durchmesser sind selten.

Es wurde bald klar, dass die grosse Überlagerungshöhe von 800 m im TZM-Nord gepaart mit dem erforderlichen

grossen Ausbruchdurchmesser von maximal 13 m die entscheidenden Faktoren für die Entwicklung eines geeigneten Baukonzeptes darstellten. Zur quantitativen Untersuchung dieser Fragen wurden umfangreiche tunnelstatische Untersuchungen durchgeführt.

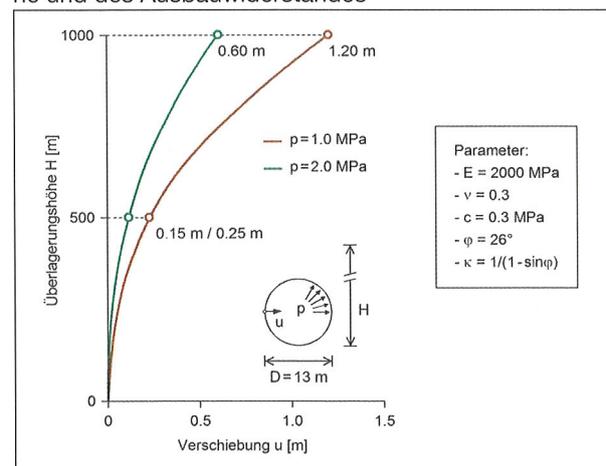
Bild 6: Anwendung des Ausweichprinzips im deutschen Steinkohlebergbau (Bild Bochumer Eisenhütte)



2. Tunnelstatik

Der Einfluss der Überlagerungshöhe H auf die Gesamtverschiebung des Gebirges u bei einem Ausbauwiderstand von 1 MPa ist in Bild 7 für die dort angeführten typischen Materialparameter mit den geringen Festigkeitswerten ersichtlich.

Bild 7: Konvergenzen in Funktion der Überlagerungshöhe und des Ausbauwiderstandes

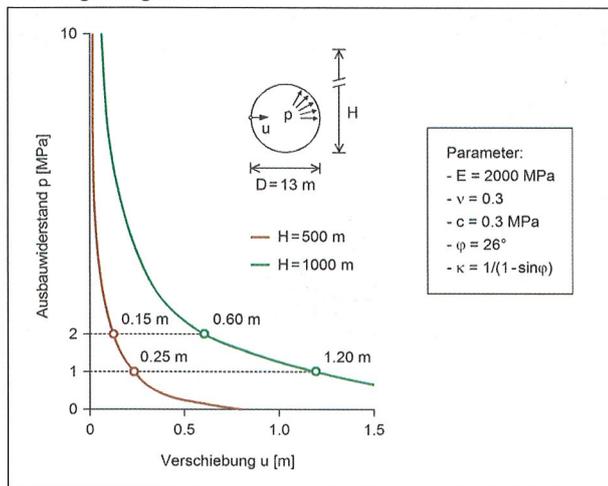


Bei einer Überlagerungshöhe von 500 m beträgt die Verschiebung 0.25 m. Bei einer Verdoppelung der Überlagerungshöhe auf 1000 m erhöht sich die Verschiebung auf den nahezu fünffachen Wert, nämlich 1.2 m.

Bei einem Wert des Ausbauwiderstandes von 2 MPa fallen die Verschiebungen auf etwa die Hälfte ihrer vorherigen Werte. Bei einer Überlagerungshöhe von 1000 m betragen sie immer noch 0.6 m.

In Bild 8 ist die Gebirgskennlinie für die Überlagerungshöhe von 500 m, bzw. 1000 m zu sehen. Für die praktisch relevanten Werte des Ausbauwiderstandes von 1 bzw. 2 MPa ergeben sich bei 500 m Überlagerung zugehörige Verschiebungen von 0.25 bzw. 0.15 m.

Bild 8: Variation der Gebirgskennlinie in Funktion der Überlagerungshöhe



Für die Überlagerungshöhe von 1000 m erhält man eine Kennlinie völlig anderer Form mit einem flachen Verlauf im interessierten Wertebereich des Ausbauwiderstandes von 1 bis 2 MPa und den bereits genannten Verschiebungswerten von 1.2 bzw. 0.6 m.

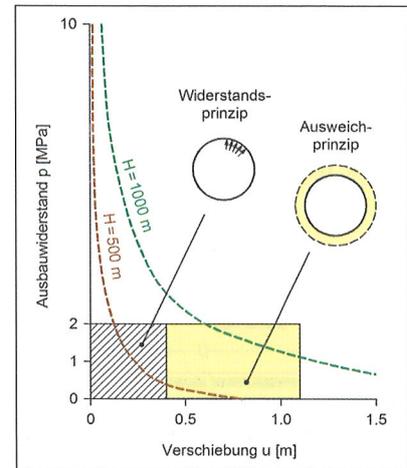
Die Vergrößerung der Überlagerungshöhe in diesem Ausmass zeigt somit nicht nur eine graduelle, sondern eine sprunghafte Änderung im Bauwerksverhalten.

Die bautechnischen Konsequenzen eines solch extremen Einflusses der Überlagerungshöhe bei dem grossen Ausbruchdurchmesser liegen auf der Hand.

Das Widerstandsprinzip ist bei Gebirgsdrücken von bis etwa 2 MPa technisch machbar, allerdings nur bei beschränkten Verschiebungen. Bei grösseren Deformationen muss es vom Ausweichprinzip abgelöst werden. Es galt nun diese Erkenntnis bei der Projektierungsarbeit für

den Gotthard Basistunnel praktisch umzusetzen. Das Ergebnis war eine Verschmelzung der italienischen Bautechnik mit Vollausbuch und Ortbrustankerung mit der im Bergbau üblichen nachgiebigen Ausbruchsicherung und Mehrausbruch.

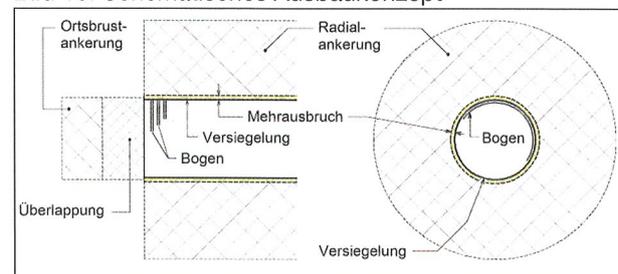
Bild 9: Anwendungsbereich der verschiedenen Konstruktionsprinzipien



3. Ausbaukonzept

Bild 10 zeigt das gewählte Ausbaukonzept für das TZM Nord [2]-[4]. Dieses beinhaltet den systematischen Mehrausbruch von bis zu 0.7 m für die Aufnahme der Konvergenz, die Ankerung der Ortbrust mit Überlappung, die Versiegelung der Ausbruchsfläche durch Spritzbeton und Netze, die TH-Profile und eine Radialankerung. Um die hohe erforderliche Konvergenz zu gewährleisten, wurden zwei vollständige Ringe von TH-Profilen ineinander gelegt, deren jeweils acht Einzelsegmente nach dem Erschöpfen des Gleitweges stumpf auf stumpf aufeinander stossen.

Bild 10: Schematisches Ausbaukonzept



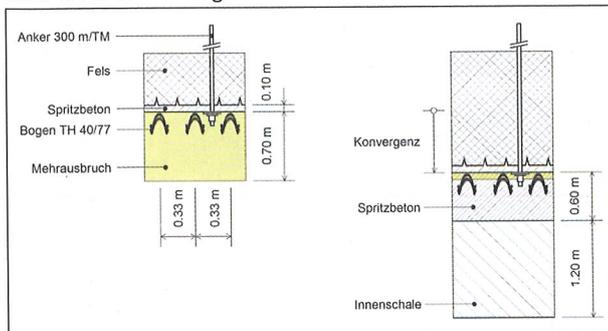
Als schwersten Ausbautyp (vgl. Bild 11) sah das Projekt maximal drei solche Bögen je Tunnelmeter, einen Mehrausbruch von 0.7 m und eine Gesamtlänge der Radialanker von ca. 300 m je Tunnelmeter vor [2]-[4]. Das effektive Tragverhalten der Radialanker bei den prognostizierten grossen Gebirgsverschiebungen konnte in der Projektierungsphase nicht restlos geklärt werden.

Nach dem Eintreten der dem Mehrausbruch entsprechenden Konvergenz stossen die Segmente der inneren

und äusseren Stahlbögen aufeinander und erhöhen so den Tragwiderstand. Um weitere Konvergenz zu verhindern, war eine 0.6 m starke Spritzbetonschale in einem Mindestabstand von rund 40 m von der Ortbrust entfernt vorgesehen.

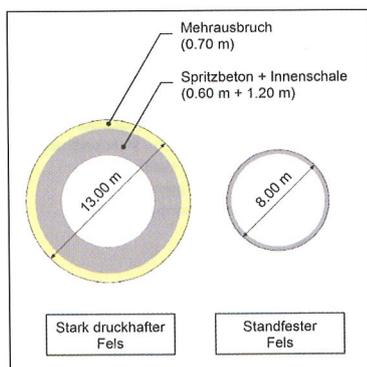
Die Stärke der mit grosser zeitlicher Verzögerung einzubringenden Innenschale betrug im Projekt maximal 1.2 m. Diese musste aber nirgends eingesetzt werden.

Bild 11: Stärkst möglicher Ausbau im TZM Nord



Die Gegenüberstellung des Profils beim schwersten Ausbautyp mit jenem in einem stabilen Fels zeigt klar, mit welchem ungewöhnlichen Problem man sich hier auseinandersetzen musste, nämlich der Beherrschung eines Ausbruchprofils von 13 m Durchmesser in extrem stark druckhaftem Gebirge.

Bild 12: Vergleich Ausbruchprofile im stark druckhaften Fels, bzw. im standfesten Fels



Die Projektverantwortlichen waren sich einig, dass hier mit Neuland betreten wurde wo auf keine direkten Vorbilder im internationalen Tunnelbau zurückgegriffen werden konnte. Deshalb war ein äusserst umsichtiges Vorgehen angezeigt. So wurde unter anderem beschlossen, das Verhalten der Stahlbögen bei dem aussergewöhnlich grossen Profil und den grossen Belastungen durch Versuche zu überprüfen.

Auf Vorschlag der Verfasser wurden die Belastungsversuche statt in einer Versuchshalle in einer Felsnische in situ durchgeführt. Mittels Wasser gefüllte Schwerlast-

Druckkissen dienten dem Erzwingen der Deformationen, bzw. der Simulation des Gebirgsdrucks. Die ausgeführte schematische Versuchsanordnung mit einer Radialbelastung von bis zu 3 MPa und einer maximalen Konvergenz von 0.7 m ist in Bild 13 ersichtlich [7].

Bild 13: Schema «in situ Stahlleinbauversuche»

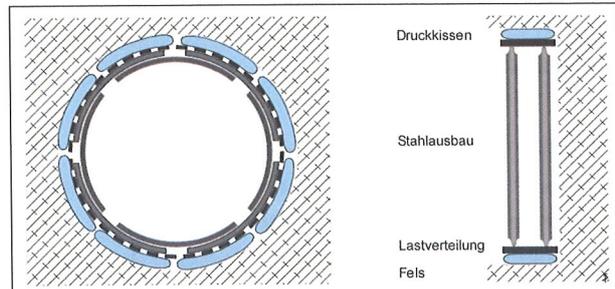


Bild 14 gibt einen Blick in die Versuchsnische mit 13 m Durchmesser, wobei der umgebende Fels die Reaktion aus der Belastung aufzunehmen hatte. Der Versagensmechanismus ist gekennzeichnet durch das Ausknicken der Bögen.

Bild 14: «In situ Versuche» für den Stahlleinbau (Versuchsstand, Versagensmechanismus)



Das wichtigste Ergebnis der Versuche bestand darin, dass diese noch vor dem Erschöpfen des Einschubweges bereits ausgeknickt waren und so ihre volle theoretische Tragfähigkeit nicht erreicht haben. Für den Ausgleich dieses Mangels mussten im Bedarfsfall andere Lösungen vorbehalten werden.

4. Bauausführung

Die praktische Umsetzung des neuen Baukonzepts stellte für den Unternehmer eine grosse Herausforderung dar. Das Einrichten einer zweiten Arbeitsebene mittels Hänginstallationen als Antwort auf die knappen Platzverhältnisse in der Sohle war der Kernpunkt seiner Lösung [8]. Der Hängekran und die Streckenausbaumaschine für den Stahleinbau waren Schlüsselgeräte im Vortriebszyklus, die eine industrielle Fertigung der Felssicherung ermöglichten.

Bild 15: Installationskonzept (Bild Transco Sedrun)

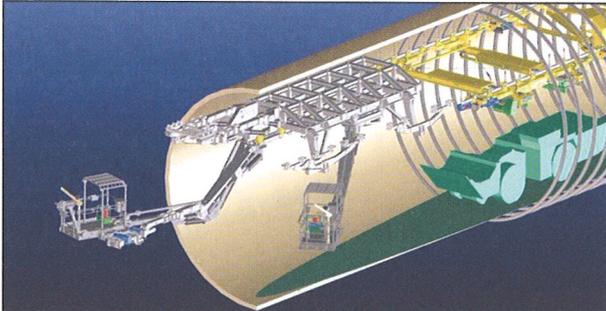


Bild 16 zeigt den Einsatz der aufgehängten Streckenausbaumaschine der Firma GTA für den Stahleinbau. Die Ortsbrustanker aus Stahl mussten jeweils abgetrennt werden, wie man auf dem Bild unten rechts sieht. Der mechanische Abbau des stark kakiritisierten Materials bot in der Regel keine Probleme. In diesen Bereichen konnte man teilweise sogar den Daumen in das Material eindrücken.

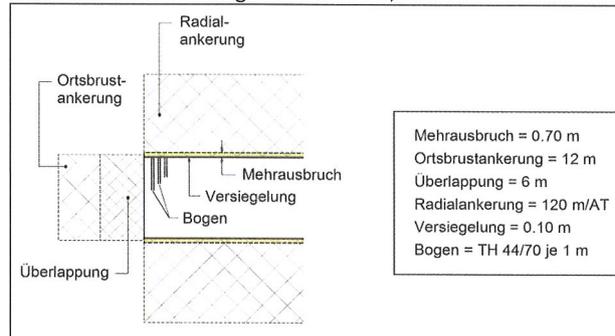
Am Beispiel des Tunnelmeters 1177 in der Weströhre soll das typische beobachtete Bauwerksverhalten illustriert werden.

Der Mehrausbruch betrug dort 0.7 m, die Länge der Ortsbrustanker war 12 m mit einer Überlappung von 6 m. Die Gesamtlänge der Radialanker beschränkte sich auf 120 m und es wurde je Tunnelmeter nur ein Bogen gestellt. Es handelte sich somit um einen verhältnismässig bescheidenen Ausbauwiderstand, aber um einen grossen Mehrausbruch für die Aufnahme der Gebirgsverformungen.

Bild 16: Stahleinbau (oben) und Ablängen der Ortsbrustankerung (unten)



Bild 17: Felssicherung bei Tm 1177, Röhre West

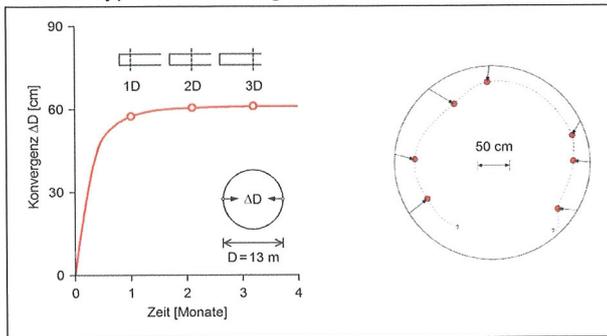


Bei den annähernd gleichmässig aufgetretenen Konvergenzen wurden bis zu 0.6 m radiale Deformationen gemessen. Bemerkenswert ist der für das gesamte TzM-Nord typische Verlauf der Konvergenz in Funktion des Abstandes von der Ortsbrust. Man sieht, dass in einer Entfernung von einem Tunneldurchmesser über 90 % der Konvergenz stattgefunden haben und die in diesem Material befürchteten grösseren Langzeitverformungen ausblieben.

Die Anschlüsse der TH-Bögen zeigten denn auch ein mehr oder weniger regelmässiges Schliessen. Es ist nicht verwunderlich, dass bei solchen Verformungen die Versiegelung durch Spritzbeton je nach der Schichtung und

Schieferung örtlich versagt hat. Deshalb waren speziell starke Netze (sog. Verbundmatten) als Kopfschutz unverzichtbar (vgl. Bild 19).

Bild 18: Typische Konvergenzen



Die stark wechselhafte Kakiritisierung des Gebirges und das Vorhandensein fester Gesteinspakete hat sich auf das Gesamtbild der Konvergenz entlang der Tunnelachse sehr stark ausgewirkt.

Bild 19: Deformierte Felssicherung



Bild 20 zeigt einen ausgewählten Tunnelabschnitt von rund 200 m Länge mit dem Versuch einer Korrelation zwischen dem Grad der Kakiritisierung des Gesteins und der gemessenen Konvergenz. Es handelt sich hier um den Verlauf der im Tunnelprofil gemittelten Werte und um jenen der Spitzenwerte. Während die mittleren Werte der radialen Konvergenz zwischen 10 cm und 40 cm variierten, ergaben sich im betrachteten Tunnelabschnitt lokale Konvergenzen bis zu 70 cm.

Neben dem messtechnischen Erfassen des Gebirgsverhaltens sind natürlich die bautechnischen Belange von grösstem Interesse.

Bild 20: Gebirgstragverhalten von Tm 1150 bis Tm 1350

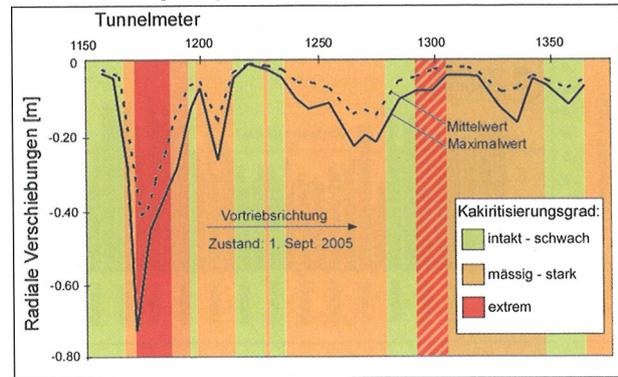
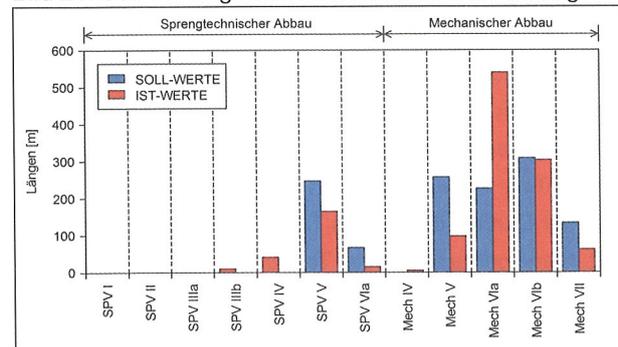


Bild 21 zeigt den Soll-Ist-Vergleich der Verteilung der Ausbruchsklassen im Tunnelrohr West. Es gab 7 Klassen für sprengtechnisches Lösen des Gebirges und 5 solche für einen mechanischen Abbau. Bemerkenswert ist die verhältnismässig gute Übereinstimmung der Prognose mit den wirklichen Verhältnissen.

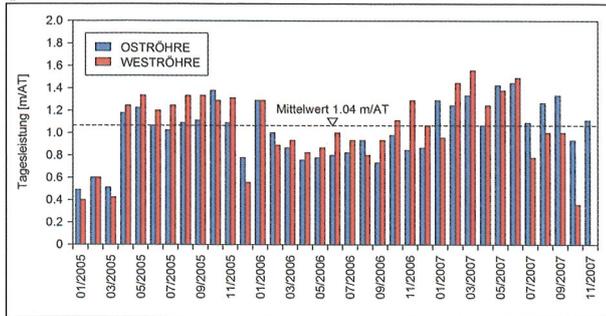
Auffallend ist die Klasse AK VIa mit mechanischem Abbau, die für rund 50 % des Tunnelabschnittes Gültigkeit hatte. Einige Angaben zur Ausbruchssicherung in dieser Klasse: Der Mehrausbruch betrug 0.5 m. Bei einer Abschlagslänge von 1.3 m wurden jeweils zwei Bögen eingebaut. Die Radialankerung war mit einer Gesamtlänge von rund 100 m je Tunnelmeter bescheiden – so auch die Ortbrustankerung mit 50 Stück von 12 m Länge und 6.5 m Überlappung.

Bild 21: Soll-Ist-Vergleich Ausbruchklassenverteilung



Die aufgefahrenen mittleren Tagesleistungen pro Monat in den Tunnelröhren Ost und West sind in Bild 22 ersichtl. Nach einer anfänglichen Lernphase anfangs 2005 wurden bald einmal kontinuierliche Arbeitszyklen erreicht, die zu annähernd konstanten Vortriebsleistungen führten. Die werkvertraglich vereinbarte durchschnittliche Leistung betrug 1.1 Meter pro Arbeitstag. Diese wurde auch annähernd erreicht. Damit konnte das geplante Bauprogramm für diesen aussergewöhnlichen Tunnelabschnitt eingehalten werden.

Bild 22: Mittlere Tagesleistung in der Ost- und Weströhre (pro Monat)



5. Schlussfolgerungen

Aus der Sicht des Bauherrn ergeben sich die folgenden Schlussfolgerungen:

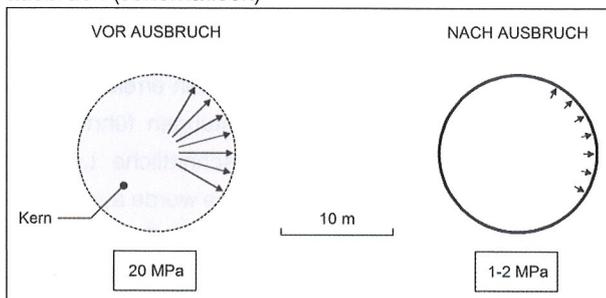
Bei der Projektierung des Gotthard Basistunnels stellte sich bereits Mitte der 90-er Jahre Frage nach der technischen Machbarkeit eines rund 1 km langen Tunnelabschnittes mit 800 m Überlagerung in stark kakiritisiertem Gebirge.

Die zu beantwortende Fragestellung lautete:

Ist es möglich, in einem Tunnel von 13 m Ausbruchdurchmesser mittels eines Ausbauwiderstands von höchstens 2 MPa ein neues Gleichgewicht herzustellen und dieses für eine Betriebszeit von 100 Jahren aufrecht zu erhalten, wenn im unverritzten Gebirge Spannungen von rund 20 MPa vorherrschen (vgl. Bild 23)?

Gestützt auf frühere Erfahrungen unter vergleichbaren geotechnischen Verhältnissen, wie etwa im Mesozoikum des Gotthard Strassentunnels bei einer Überlagerung von nur 300 m, waren Zweifel an der technischen Machbarkeit der Durchörterung des TZM-Nord durchaus berechtigt. Man konnte sich in der Tat auf keine der bis anhin bekannten Bau- und Betriebsweisen und der Mittel der Ausbruchssicherung abstützen.

Bild 23: Gleichgewichtszustände vor und nach Tunnelausbruch (schematisch)



Ausgehend von der in Italien gerade zu dieser Zeit zur Perfektion entwickelten Vorgehensweise des Vollaushubs [6] und unserer konzeptueller Modifizierung mit den Mitteln des Bergbaus konnte aber eine vielversprechende Lösung gefunden werden. Diese Lösung entstand auf wissenschaftlicher Grundlage, wobei die Erkenntnisse der Tunnelstatik den Beweis der technischen Machbarkeit geliefert haben. Für die derart ausgeschriebene Amtslösung wurden keine vollständigen Unternehmensvarianten eingereicht.

Dass der Tunnel schliesslich den Erwartungen entsprechend realisiert werden konnte, hing von mehreren Faktoren ab:

- Als primärer Erfolgsfaktor ist das in sich konsistente tunnelstatische Konzept zu nennen.
- Von grösster Bedeutung ist aber auch die Tatsache, dass sich der Unternehmer der Herausforderung einer völlig neuen Baumethode stellte. Mit dem höchsten Grad der Mechanisierung wurden kontinuierliche Leistungen sichergestellt.
- Die Projektgeologen lieferten aufgrund systematischer Voraussondierungen laufend zutreffende praxisgerechte Prognosen des Bauwerkverhaltens.
- Die Begleitung des Ingenieurs, seine differenzierten Gefährdungsbilder, das Messwesen sowie die Bauleitung und die Experten trugen auf ihre Weise zum Erfolg bei.

Woran lässt sich der stipulierte Erfolg messen? Massgebend sind primär sicher die Erfüllung der Termin-, Kosten- und Qualitätsziele. Dazu kann folgende Bilanz gezogen werden:

- Das Terminziel wurde erreicht und mit einem um neun Monate früheren Durchschlag sogar übertroffen.
- Die Vortriebsleistungen wiesen nur geringe Schwankungen auf.
- Das Kostenziel wurde erreicht.
- Nachprofilierungen wurden auf den insgesamt 2 km langen Tunnelvortrieben nirgends notwendig. Dies ist ein starkes Zeichen der konzeptuellen Geschlossenheit des tunnel-statischen Konzepts.

Speziell zu erwähnen ist die Tatsache, dass von der ersten Stunde der Projektentwicklung bis zum Durchschlag von allen Projektbeteiligten mit einem hohen Mass an Verantwortung am gleichen Strick gezogen wurde. Trotz aufgetauchter Probleme unterschiedlicher Art blieb das sachliche, lösungsorientierte Gespräch immer erhalten. In

diesem Sinne gilt die Überwindung der druckhaften Strecke im TZM-Nord als Vorbild für partnerschaftliche Zusammenarbeit bei aussergewöhnlich schwierigen Aufgaben.

Literaturverzeichnis

- [1] Kovári, K. (1998): Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, Tunnel 5/98; Bauverlag Gütersloh München.
- [2] Ehrbar H., Pfenninger I. (1999): Umsetzung der Geologie in technische Massnahmen im Tavetscher Zwischenmassiv Nord, Tagungsband GEAT99, ETH Zürich. Balkema, Rotterdam
- [3] Kovári K., Amberg F., Ehrbar H. (1999): Tunnelbau in druckhaftem Gebirge – Eine Herausforderung für die neuen Alpentransversalen, X. Kolloquium für Bauverfahrenstechnik, Ruhr-Universität Bochum, Balkema, Rotterdam
- [4] Ehrbar H., (2004): Vortriebskonzept in den druckhaften Zonen, Vom Projekt zur Ausführung, Tagungsband EUROCK 2004, 53. Geomechanik Kolloquium, Salzburg. Balkema, Rotterdam
- [5] Guntli, P. (2005): Vortrieb Gotthard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun, geologisch-geotechnisch-hydrogeologische Verhältnisse im Tavetscher Zwischenmassiv und in der Ursern-Garvera-Zone, Tagungsband GEAT2005, vdf Hochschulverlag AG ETHZ
- [6] Lunardi, P. (1998): Storia del collegamento ferroviario tra Bologna e Firenze. Gallerie e grandi opere sotterranee, No. 54
- [7] Kovári, K., Ehrbar, H., Theiler, A. (2005): Druckhafte Strcken im TZM Nord: Projekt und bisherige Erfahrungen, Tagungsband GEAT2005, vdf Hochschulverlag AG ETHZ
- [8] Theiler, P. (2005): Umsetzung der bautechnischen Massnahmen im Tavetscher Zwischenmassiv Nord, Tagungsband (GEAT), vdf Hochschulverlag AG ETHZ

Teilabschnitt Faido – Bisherige Erfahrungen mit dem TBM-Vortrieb

Olivier Böckli, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
Implenia Bau AG, Aarau

SECTION FAIDO – PREVIOUS EXPERIENCE WITH THE USE OF THE TBM

After the successful breakthrough at the end of 2006 of both TBM into the multifunctional site Faido (MFS), in the middle of 2007 the two tunnel boring machines resumed the 12 km long section between Faido and Sedrun. In the roughly 10 month interval both approximately 425 m long tunnel boring machines were partly dismantled, pushed through the 2.5 km long MFS, rebuilt for the new larger diameter of 9.5 m and reassembled to be ready for operation.

In the rebuilding phase, improvements were made to the equipment, especially as a result of experience gained from the previous 12 km long drive in the section Bodio and taking into account the latest information regarding the upcoming 12 km section Faido.

Both TBM drives are currently in the rock formations of the Lucomagno gneisses, which stretch over a section of 3.5 km from the MFS Faido to the predicted Piora syncline. This section is divided in-

to two fold axes of the Chièra synform, where the Lucomagno gneisses pass from a sub-horizontal into vertical bedding. The drives, with current rock overburdens exceeding 1,500 m and, as known from the excavation phase of the MFS, in part highly disturbed rock formations, are characterized by the locally intense rock squeezing conditions with large convergences in the vicinity of the driving plant as well as backwards due to the interaction of the two drives. High expenditure for the support measures, reduced driving performances together with extensive extra work associated with deadlines and increased costs are the result.

In the paper the previous experience with the TBM drives in the section Faido and the challenges still awaiting us are presented and discussed.

1. Einleitung

Die Teilabschnitte Bodio und Faido (Bild 1) sind die südlichsten Abschnitte der insgesamt 5 Hauptbaulose des knapp 57 km langen Gotthard Basistunnels. Nach dem erfolgreichen Durchschlag der beiden TBM-Vortriebe des Teilabschnittes Bodio in die Multifunktionsstelle (MFS) Faido Ende 2006 haben beide Tunnelbohrmaschinen Mitte 2007 den Vortrieb des 12 km langen Abschnittes zwischen Faido und Sedrun wieder aufgenommen. In der rund 10-monatigen Zwischenphase wurden die je ca. 465 m langen Vortriebsanlagen teildemontiert, durch die 2.5 km lange Multifunktionsstelle verschoben, auf den neuen, grösseren Bohrdurchmesser von 9.5 m umgebaut und wieder betriebsbereit mon-

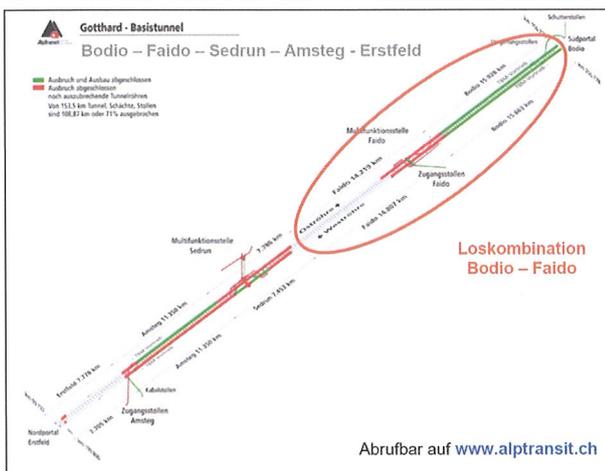
tiert. In der Umbauphase sind insbesondere die Erfahrungen aus dem vorgängig aufgefahrenen 12 km langen Teilabschnitt Bodio und die aktuellen Kenntnisse über den bevorstehenden 12 km langen Teilabschnitt Faido eingeflossen.

Beide TBM-Vortriebe befinden sich aktuell in Gesteinsformationen der Lucomagnogneise, welche sich in einem Abschnitt über 3.5 km von der MFS Faido bis zur prognostizierten Pioramulde erstrecken. Dieser Abschnitt wird durch die Faltenachse der Chièra-Synform zweigeteilt, wo die Lucomagnogneise von einer subhorizontalen in eine subvertikale Schichtung übergehen. Die Vortriebe, bei aktuellen Überlagerungen grösser 2'000 m und abschnittsweise stark gestörten Gesteins-

formationen (wie bereits aus der Ausbruchphase der Multifunktionsstelle Faido bekannt), sind geprägt durch lokal stark drückende Gebirgsverhältnisse mit grossen Konvergenzen im Bereich der Vortriebsanlagen sowie rückwärtig durch gegenseitige Beeinflussung der beiden Vortriebe. Hoher Sicherungsaufwand, reduzierte Vortriebsleistungen sowie umfangreiche Nacharbeiten mit den damit einhergehenden Termin- und Kostenfolgen sind die Konsequenzen.

Im Folgenden werden die bisherigen Erfahrungen und die anstehenden Herausforderungen der TBM-Vortriebe der per Mitte 2008 aufgefahrebenen Streckenabschnitte im Teilabschnitt Faido erläutert.

Bild 1: Gesamtübersicht Gotthard Basistunnel der ATG

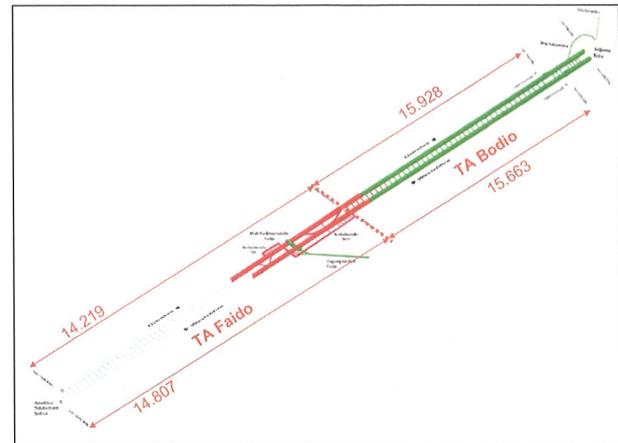


Die TBM Ost hat bis zum Sommerunterbruch 2008 in rund 10 Monaten Vortriebszeit knapp 3'300 m ausgebrochen, die TBM West in rund 8 Monaten knapp 1'500 m.

1.1 Das Baulos 452 (Faido)

Die technischen und programmlichen Randbedingungen des 14,5 km langen Bauloses Faido stellen ausserordentliche Herausforderungen an die Ausführung und Koordination der einzelnen Bauarbeiten dar. In der Einspurröhre Ost werden wie bereits im Los Bodio parallel zu den eigentlichen Vortriebsarbeiten im Abstand von jeweils 312 m Querschläge im Sprengvortrieb ausgebrochen, sowie leicht zurückversetzt das definitive Innengewölbe betoniert. Die sog. «Würmer» (600m lange Installationen zur Erstellung des Innengewölbes) werden nach erfolgter Betonage der sich über ca. 2,5 km erstreckende MFS ca. im Herbst 2009 auch die Innengewölbe in den Einspurtunnels im TA Faido in Angriff nehmen (Bild 2).

Bild 2: Übersicht Vortriebsstand Baulos Bodio und Faido



Die zu erstellenden Einspurtunnels im TA Faido entsprechen abgesehen vom Ausbruchdurchmesser denjenigen, die im Teilabschnitt Bodio ausgebrochen worden sind (siehe Vortrag STC 2005, «Bodio Lotto 554 – Erfahrungen nach der Vortriebschäfte»). Gegenüber den im TA Bodio bereits anspruchsvollen technischen Randbedingungen und Herausforderungen der TBM-Vortriebe kommen im TA Faido Überlagerungen bis zu 2'500m mit entsprechend grossen primären und sekundären Spannungszuständen (aufgrund Überlagerung und Tektonik), höhere Gebirgstemperaturen (gemäss Prognose bis max. 55 °C), die anspruchsvolle Piöra-Zone, sowie ausserordentlich lange Zufahrtswege über den TA Bodio (15–30 km) hinzu.

Die TBM-Vortriebsstrecken im TA Faido stellen diejenigen des Gesamtprojektes des Gotthard-Basistunnels dar, die mit den grössten geologischen und projektbedingten Risiken behaftet sind. In der Projektierungsphase mussten insbesondere für die zu durchörternde Pioramulde umfangreiche Vorauserkundungen durchgeführt werden, um die technische Machbarkeit des anspruchsvollen Gesamtprojektes nachweisen zu können.

Grundsätzlich gilt zu erwähnen, dass in den Südlosen des Gotthardbasistunnels bis anhin relative grosse Differenzen zwischen der geologischen Prognose und dem geologischen Befund aufgetreten sind, insbesondere was das Gebirgsverhalten und die entsprechende bautechnische Relevanz anbetrifft (Befund ungünstiger als Prognose).

1.2 Das Consorzio TAT, Bodio + Faido

Das Consorzio TAT (Bild 3), bestehend aus den Partnerfirmen Implenia Bau AG (Schweiz), Alpine Bau GmbH (Österreich), CSC Impresa Costruzioni SA (Schweiz), Hochtief AG (Deutschland) und Impregilo SpA (Italien), hat

von der ATG im Jahre 2001 den Zuschlag für die Ausführung der beiden südlichen Baulose Bodio und Faido erhalten. Die international zusammengesetzte Arbeitsgemeinschaft unter schweizerischer Federführung setzt zur Bewältigung der Bauleistungen aktuell vor Ort mit knapp 90 Kadern, 490 gewerblichen Arbeitnehmer und knapp 120 Subunternehmervertreter in Summe ca. 700 Mitarbeiter ein. Auf das Baulos Faido entfallen dabei rund 2/3 der gesamten Belegschaft.

Bild 3: Consorzio TAT



2. Geologie

2.1 tektonische Übersicht

Die mit dem Gotthard-Basistunnel praktisch rechtwinklig zu durchquerenden Alpen (Bild 4) sind hohen, plattentektonisch bedingten Spannungen ausgesetzt. Noch heute «wachsen» die Alpen jährlich um ca. 1.5 mm. Die hieraus resultierenden tektonisch bedingten Gebirgsspannungen werden durch z.T. massive Spannungen aufgrund der bis zu 2'500 m mächtigen Felsüberdeckung (Bild 5) überlagert. Die Konsequenzen aus diesen komplexen Spannungszuständen führen neben der eigentlichen Geologie zu bautechnisch äusserst anspruchsvollen Randbedingungen, welche von den Ausführenden ein grosses Fachwissen sowie einen enormen Einsatz abverlangen.

Bild 4: Alpenfaltung

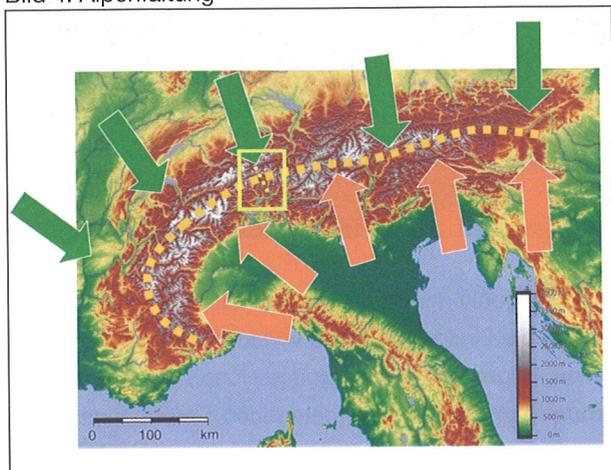
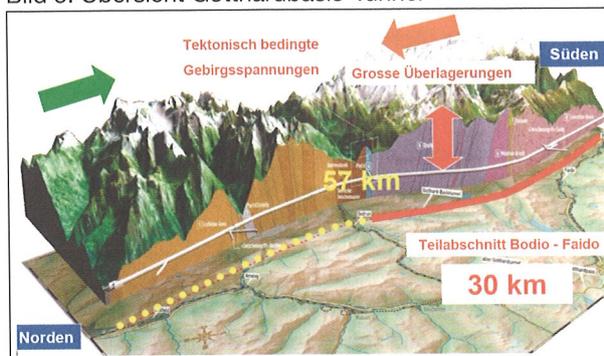


Bild 5: Übersicht Gotthardbasis-Tunnel



2.2 geologisches Längsprofil

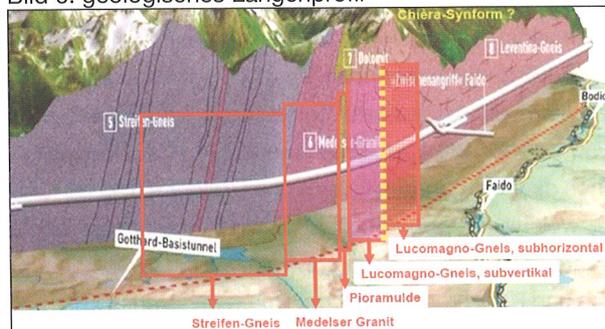
Im TBM-Vortrieb des TA Faido müssen entsprechend der geologischen Prognose ab der MFS chronologisch folgende Gesteinsformationen (Bild 6) durchörtert werden:

- Lucomagnogneise, subhorizontal geschiefert
- Lucomagnogneise, subvertikal geschiefert
- Pioramulde
- Medelser Granit
- Streifengneise

Im Zusammenhang mit den bisher gemachten Erfahrungen wird im Folgenden auf die Abschnitte in den Lucomagnogneisen eingegangen.

Nach der Sommerpause 2008 wird der TBM-Vortrieb Ost die sogenannte Parkposition vor der Pioramulde erreicht haben. Im Anschluss erfolgen verschiedene zusätzliche Erkundungsmassnahmen, bevor die Pioramulde mit der in der Parkposition revidierten TBM durchörtert wird.

Bild 6: geologisches Längsprofil



3. Bisherige Erfahrungen mit den TBM-Vortrieben im TA Faido

3.1 Projekt- und geologisch bedingte Randbedingungen

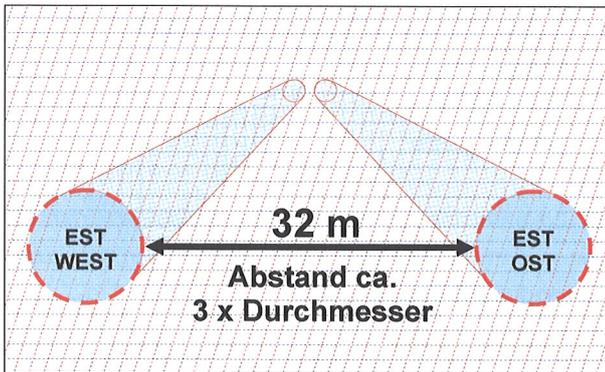
Es werden 2 parallele Tunnelröhren im TBM-Vortrieb mit einem Bohrdurchmesser von aktuell 9.5m ausgebrochen

(Bild 7). Der Abstand zwischen den beiden Tunneln beträgt rund 32 m (Achsabstand 40 m), d.h. gut 3 Mal den Bohrdurchmesser.

Aktuell weist der vorlaufende Vortrieb der Oströhre gegenüber dem nachlaufenden Vortrieb der Weströhre einen Vorsprung von knapp 2 km auf.

Störzonen wurden bisher entgegen der Prognose sehr schleifend zur Tunnelachse aufgeföhren, wodurch diese über längere Frässtrecken hinweg innerhalb des Ausbruchprofils verbleiben. Dies führt u.a. dazu, dass selbst nur dm-starke Störungen bautechnisch relevant werden, da diese über 30 – 40 m im Ausbruchquerschnitt verbleiben und dadurch den ausgebrochenen Hohlraum negativ beeinflussen.

Bild 7: Situation Einspurtunnels



3.2 Erfahrungen im subhorizontal geschieferten Lucomagnogneis

Spannungszustände:

Im schematischen Fels-Würfel (Bild 8) sind die horizontale Schieferung des Lucomagnogneises sowie die parallel dazu verlaufende Tunnelachse angedeutet. Aufgrund der hohen Gebirgsspannungen aus Überlagerung und Tektonik neigt die horizontale Schieferung zum Ausknicken, was insbesondere im Arbeitsbereich L1* zu Niederbrüchen direkt hinter dem Fingerschild (Bilder 9 und 10) führte, welche es verunmöglichten, die Ausbruchsicherung während dem Vortrieb zu erstellen, sowie zu Sohlhebungen und Konvergenzen führte. Durch diese ausserordentlichen Ereignisse gestörte Bauabläufe und dadurch reduzierte Vortriebsleistungen waren die Konsequenz.

Wechselseitige Beeinflussung Ost – Weströhre

Durch den Vortrieb der vorausgehenden TBM bildete sich um den Ausbruchquerschnitt herum ein Auflockerungskörper oder eine Entfestigungszone (Bild 11). Begünstigt durch grosse Überlagerungen, evtl. Mikrorissen im Gestein, generell gestörter Felsverhältnisse und z.T. geringen Gesteinsfe-

stigkeiten traten dadurch Deformationen auf, welche in der Firste und in der Sohle bis zu 25 cm betrugen.

Bild 8: schematischer Fels-Würfel

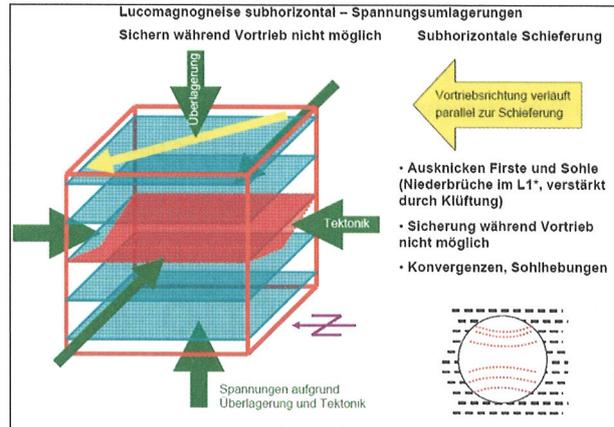


Bild 9: Niederbruch im L1*



Bild 10: Überprofil oberhalb des TBM-Schildes



Zum Zeitpunkt der Durchfahrt des nachlaufenden Vortriebes ist die Einspurröhre des vorlaufenden Vortriebes mit Anker, Bögen und Spritzbeton gesichert. Die im nachlaufenden Vortrieb West aufgetretenen Deformationen betrugen in der Firste wiederum bis zu 25 cm, in der Sohle traten Hebungen bis zu 75 cm auf, vermutlich zusätzlich begünstigt durch entsprechende Vorbelastungen und

Umlagerungen infolge des vorlaufenden Vortriebes (Bild 12). Die Konvergenzen führten einerseits zu niederbrechendem Material auf den Nachläufer und andererseits zu geometrischen Konflikten, respektive zu Kollisionen der Nachläuferkonstruktion mit der deformierten Ausbruchssicherung. Die einzelnen geometrischen «Konfliktbereiche» (Bild 13) wurden hauptsächlich händisch unter zu Hilfe-nahme pneumatischer Abbauhämmer entfernt.

Bild 11: Auflockerungskörper vorausseilender Vortrieb

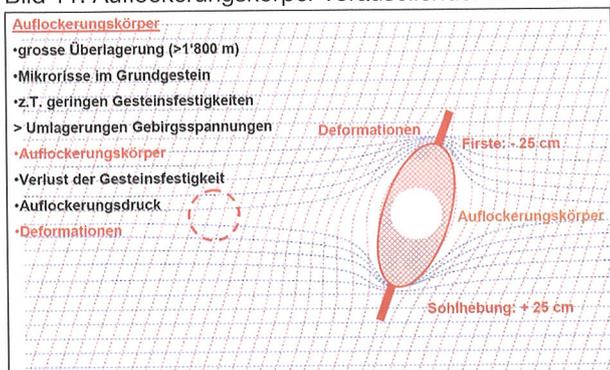


Bild 12: Auswirkungen nachlaufender Vortrieb

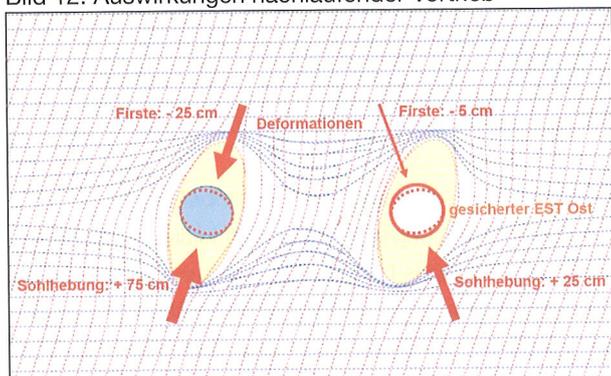
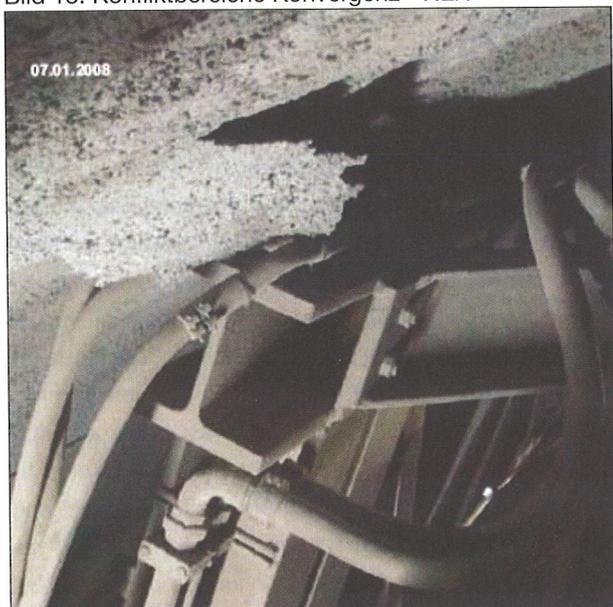


Bild 13: Konfliktbereiche Konvergenz - NLK



Zudem verursachte der nachlaufende Vortrieb wiederum zusätzliche Deformationen in der bereits gesicherten Einspurröhre des vorlaufenden Vortriebes Ost von weiteren ca. 5–10 cm in der Firste und Sohlhebungen von bis zu 30 cm. Im Bild 14 ist der zeitliche Einfluss des nachlaufenden Vortriebes West auf die bereits ausgebrochene und gesicherte Oströhre des vorlaufenden Vortriebes über einen Zeitraum von 120 Tagen dargestellt. Die Betrachtung bezieht sich auf einen Ausschnitt der Oströhre zwischen Tunnelmeter 18'250–18'650. Die Sohlhebungen erstreckten sich auf einem Bereich von gut 250 m. Bei einem zulässigen Mass von 70 mm für eintretende Sohlhebungen führte dieses Phänomen zu einem zu sanierenden Bereich von über 200 m und einen Abschnitt, wo die Sohlen komplett abbrechen und neu zu erstellen sind von ungefähr 150 m.

Die Sanierung der Sohlblöcke, die unter anderem aus einer umfangreichen Sohl-Rückverankerung besteht, wird zu einer Teilspernung des betroffenen Abschnittes führen, respektive zu einem eingeschränkten Einspurbetrieb. Ein Sohlabbruch führt zwangsläufig, wie im Teilabschnitt Bodio in analoger Form bereits praktiziert, zu einer kompletten Sperrung des betroffenen Tunnelabschnittes.

Selbstredend hat ein Sohlabbruch gravierende Konsequenzen auf den Gleisbetrieb. Die Ausführung des anstehenden Sohlabbruches von rund 150 m in der Oströhre würde ohne zusätzliche Bauhilfsmassnahmen zwangsläufig zu einer 5–6 Monate andauernden Betriebseinstellung des betroffenen TBM-Vortriebes Ost führen. Durch die Ausbildung eines schief anstelle orthogonal angeordneten Querschlages zu einem eingleisig befahrbaren baugelastischen Querschlag kann unter Inkaufnahme von Behinderungen die Produktion in beiden TBM-Vortrieben weiterhin, wenn auch eingeschränkt, aufrechterhalten werden (Bild 15).

Bild 14: zeitliche Einfluss nachlaufende auf vorlaufende Röhre

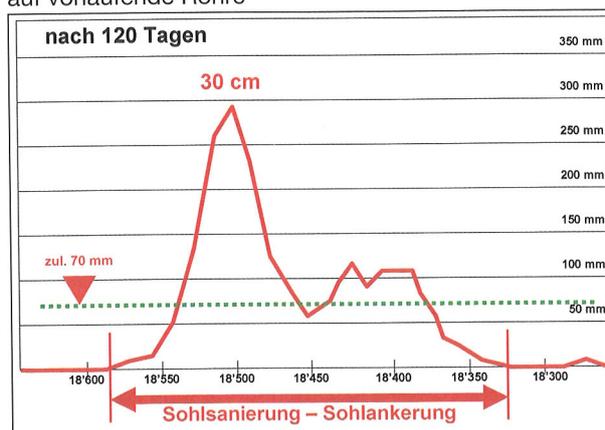
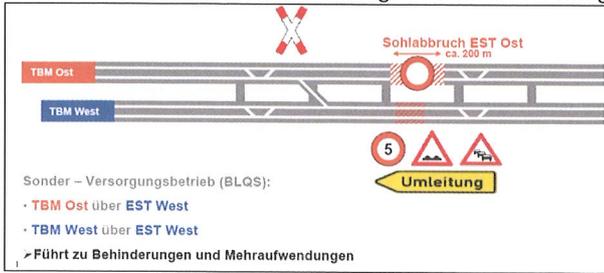


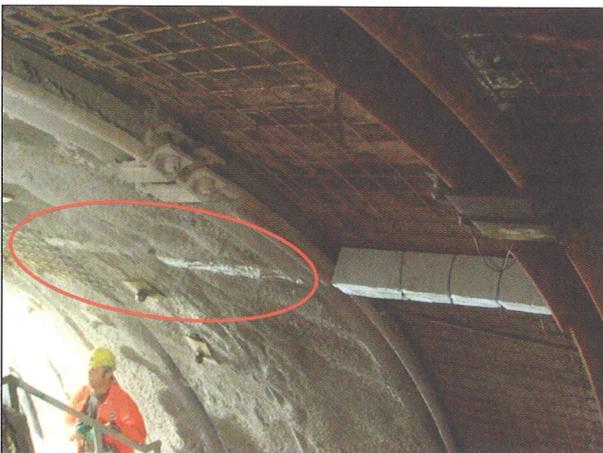
Bild 15: Bauhilfsmassnahme baugelastischer Querschlag



Konvergenzschlitze in der Ausbruchssicherung

Im L1-Bereich führten die eingetretenen Deformationen zu einem Einschieben der TH-Ausbaubögen und dadurch zu einem lokalen Versagen der Spritzbetonschale und einer markanten Querschnittsverkleinerung. Um bei einem Einschieben der TH-Bögen die lokale Zerstörung der Spritzbetonschale zu vermeiden wurden bis zu 6 Konvergenzschlitze im Umfang angeordnet (Bild 16). Die aufgrund eintretender Querschnittsdeformationen auftretenden radialen Einschubkräfte führen zu einem Komprimieren der Konvergenzschlitze. Dadurch können z.T. massive Konvergenzen im Umfang der Ausbruchssicherung ohne lokale Zerstörung der Spritzbetonschale aufgenommen werden.

Bild 16: eingespritzte Konvergenzschlitze im L1-Bereich



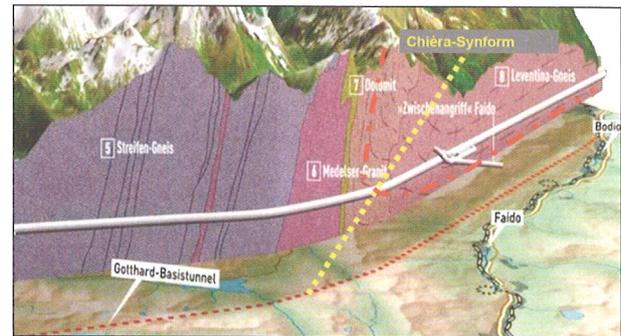
3.3 Erfahrungen in der Übergangszone Chièra-Synform

Die Chièra-Synform ist der Übergangsbereich zwischen den subhorizontal und subvertikal geschieferten Lucomagnogneisen (Bild 17). Geologisch manifestiert sich die Chièra-Synform als ein stark verfältelter Übergangsbereich. Die geometrische Ausdehnung dieses durch Verfaltungen und Parasitärfaalten geprägten Bereiches, der entsprechende bautechnische Konsequenzen mit sich zog, betrug rund 500 m.

Vor dem letzten Osterunterbruch führte eine kakiritisierte Störzone, zusätzlich verschärft durch die in der Über-

gangszone vorherrschenden Randbedingungen, zu einem temporären Verklemmen der Ost-TBM. Ein lokaler Wasserzutritt führte zusätzlich zu einem partiellen Auswaschen von Material, was den Druck auf den TBM-Schild in der unteren Querschnittshälfte weiter erhöhte und schlussendlich zu einem Verklemmen des TBM-Schildes führte. Vor dem Entscheid, den TBM-Schild durch eine Überfirstung freizulegen, wurden mit den für vorausseilende Injektionsbohrungen vorgesehenen Horizontalbohrlafetten seitlich vom TBM-Schild grossdurchmessrige Druckentlastungsbohrungen ausgeführt, welche bemerkenswerterweise den gewünschten Erfolg zeigten und eine Weiterfahrt der TBM ohne weitergehende Bauhilfsmassnahmen ermöglichten.

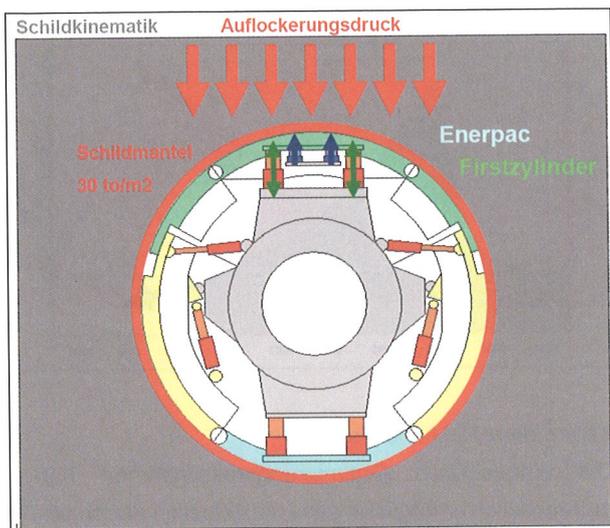
Bild 17: Chièra-Synform



Überschreitung der maximalen Schildbelastung

Die durch Spannungsumlagerungen initiierten Deformationen des Gebirges haben auch direkten Einfluss auf die Tunnelbohrmaschine. Der Firstschild ist über 2 Firstzylinder verfahrbar. Aufgrund der in den ersten Vortriebsmetern gemachten Erfahrungen wurden zusätzlich 4 «Enerpac»-Zylinder nachgerüstet, die einerseits ermöglichten, die vorherrschende Schildauflast zu messen und andererseits durch die entsprechende Erhöhung des Einschubwiderstandes des Firstschildes entscheidend mitzuhelfen, die Steuerbarkeit der TBM aufrechtzuerhalten. Über die Messung des anstehenden Hydraulikdruckes der 6 Zylinder (2 Firstzylinder und 4 «Enerpac»-Zylinder) können direkte Rückschlüsse auf den effektiv vorherrschenden Auflockerungs- und/oder Gebirgsdruck gezogen werden. Der Schildmantel ist auf einen Druck von 30 to/m² ausgelegt. Durch die Überwachung des Druckes auf den Firstschild und dadurch indirekt den vorherrschenden Auflockerungsdruck oder Gebirgsdruck können rechtzeitig Massnahmen zur Verhinderung von gravierenden Maschinenschäden eingeleitet werden und damit die Eintretenswahrscheinlichkeit für Schäden wie Ausbrüche in den Getriebeverzahnungen des Hauptantriebes oder Risse in der Schildstruktur, wie sie im TA Bodio aufgetreten sind, reduziert werden (Bild 18).

Bild 18: Überwachung der Schildbelastung

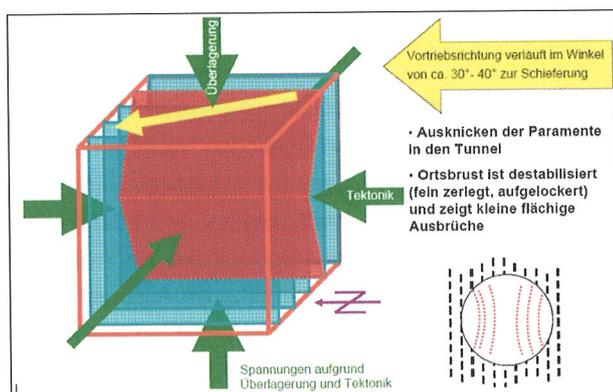


3.4 Erfahrungen im subvertikal geschieferten Lucomagnogneis

Spannungszustände:

Im schematischen Fels-Würfel (Bild 19) sind die vertikale Schieferung des Lucomagnogneises sowie die dazu mit ca. 30–40° verlaufende Tunnelachse angedeutet. Aufgrund der hohen Gebirgsspannungen aus Überlagerung und Tektonik neigt die vertikale Schieferung zum Ausknicken, was zum seitlichen Ausknicken der Paramente und zur Destabilisierung der Ortsbrust führt.

Bild 19: schematischer Fels-Würfel



Blockige, instabile Ortsbrust:

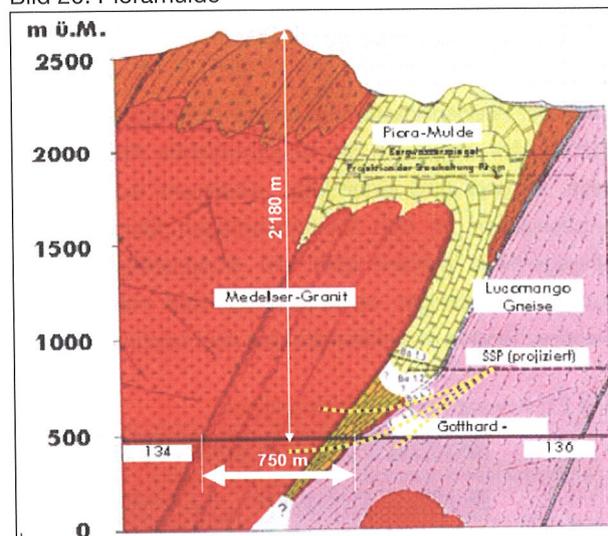
Problemkreise die sich ergeben sind primär blockige und instabile Ortsbrust, dadurch verursachte Gewaltschäden am Bohrkopf und an den Förderbandanlagen sowie Störungen im Lade- und Fördersystem. Die entsprechenden Phänomene sind im neuen Bohrkopfdesign für den Teilabschnitt Faido berücksichtigt worden. Zum Teil werden diese Phänomene aber durch die Auswirkungen des hohen Gebirgsdruckes überlagert.

3.5 Ausblick auf die Pioramulde

Zur bevorstehenden Durchörterung der Pioramulde (Bild 20) lässt sich heute folgendes sagen: Der geplante An-
kunftstermin vor der Pioramulde ist das 3. Quartal des laufenden Jahres. Bei der Pioramulde handelt es sich um den best erkundeten Abschnitt des gesamten Gotthard-Basistunnels. Die umfassenden geologischen Abklärungen im Vorfeld des Projektes dienen u.a. zum Nachweis der technischen Machbarkeit des Jahrhundertbauwerkes. Dabei war die Ausbildung der knapp 200 m mächtigen Pioramulde von essenzieller Wichtigkeit. Die 4 von einem Sondierstollen aus abgeteufte Sondierbohrungen durch die Corandonizone in die Pioramulde hinein haben ergeben, dass der zuckerförmige Dolomit nicht bis ins Trasse des Gotthard-Basistunnels hineinragt, sondern durch einen sogn. Gipshut ca. 50 m oberhalb des vorgesehenen Trassees «abgeschirmt» wird.

Dementsprechend wird die Eintretenswahrscheinlichkeit eines geologischen Ereignisses während dem Vortrieb als äusserst gering eingestuft. Da aber die Auswirkungen im Eintretensfall katastrophal sein können wurde im Vorfeld eine umfangreiche Massnahmenplanung erarbeitet, die u.a. in vorbehaltenen Beschlüssen zwecks Reduzierung der Reaktionszeit mündete. Insbesondere die Durchörterung der Pioramulde wird sowohl im Vorfeld, als auch während dem Vortrieb durch eine intensive, sich überlappende Vorauserkundung begleitet.

Bild 20: Pioramulde



3.6 Optimierungen TBM

Der nun knapp 6 Jahre andauernde Fräsbetrieb hat zum Teil zu umfangreichen Anpassungen und Optimierungen an beiden Vortriebsanlagen geführt. Die geologischen

Prognosen führten in der Ausschreibungsphase zu einem Anforderungsprofil und Leistungsvorgaben im Werkvertrag (Bild 21). Die diesbezügliche Umsetzung, unter Einbezug der Erfahrung und dem Stand der Technik, führte schlussendlich zur Akquisition und Konstruktion der entsprechenden Vortriebsanlagen. Aufgrund des geologischen Befundes, der signifikant von der Prognose abweicht und der Erfahrung während der Vortriebstätigkeit werden sukzessive Leistungsoptimierungen (grün dargestellt) umgesetzt. Demgegenüber sind entsprechende Investitionskosten zu stellen (rot dargestellt). Es liegt in der Natur der Sache, dass Anfangs Aspekte umgesetzt werden, die ein hohes Optimierungspotenzial beinhalten bei relativ geringen Kosten. und umgekehrt am Schluss diejenigen Aspekte, die nur noch ein geringes Optimierungspotenzial beinhalten bei relativ hohen Investitionskosten (Bild 22).

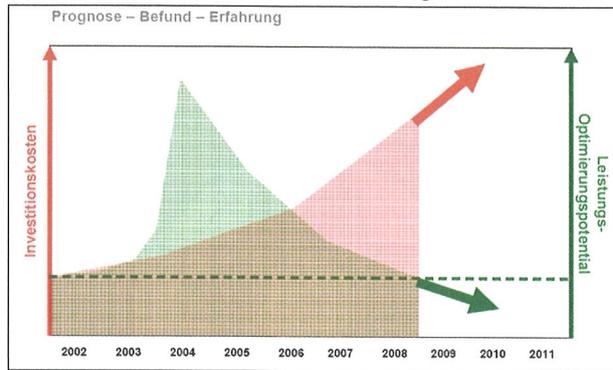
Im bisherigen Verlauf der TBM-Vortriebe sind den auch diverse, zum Teil umfangreiche Anpassungen durchgeführt worden: Mit der Aufnahme des Leistungsvortriebes im Frühjahr 2003 wurden die Vortriebsanlagen auf die je 30 km lange Reise geschickt. Aufgrund von unerwarteten Gebirgsverhältnissen drängte sich bereits früh ein substantieller Umbau des Bereichs L1* auf, gefolgt von diversen kleineren und grösseren Umbaumaßnahmen. Weitere wesentliche Anpassungen wurden beim Umbau der Vortriebsanlagen in der MFS Faïdo vorgenommen, wo neben der Bohrdurchmesserergrößerung von 8.9 m auf 9.4 m (geschifft 9.5 m) massgeblich die Erfahrungen aus dem aufgefahrenen, je 12 km langen Fräsabschnitte des Loses Bodio umgesetzt worden sind.

Nach der Wiederinbetriebnahme der Vortriebsanlagen im letzten Jahr wird auch der bevorstehende Abschnitt, je nach Befund und Erfahrung, wiederum zu weiteren Anpassungen an den Vortriebsanlagen führen. Erfahrungsgemäss werden aber die entsprechenden Leistungsoptimierungen vermutlich nur noch marginal, die entsprechenden Investitionskosten aber relativ hoch sein.

Bild 21: Konzeption Vortriebsanlagen



Bild 22: Prognose – Befund – Erfahrungen



Kapazitäten TBM und Personal

Die umgesetzten Optimierungsmassnahmen haben grundsätzlich ermöglicht, dass die aktuellen Abschnitte in entgegen der Prognose mehrheitlich gestörten Verhältnissen (im Einspurtunnel West auf über 500 m am Stück) technisch erfolgreich gemeistert werden konnten.

Das Personal und die Vortriebsanlagen haben dadurch eindrücklich unter Beweis gestellt, dass sich ihr Leistungsprofil wesentlich über der werkvertraglichen Anforderung befindet, was sich aus der Entwicklung entsprechend dem von der geologischen Prognose stark abweichendem geologischen Befund auch als zwingend erforderlich erwies.

4. Schlussfolgerungen und Schlussbemerkungen

4.1 Allgemein

Beim Jahrhundertbauwerk Gotthard-Basistunnel wird bautechnisch in verschiedenen Bereichen Neuland betreten, wie z. B. ein TBM-Vortrieb mit Durchmesser > 9 m im kristallinen Hartgestein bei Überlagerungen über 2'500 m, Bewältigung von Konvergenzen von nahezu 1m im Durchmesser im L1- und L2-Bereich, massive Ausbruchsicherung im L1* mit TH44-Ausbaubögen, umlaufender Systemankerung und bis zu 5m³ Spritzbeton pro Laufmeter, kombiniert mit Stauelementen. Hinzu kommen die Logistik und die rückwärtigen Dienste, die in der Ausführung mehr als 50% des gesamten Personalaufwandes darstellen. Bis anhin hat sich aber gezeigt, dass die gewählten Konzepte grundsätzlich funktionieren, woraus aber u.a. aufgrund ausserordentlicher Verhältnisse und Bestellungsänderungen in der Bauausführung seitens der ausführenden Unternehmung enorme finanzielle Unterdeckungen resultieren.

Insbesondere im Zusammenhang mit den aktuellen Bestrebungen zur Optimierung von Bauabläufen im Rahmen des Gesamtprojektes sind zwecks deren z.T. losübergrei-

fenden Realisierung alle am Projekt Beteiligten aufeinander angewiesen.

4.2 Schlussfolgerungen

Im Zusammenhang mit dem TBM-Vortrieb eines langen Tunnels (30 km), mit grosser Überlagerung (>2'500m) und in einer tektonisch aktiven Gebirgsmasse (Alpenfaltung), lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

Trotz umfassender Abklärungen im Vorfeld des Projektes ist die Differenz zwischen geologischen Prognose und geologischem Befund gross (z. B. AK-Verteilung).

Das Gebirgsverhalten und die Gefährdungsbilder erweisen sich als ungünstiger als erwartet, was sich einerseits in der bautechnischen Relevanz niederschlägt (z. B. getrennte Arbeitsgänge Vortrieb und Sicherung), und andererseits einen optimalen Einsatz der gemäss Werkvertrag dominierenden Gefährdungsbildern konzipierten Vortriebsanlagen verunmöglicht.

Die bautechnische Relevanz kann sich vor Ort sehr schnell ändern, dementsprechend verzeiht der Berg nur in Ausnahmefälle «Fehler» und erfordert zeitweise rasche Entscheidungen und Umsetzung von Sofortmassnahmen.

Bei Störzonen und geringen Gesteinsfestigkeiten können sich ausgedehnte plastische Zonen ausbilden, die Spannungsumlagerungen können zudem auf über 3 Mal den Bohrdurchmesser erfolgen.

Die eingesetzten Tunnelbohrmaschinen haben bewiesen, dass sie in der Lage sind technisch wesentlich kritische Situationen bewältigen zu können als diese werkvertraglich vorgesehen waren.

Die Konstruktion der eingesetzten TBMs und Nachläufer erfahren während dem Vortrieb über insgesamt je 8 Jahre und je knapp 30 km umfangreiche Anpassungen (u.a. aufgrund der ausserordentlichen Verhältnisse) und Optimierungen.

Die ausserordentlichen Verhältnisse verschärfen die bereits sehr anspruchsvollen technischen und bauleistungsrechtlichen Herausforderungen

Eine enge und konstruktive Zusammenarbeit zwischen Bauherr, Projektverfasser, Bauleitung und Unternehmung ist für den Projekterfolg des Jahrhundertbauwerkes von

essenzieller Bedeutung.

Die Vergütung entsprechend der SIA-Norm und NPK über Ausbruchsklassen, Bohrklassen und Verschleissklassen ist für diese Verhältnisse (Verklebungen der TBM, instabile Ortsbrust, Nichtsichern während dem Vortrieb) nur bedingt anwendbar. Projekt-, Vertrags- und Vergütungsanpassungen sind im Sinne einer projektorientierten Gesamtoptimierungsbetrachtung unumgänglich. Die Umsetzung dieser ausservertraglichen Anpassungen erfordert einen konstruktiven und fairen «Approach» aller am Projekt beteiligten.

4.3 Schlussbemerkungen

Die Ausführung der aktuellen TBM-Vortriebe im TA Faido wären aus heutiger Sicht ohne Loskombination mit dem TA Bodio mit kaum überwindbaren vertraglichen und operativen Problemen verbunden, dementsprechend hat sich die angebotene Variante einer Loskombination Bodio – Faido als der einzig gangbare Weg erwiesen.

Ein von Baubeginn weg konsequentes und faires Vertragsmanagement ist sowohl für die Bauherrschaft als auch für die Unternehmung und den Projekterfolg der Jahrhundertbaustelle Gotthard-Basistunnel – Loskombination Bodio – Faido von essenzieller und vitaler Bedeutung.

Zeitgerecht und technisch erfolgreich umsetzbare Lösungen sind beim aktuellen Projektstand der Loskombination ohne überdurchschnittlichen, sach- und sozialkompetenten Einsatz auf allen Stufen, bei optimaler Ausnutzung vorhandener oder zu schaffender Freiräume, nicht mehr möglich.

Gerade infolge stetig wachsendem Druck auf alle am Projekt Beteiligten ist es äusserst wichtig, grundsätzlich den Projekterfolg vor den Augen zu behalten. Unangemessene Beanspruchungen von Partikularinteressen durch einzelne am Projekt Beteiligte können den Projekterfolg des z.T. sich an der Grenze des technisch machbaren befindlichen Gotthard-Basistunnels gefährden. Eine Einbindung der politischen Ebene und der Ebenen der Verwaltungsräte auf den beteiligten operativen Stufen scheint beim aktuellen Projektstand und der finanziellen Tragweite der anstehenden Herausforderungen unausweichlich.

Ich bedanke mich bei Daniel Spörri (Baustellenchef Bodio-Faido), Jens Classen (Chef Produktion Faido) und Christian Bremer (geologische Begleitung und Vorauskundung) für die aktive Beihilfe bei der Redaktion der Prä-

sentation anlässlich des STC2008 und des vorliegenden Berichtes des Tagungsbandes.

- Aufbereitung des Ausbruchmaterial zu gebrochenen Zuschlagstoffen für die Betonproduktion

*) ohne Teuerung, Basis 2001

5. Schlüsseldaten Gotthard-Basistunnel Süd (GBTS); Los 554 Bodio, Los 452 Faido

Region

Schweiz, Tessin

Bauherr

AlpTransit Gotthard AG, Luzern

Projektierung und örtliche Bauleitung

Ingenieurgesellschaft Gotthard Basistunnel Süd (IG GBTS) bestehend aus:

- Lombardi SA, Ingegneri Consulenti, Minusio
- Amberg Engineering AG, Regensdorf
- PÖYRY AG, Zürich

Ausführung

Conorzio TAT, bestehend aus:

- Implenia Bau AG, Aarau (CH)
- Hochtief AG, Essen (D)
- Alpine Bau GmbH, Salzburg (A)
- CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano (CH)
- Impregilo SpA, Milano (I)

Schlüsseldaten

Bauzeit Rohbau: 2001 – 2015

Ursprüngliche Bauendkosten *):

1'576 Mio. CHF (979 Mio. Euro)

Aktuell progn. Bauendkosten *):

2'100 Mio. CHF (1'300 Mio. Euro)

Länge: 2 x 30 km

Max. Überdeckung: 2.500 m

Ausbruchdurchmesser TA Bodio:

8.83 m / 8.93 m (geschifft)

Ausbruchdurchmesser TA Faido:

9.43 m / 9.53 m (geschifft)

Steigung: 6,67 ‰

Eingesetzte TBMs

Typ: Herrenknecht S-210, S-211

Leistung Bohrkopftrieb: 3'500 kW

Bestückung: 66 Stk. Rollenmeissel (17 Zoll)

Länge der Nachläuferkonstruktion: 465m

Besondere Merkmale

- Innenausbau parallel zu den Vortriebsarbeiten
- Gesamter Material- und Personenumschlag im Gleisbetrieb

A9 Umfahrung Visp – Anspruchsvolle Tunnelvortriebe in Lockergestein und Fels

Alex Schneider, Dr. sc. techn., Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA; Rothpletz Lienhard + Cie AG, Olten
Simon Tanner, Dipl. Bau-Ing. ETH; Rothpletz Lienhard + Cie AG, Olten

A9 VISP BYPASS – CHALLENGING TUNNEL DRIVES IN SOIL AND ROCK

In the future the small town of Visp will be relieved of traffic with the construction of the almost 9 km long southern bypass for the national highway A9 connecting Lausanne to Brig. The section includes two tunnels each with twin two-lane tunnel tubes. Looking up the valley of the Rhone these are the tunnels Visp (3.2 km) and Eyholz (4.2 km). Part of Visp valley tunnel, opened to traffic in 1996, is being extended to form the south tube of the new Visp tunnel. The tunnel tubes (incl. underground access and exit roads) are mainly situated (approx. 80 %) in rock (chalk mica schist). To provide two semi-junctions serving Visp and the Visp valley, altogether five underground junctions with profile diameters of up to 28 m and a total length of approx. 2 km will be constructed. Apart from the underground junctions, other especially demanding engineering works were the soil drives at both ends of the Eyholz tunnel. At the present time, on the east side soil drives for the approximately 1 km tunnel tubes are under-

way (full face excavation using the pipe umbrella support method). Thanks to an intermediate attack using the previously installed ventilation tunnel, the excavation work will be completed in just 1.5 years. At the west portal, the north main tube and the exit tunnel are situated in soil and cut through the bottom of a slope. Parallel to the planning and design phase, the geological conditions in this zone were investigated in detail with more than 1000 m of drilling cores and a 140 m long pilot tunnel. As a result, it is known today that around 100 m of tunnel tube has to be excavated in a mixed working face with a steep bedrock surface passing straight through the tunnel profile.

In the lecture the concepts and the tunnelling experience gained in the current soil and rock drives will be discussed. The main focus will be on the special problem of the soil drive at the bottom of the slope.

1. Einleitung

Die Umfahrung Visp stellt ein 8 km langes Teilstück der Nationalstrasse A9 im Kanton Wallis dar. Visp wird im Süden in den zwei insgesamt 7.5 km langen Tunnel Visp und Eyholz umfahren (Bild 1).

Der seit 12 Jahren betriebene Vispertaltunnel, der Visp West direkt mit dem Vispertal verbindet, wird teilweise zur Südröhre des Tunnels Visp ausgebaut. Zur Herstellung der Halbanschlüsse vom und ins Vispertal werden in den beiden Tunnel insgesamt fünf unterirdische Verzweigungen, im Tunnel Eyholz ein Ein- und Ausfahrtunnel sowie im Tunnel Visp ein Überwurtunnel erstellt.

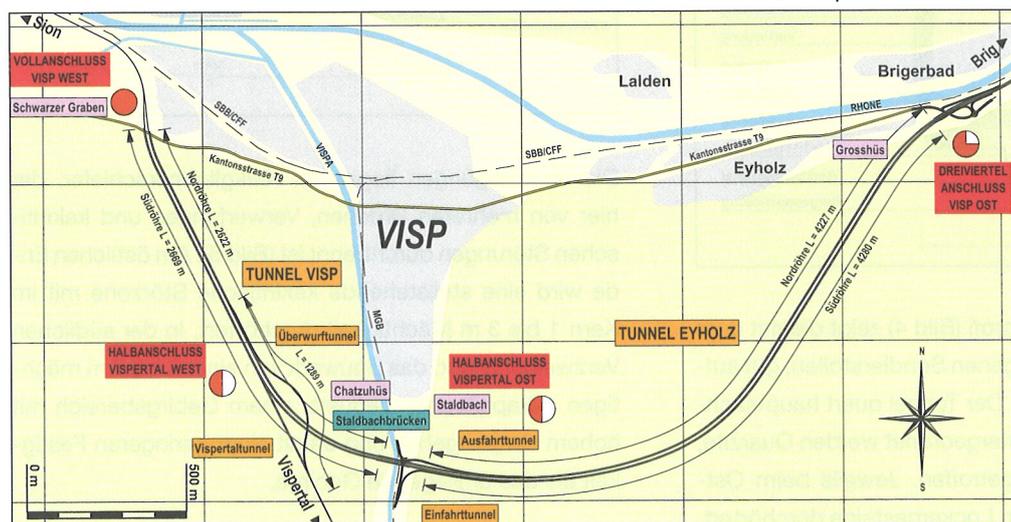
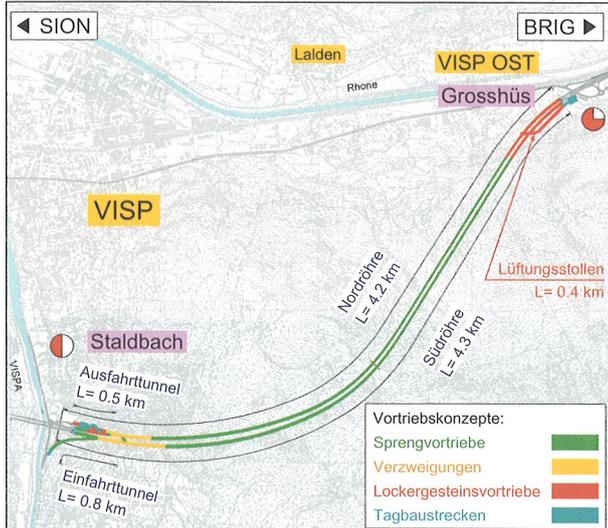


Bild 1: A9 Umfahrung Visp, Übersicht

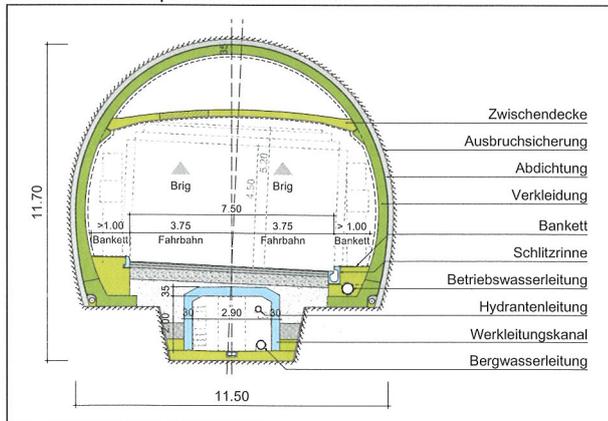
Bild 2: Tunnel Eyholz, Übersicht mit Vortriebskonzepten



Die folgenden Erläuterungen fokussieren auf die Vortriebe im Tunnel Eyholz. Das Bild 2 zeigt den Tunnel Eyholz mit den beiden rund 4 km langen Tunnelröhren sowie dem Verzweigungsbauwerk auf der Westseite (Staldbach). Für das Lüftungskonzept werden zwei Lüftungszentralen bei den beiden Portalen erstellt. Die Normalprofile der Haupt-röhren geben Raum für 2 Fahrspuren, einen Lüftungsquerschnitt von 13 m² sowie einen Werkleitungskanal. Der Ausbruchquerschnitt beträgt im Fels rund 105 m² (Bild 3), im Lockergestein (Ringschlussprofil) rund 135 m².

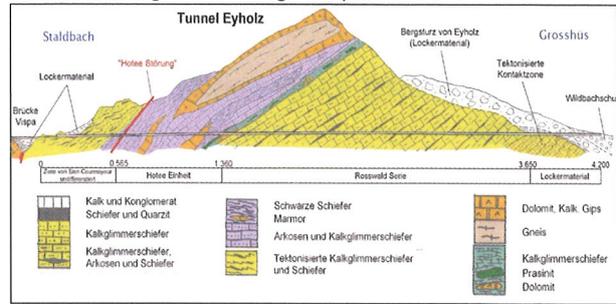
Der Tunnel Eyholz wird bis zum Jahr 2014 fertig gestellt und die Kosten sind mit rund CHF 0.7 Mia. (2007) veranschlagt. Die gesamte Umfahrung soll ca. 2016 in Betrieb gehen.

Bild 3: Normalprofil Felsstrecken



Das geologische Prognoseprofil (Bild 4) zeigt die mit dem im Jahr 2000 durchgeschlagenen Sondierstollen, gut aufgeschlossene Schichtfolge. Der Tunnel quert hauptsächlich Kalkglimmerschiefer, untergeordnet werden Quarzite, Prasinite und Dolomite angetroffen. Jeweils beim Ost- und beim Westportal werden Lockergesteine durchörtert.

Bild 4: Geologisches Prognoseprofil 2007, Nordröhre

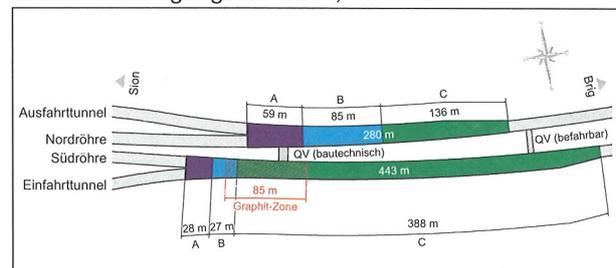


Die nachfolgenden Erläuterungen behandeln drei unterschiedliche Vortriebskonzepte im Tunnel Eyholz; Verzweigungskavernen, Lockergesteinsvortriebe im Osten und im Westen.

2. Unterirdische Verzweigungen im Fels

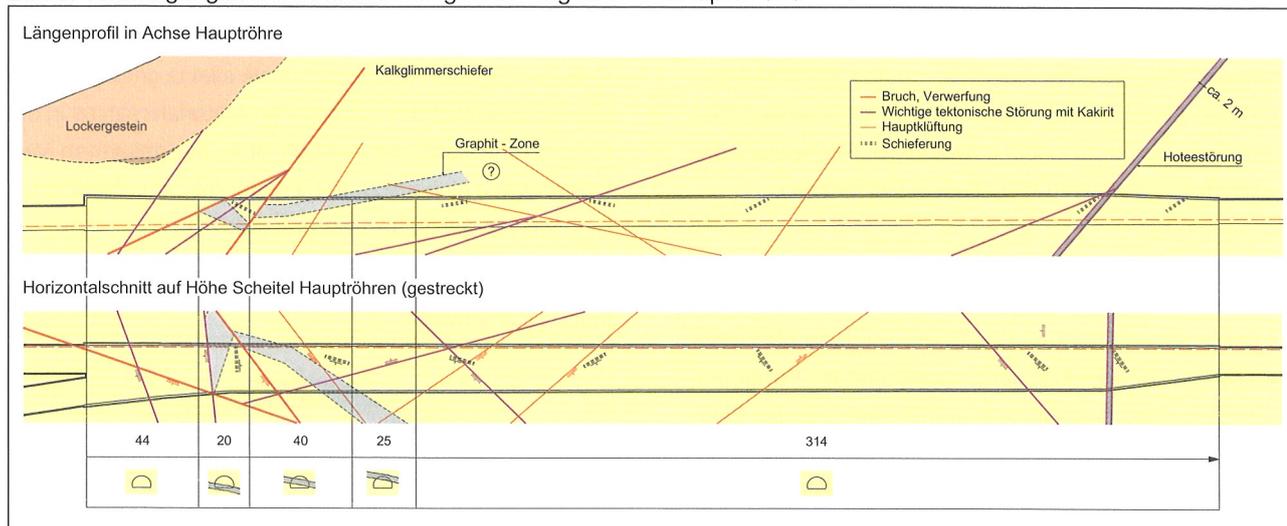
Im Jahre 2006 wurden die geologischen Verhältnisse im Staldbach mittels über 1000 m Kernbohrungen und einem zusätzlichen 150 m langen Stollen vertieft erkundet. Damit konnte die Lage der Verzweigungen noch im Rahmen der Planung so korrigiert werden, dass sie mit hoher Wahrscheinlichkeit vollständig im Fels liegen. Das südliche Verzweigungsbauwerk weist aufgrund der Verkehrssicherheit (Einfahrt) eine Länge von knapp 450 m auf, die nördliche Kaverne (Ausfahrt), ist lediglich 280 m lang (Bild 5). Die Spannweite des Ausbruchs ist in beiden Kavernen über eine längere Strecke konstant knapp 20 m und nimmt erst zum Ende hin trompetenförmig auf 26.5 m zu.

Bild 5: Verzweigungskavernen, Situation



Die Verzweigungen liegen im Kalkglimmerschiefer, der hier von mehreren Brüchen, Verwerfungen und kakiritischen Störungen durchtrennt ist (Bild 6). Am östlichen Ende wird eine steilstehende kakiritische Störzzone mit im Kern 1 bis 3 m Mächtigkeit durchörtert. In der südlichen Verzweigung wird das Bauwerk von einer 5 bis 7 m mächtigen «Graphitzone» gequert, einem Gebirgsbereich mit hohem Graphitgehalt und damit einer geringeren Festigkeit als das umliegende Gebirge.

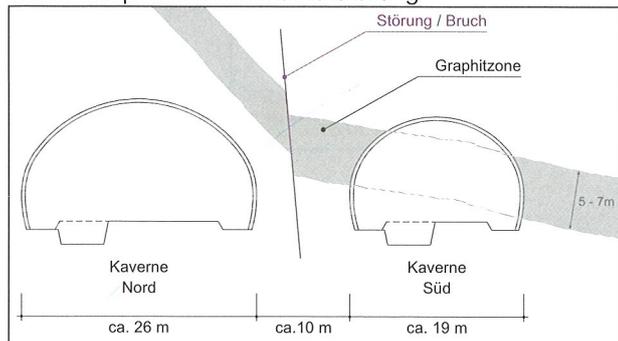
Bild 6: Verzweigungskaverne Süd: Geologische Prognose mit Graphitzone



Das Ausbruch- und Sicherungskonzept wurde für den Normalfall im Hinblick auf die Gefährdungsbilder Niederbruch sowie die Störzone definiert. Die Ausbruchssicherung besteht aus einer Spritzbetonschale mit max. 45 cm Stärke sowie einer systematischen Ankerung.

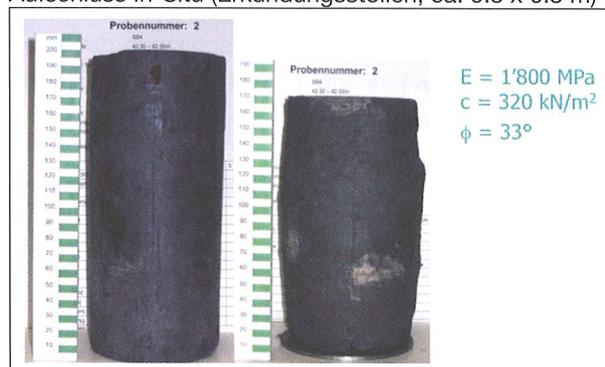
Das eigentliche «Pièce de Résistance» bildet aber die Graphitzone. Aus der Erkundung 2006 geht das Modell hervor, wonach diese sowohl längs als auch quer flach fällt und den Ausbruch der südlichen Verzweigung auf einer Länge von ca. 85 m tangiert (Bilder 6 und 7). Gegen Norden hin – so die Erkenntnis – steigt die Zone an, sodass die nördliche Verzweigungskaverne voraussichtlich nicht betroffen wird. Die Festigkeit des Materials ist nach heutigem Kenntnisstand als variabel zu beurteilen (Bild 8). Dazu liegen verschiedene Hinweise vor: Zum Einen wurde an qualitativ besseren Bohrkernen triachsiale Druckversuche im Labor durchgeführt. Zum Anderen deuten einzelne Abschnitte der Bohrkern – hier war keine Probeentnahme für das Labor möglich – sowie lokale Aufschlüsse im Stollen auf örtlich wesentlich ungünstigere Eigenschaften hin.

Bild 7: Graphitzone: Modellvorstellung



Ein solches Material im Umfeld des Kavernenausbruches kann zu unzulässigen Deformationen und einer Überbean-

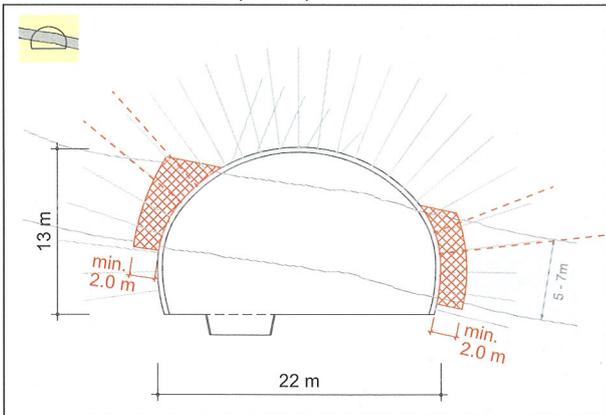
Bild 8: Graphitzone: Prüfkörper ETHZ (2006), Bohrkern, Aufschluss In-Situ (Erkundungsstollen, ca. 0.3 x 0.3 m)



spruchung des Ausbaues führen. Für die verschiedenen Szenarien der Festigkeit der Graphitzone wurden Lösungen untersucht, die von einer intensiven, systematischen Ankerung der Graphitzone, Materialersatz unterschiedlichen Ausmasses bis hin zu einem aufwändigen Ringschluss des Kavernenausbaues im ungünstigsten Fall reichten.

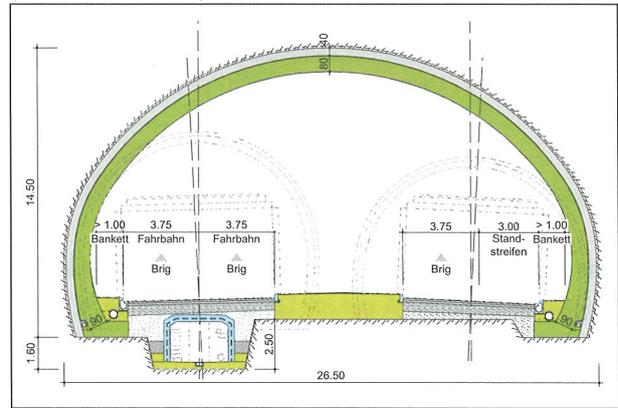
Für den vorliegenden Fall kristallisierte sich ein in Nischen nahe der Ortsbrust eingebrachter Materialersatz als beste Lösung heraus. Das Bild 9 zeigt die Massnahme konkret für den Fall der Graphitzone im Parament. Nach dem Nischenausbruch unmittelbar bei der Ortsbrust wird bis in eine Tiefe von ca. 2 m mit hochwertigem Beton verfüllt. Bei besonders ungünstigen Verhältnissen sind auch grössere Tiefen denkbar. Liegt die Graphitzone im Scheitelbereich, so besteht die Sicherung aus langen Ankern und einer verstärkten Spritzbetonschale. Es konnte nachgewiesen werden, dass damit auch bei sehr ungünstigen Eigenschaften der Graphitzone der erforderliche Ausbauwiderstand mit verhältnismässigen Mitteln hergestellt werden kann.

Bild 9: Materialersatz (Beton) in Nischen im Parament



Langfristig ist davon auszugehen, dass die Anker der Ausbruchsicherung ihre Tragfähigkeit verlieren und der Gebirgsdruck von der Betonschale alleine getragen wird. Mit dem Konzept des dauerhaften Materialersatzes in der Graphitzone kann der Ausbau über die gesamten Verzweigungen einheitlich mit einem offenen Profil ohne Ringschluss ausgeführt werden (Bild 10).

Bild 10: Definitiver Ausbau der Verzweigung (max. Querschnitt)



Die beiden unterirdischen Verzweigungskavernen werden im Herbst 2008 in Ausführung gehen und nach knapp einem Jahr ausgebrochen sein.

3. Rohrschirm- und Spiessvortriebe

Auf der Ostseite (Grosshüs) des Tunnels Eyholz liegen die Tunnelröhren über rund 500 m und der Lüftungsstollen vollständig im Lockergestein. Ab Portal wird ein Wildbachschutt, der Bergsturz von Eyholz und schliesslich eine Moräne sowie Blockschutt gequert, bevor der Fels allmählich schleifend angetroffen wird (Bild 11).

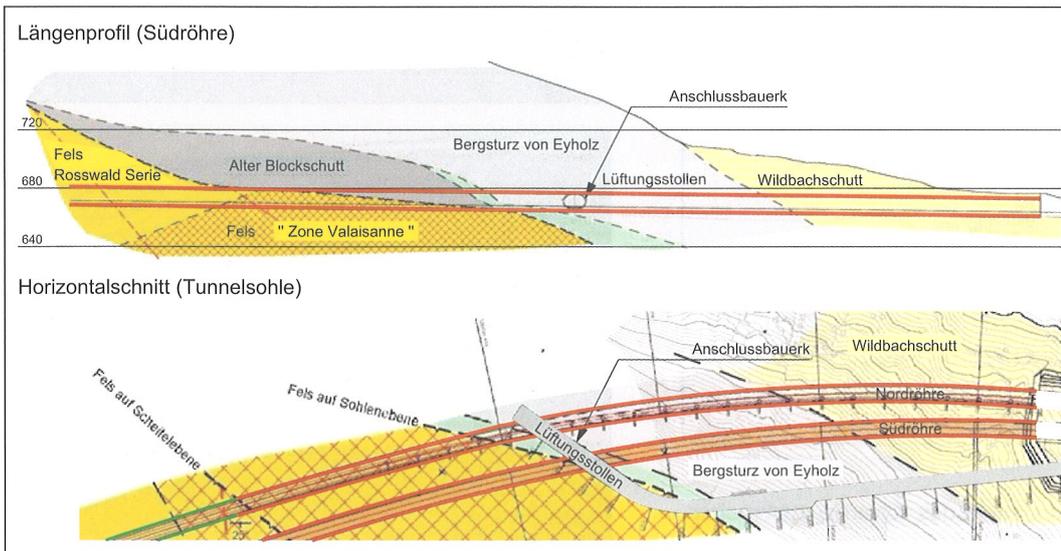


Bild 11: Lockergesteinsvortriebe «Grosshüs»: Geologische Verhältnisse

Bild 12: Vollausbuch, Rohrschirmvortrieb und Ortsbrustankering



Bild 13: Vollausbuch, Ausbildung Ortsbrust und Ablauf

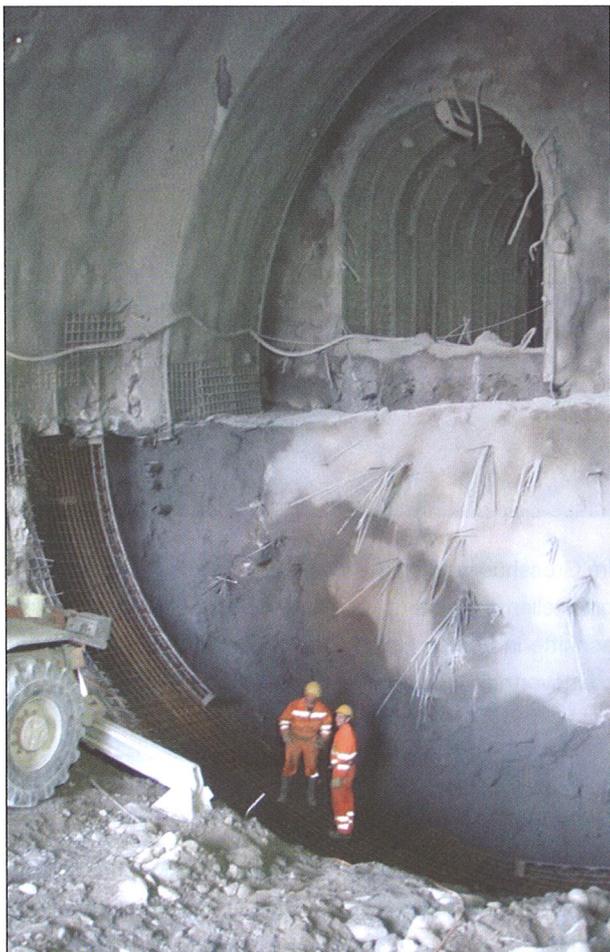
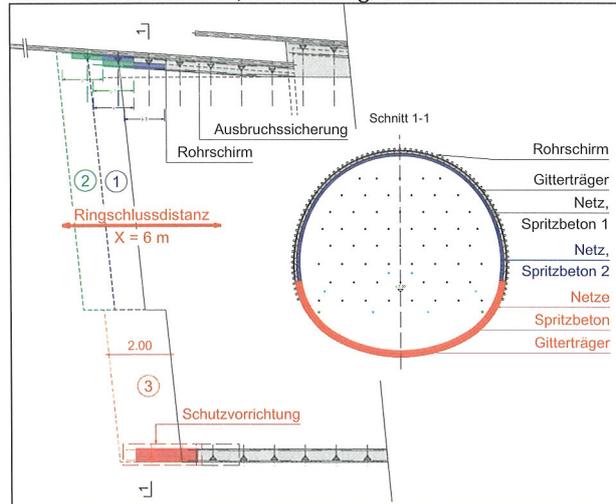
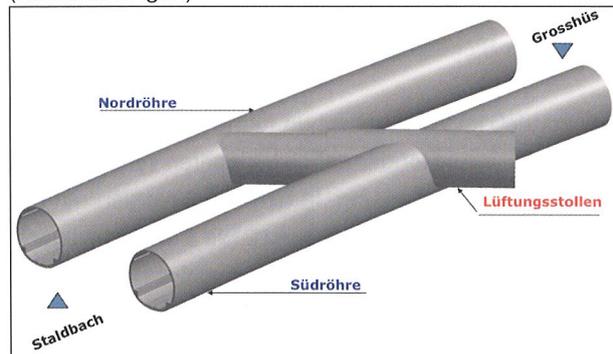


Bild 14: Anschlussbauwerk Lüftungsstollen (Zwischenangriff)



Der Wildbachschutt gilt als grobkörniges Material mit siltig-sandiger Matrix, während der Bergsturz ein stark komprimiertes, tonig-graphitisches Material mit eingelagerten Blöcken darstellt. Der Bergwasserspiegel liegt unterhalb der Tunnelsohle, jedoch wird insbesondere beim Übergang vom Wildbachschutt zum Bergsturz Hangwasser angetroffen. Dort liegen auch Blöcke mit bis zu 100 m³ Volumen.

Die Vortriebe von Lüftungsstollen und Haupttröhren werden hauptsächlich im Vollaussbruch ausgeführt. Im Wildbachschutt sowie im Übergang zum Bergsturz erfolgen sie im Schutze von Rohrschirmen (Bild 12), im tiefer liegenden Bergsturz bis in den Felsen wird die Laibung mit Spiessen gesichert. Angesichts der hohen Ortsbrust von rund 13 m ist die Ortsbrustsicherung das zentrale Element des Konzeptes. Diese wird einerseits mit bis zu 20 m langen Ankern, es kommen 3-Lamellenanker aus GFK zum Einsatz, sowie einer Versiegelung der Brust mit Spritzbeton nach den Abschlägen ausgeführt. Eine Ausbruchtappe im Kalottengewölbe ist 1 m lang, der Ringschluss in der Sohle wird in Etappen von 2 m erstellt. Die Ortsbrust wird leicht schief und abgetrept ausgebildet, so dass der Ringschluss der Ausbruchsicherung nach 6 m erfolgen kann (Bild 13).

Zunächst wurde ab 2004 der Lüftungsstollen ausgebrochen und im Bereich des Anschlussbauwerkes so gross ausgebildet, dass ein Zwischenangriff möglich ist (Bild 14). Das Anschlussbauwerk liegt im Bergsturzmateriale bei einer Überlagerungstiefe von 80 m. Der Ausbruch erfolgte zunächst als Kalottenvortrieb der unter 45° abzweigenden Äste um kurz danach den Ringschluss der Ausbruchsicherung auch im Schnittbereich auszuführen (Bild 15).

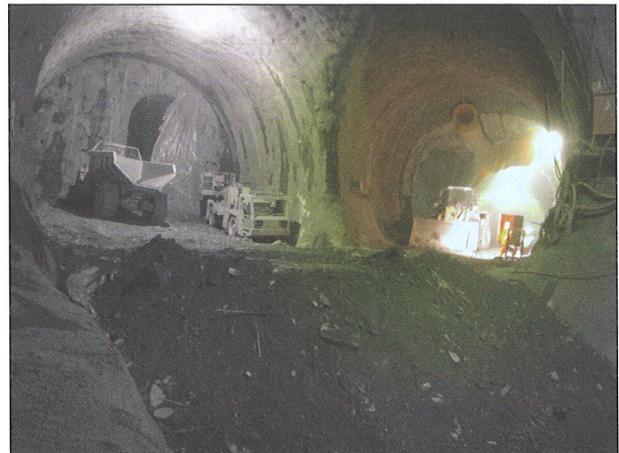
Zur Zeit laufen 4 Vortriebe und es sind knapp 50% der Lockergesteinsstrecke ohne unerwünschte Ereignisse ausgebrochen. Die Stabilität der Ortsbrust war mit dem gewählten Massnahmen bisher jeweils gut gewährleistet. Ein Gleitdeformeter, vorausseilend in der Ortsbrust versetzt, gibt zuverlässige Hinweise über die Deformationen der Brust und ist ein wertvoller Indikator für die weitere Auslegung der Sicherung.

Der Vortrieb im Wildbachschutt führte im Vergleich zu jenem im Bergsturz tendenziell zu geringeren Verformungen bei gleicher Überdeckung. In der Regel werden mit der Ringschlussdistanz von 6 m rund 2 bis 5 cm Scheitelsetzung nicht überschritten. Ohne Ringschluss, mit auf 1.2 m verbreiterten Kalottenfüssen wurde in den abzweigenden Ästen des Anschlussbauwerkes mehr als 15 cm

Scheitelsetzung gemessen. Die Deformationen und Rissbildungen im Anschlussbauwerk stoppten erst, nachdem der Ringschluss vollzogen war.

Die Versiegelung der Brust, deren Schiefstellung und Abtreppung sind wertvolle Beiträge zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit. Unternehmerische Herausforderungen stellen auch die Gerätewahl und die optimale Einregelung der Arbeitsabläufe dar. Übliche Bohr- und Abbaugeräte decken Arbeitshöhen von ca. 9.50 m ab weshalb der Wahl der Höhe der Arbeitsschüttung grosse Bedeutung zukommt. Logistisch anspruchsvoll ist auch die Konzentration aller Ausbrucharbeiten an einem Ort.

Bild 15: Ausbrucharbeiten im Anschlussbauwerk



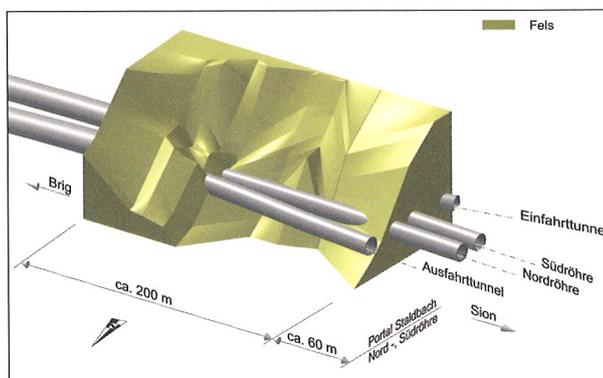
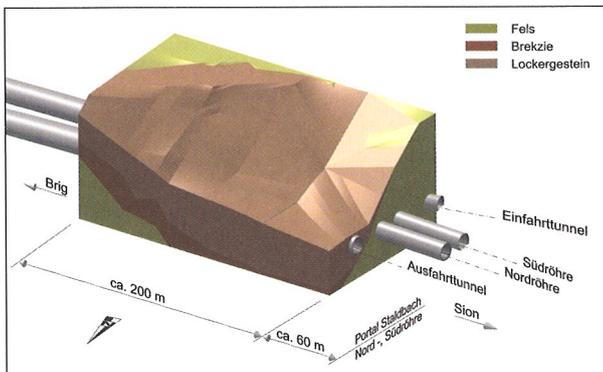
Im Grosshüs werden mit einem Durchlaufbetrieb bei 4 Angriffstellen insgesamt ca. 4 m Vortrieb der Gesamtquerschnitte in beiden Röhren pro AT erreicht. Der Lockergesteinsvortrieb wird bis Ende 2008 abgeschlossen sein.

4. Vortriebe mit Jet Grouting

Auf der Westseite sind die geologischen Verhältnisse komplexer. Das Bild 16 zeigt den Hang, in dessen Fuss die Nordröhre und der Ausfahrtstunnel zu liegen kommen.

Die Blockmodelle (Bild 16) zeigen als Resultat der Erkundungskampagne 2006 den Verlauf der Gesteinsgrenze zwischen Festgesteinen (Fels und Brekzie) und Lockergesteinen (Gehängeschutt). Sowohl der Ausfahrtstunnel als auch die Nordröhre liegen entgegen der ursprünglichen Prognose in einer Lockergesteinsmulde. Die Vortriebe weisen damit über längere Strecken eine gemischte Ortsbrust mit steilstehender Gesteinsgrenze auf.

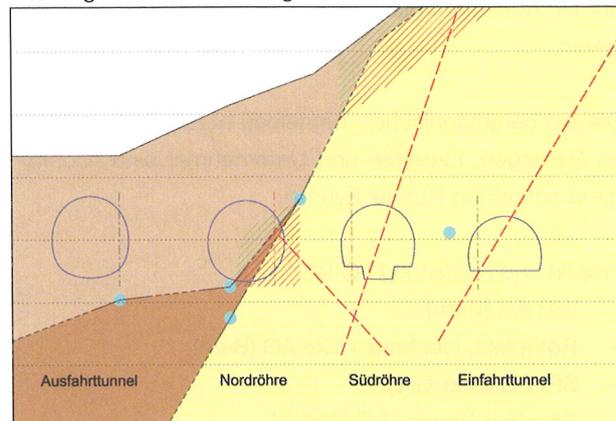
Bild 16: Ansicht Hang und Blockmodelle mit Felsoberfläche im Bereich Nordröhre und Ausfahrtstunnel (Staldbach)



Der Querschnitt im Bereich der grössten Übertiefung des Lockergesteins zeigt die Anordnung der 4 Röhren im Lockergestein und im Fels (Bild 17). Es wird deutlich, dass das Vortriebskonzept einer Beeinträchtigung der Hangstabilität und einer unzulässigen gegenseitigen Beeinflussung der Tunnelröhren entgegenwirken muss. Es ist deshalb das Ziel des Konzepts, mit dem Ausbruch

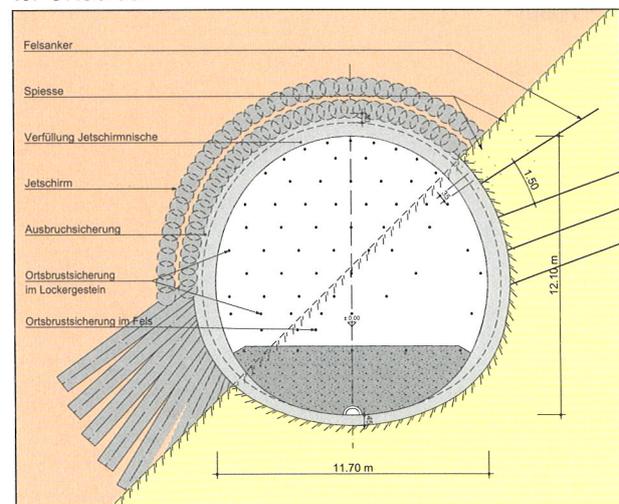
ausreichend geringe Verschiebungen im umliegenden Boden auszulösen.

Bild 17: Querschnitt durch den Hang bei maximaler Lockergesteinsübertiefung



Dieses konnte mit einem Vollausbuch im Schutze eines Schirmes von Jet-Grouting-Säulen nachgewiesen werden. Konkret wird ein sog. «doppeltes Jetting» ausgeführt, das im Schnittbereich mit der Felsoberfläche mit einem Jettingfächer verstärkt ist (Bild 18). Der rechnerisch ermittelte Sicherheitsfaktor gegenüber Instabilität des Hanges wird durch den Ausbruch mit diesem Massnahmenpaket nicht verringert. Gegenüber einem einfachen Jetting-Schirm sind die massgebenden Deformationen im Hang mit dem doppelten Jetting um einen Drittel geringer. Dies auch deshalb, weil die Jetsäulen am Ende einer Etappe jeweils 6 m überlappt sind.

Bild 18: Vortriebskonzept mit Jet Grouting bei gemischter Ortsbrust



5. Fazit

Mit der Umfahrung Visp hat die Bauausführung für ein Grossprojekt begonnen, das bezüglich Tunnelvortrieben eine Vielzahl unterschiedlicher und anspruchsvoller Inge-

neuraufgaben birgt. Für den Tunnel Eyholz konnten mittels einer umfassenden geologische Erkundung und einer systematischen Auswertung der Gefährdungsbilder geeignete Baukonzepte definiert werden, um die Risiken auf ein überschaubares und akzeptables Mass zu reduzieren.

Die am bergmännischen Tunnelbau beteiligten Ingenieure, Geologen, Experten und Unternehmer sind nachfolgend aufgeführt (Tunnel Eyholz).

Projekt und Bauleitung (IG VISPA)

- IUB AG (Bern)
- Rothpletz, Lienhard + Cie AG (Bern)
- SPI AG (Brig-Glis)
- Bänziger Partner AG (Zürich)
- CERT (Sion)
- ESM-Ruppen SA (Monthey)

Geologie (NCG VISPA)

- Norbert SA (Martigny)
- De Cérenville Géotechnique SA, Ecublens

Prüfingenieur, Berater (Untertagbau)

- Prof. Dr. K. Kovari (Oberengstringen)

Bauausführung

- ARGE Haupttunnel Eyholz, p.a. Frutiger AG (Thun)
- WADEG Lockergesteinsvortrieb Grosshüs, p.a. Martig & Bürgi AG (Brig)
- ARGE LEDI Einfahrttunnel, p.a. U. Imboden AG (Visp)

TUNNEL-PROJEKTE

The new underground B1 line in Rome: tunnelling and deep excavations within alluvial soils in urban environment. Design approaches and site performances.

Andrea Sciotti, Line B1 Site Engineer Manager; Roma Metropolitane S.r.l.
Antonio Zechini, Head of the Civil Works Section; Roma Metropolitane S.r.l.

DIE NEUE U-BAHNLINIE B1 IN ROM: TUNNELAUSBRUCH UND TIEFE BAUGRUBEN IN ALLUVIALSCHICHTEN IN EINER STÄDTISCHEN UMGEBUNG. LÖSUNGSWEG UND BAUAUSFÜHRUNG

Zurzeit ist die neue U-Bahnlinie B1 in Rom im Bau: Sie beinhaltet einen 4,5 km Doppelrohr tunnel mit vier Bahnhöfen in einem dicht besiedelten Stadtgebiet.

Das Hauptproblem bei der Auslegung der Linie B1 sind die Auswirkungen der Bautätigkeit auf die städtische Umgebung. Es wurde früh im Planungsprozess beschlossen, das Tunneltrasse möglichst tief (d.h. 30–35 m unter der Geländeoberfläche) zu führen, um den Einfluss auf bestehende Objekte so klein wie möglich zu halten (Gründungen, Gas- und Wasserleitungen, der Fluss Aniene usw.). Die Tunnel mit 6,79 m Durchmesser werden unter dem Wasserspiegel durch Alluvialschichten bestehend aus kompressiblen, siltigen Ton- und Sandablagerungen sowie Kies aufgeföhren. Wegen der Grösse des Tunneldurchmessers und der schlechten geotechnischen Verhältnisse werden potentielle und bedeutende Bodendeformationen erwartet. In der Folge liegen die Schwerpunkte der Projektierung bei den TBM-Anforderungen und der Ausbaumethode bei

den Bahnhöfen. Die Komplexität und die Veränderlichkeit der Geologie entlang des Trasse erforderten die Entwicklung spezieller Lösungen bei kritischen Stellen.

Zum jetzigen Zeitpunkt werden die Aushubarbeiten bei den Bahnhöfen durchgeführt und die erste TBM steht startbereit.

Bei den Bahnhöfen erfordern die sehr tiefen Baugruben (bis 40 m), die schwierige Boden- und Grundwasserbedingungen stellen, sowie die Nähe von bestehenden Hochhäusern spezielle Baumethoden und sorgfältiges Management des Bauablaufs, die sich auf Feldmessungen einer Baugrubenüberwachung stützen. Unerwartete Risiken während der Bauarbeit wurden durch die Entwicklung eines rationalen Vorgehens bewältigt, die auf Echtzeit-Überwachung und Rückrechnungen basiert und die Wahl geeigneter Massnahmen erlaubt.

1. Roma Metro railway lines development programs

There are two existing underground lines (A and B lines) in Rome which have a total length of 36.5 km and 49 stations. Due to the increasing traffic and transportation demand and in order to preserve the historical city centre, the Municipality of Rome has established an important development program for public transport underground infrastructures (Figure 1): two more metro lines (C and D lines) and an extension of an existing one (called B1 line) are to be realized by 2015. The new lines will double the existing metro line lengths and the number of stations inside the historical part of the city. On behalf of the Local

Municipality, Roma Metropolitane manages investments totalling approximately 8 billion Euros.

Figure 1: Rome Municipality - development program

| | Rete attuale (A+B) | 2011 A+B+C (S.Giovanni-Pantano) | 2015 A+B+C+D (tratta prioritaria) |
|--|-----------------------|---------------------------------------|---|
| Railway Underground lines (km) | 36,5 | 58,9 | 86 |
| Number of stations (of which inside ancient city) | 49 (15) | 75 (17) | 103 (29) |
| Direct coverage (residents) | 350.000 | 540.000 | 820.000 |
| Direct coverage (working place) | 290.000 | 380.000 | 560.000 |
| Supplied demand (transfer per day) | 780.000 | 950.000 | 1.700.000 |
| Investment activated € 8.000.000.000 | | | |

Table 1: The main geotechnical parameters of soils will be excavated

| Unit | Unit weight (kN/m ³) | Cohesion (kPa) | Friction angle (°) | Drained Young mod. (MPa) | Undrained cohesion (kPa) |
|-----------------------------|----------------------------------|----------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|
| Man made soils | 17 | 0 | 30 | 20-70 | |
| Pyroclastic soils | 18 | 0-20 | 28-38 | 90-400 | |
| Recent alluvial OC soils | 18 | 15-45 | 19-27 | 60-160 | 60-160 |
| Recent alluvial NC soils | 18 | 0-5 | 28-30 | 60-160 | 30-110 |
| Paleotevere – sand | 18 | 0-30 | 26-37 | 80-200 | 60-260 |
| Paleotevere – silt and clay | 18 | 1.-30 | 20-34 | 80-200 | 80-200 |
| Paleotevere - gravel | 20 | 0-10 | 32-41 | 100-300 | |

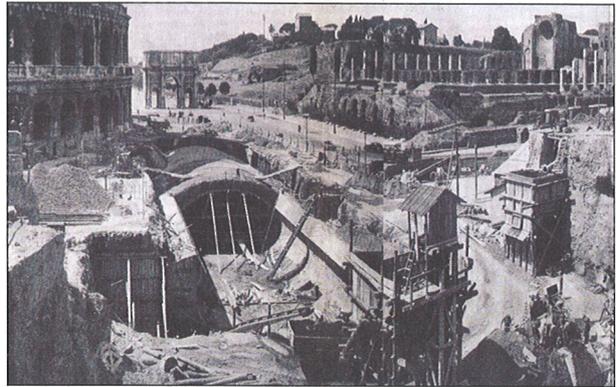
The new underground B1 line in Rome is currently under construction: it involves 4 km twin running tunnels and 3 stations (Annibaliano, Libia/Gondar, Conca d'Oro) in a highly urbanized area in the north-eastern part of the city. The construction works started in November 2005 and the planned schedule foresees the completion in February 2011. Due to this schedule all the three stations have to be constructed at the same time: at the moment, three large building pits have been opened in the city, thus a careful plan of surface public transportation and traffic has been implemented. The tunnel excavations has just started on May 2008 and it takes place from the Conca d'Oro station to the Bologna station, which is the connection to the existing line.

2. Previous experiences in Rome

The first underground line which has been realized in Rome was the B line. It was designed before the second world war and opened in 1955. The line is characterized by a double tracks tunnel, which has been hand mined: the tunnel section was excavated by separate parts and supported by temporary wooden structures. The stations (Figure 2) were realized by the «cut and cover method», raising the station buildings inside the pit. The tunnel route follows the street pattern running under shallow cover above the groundwater level.

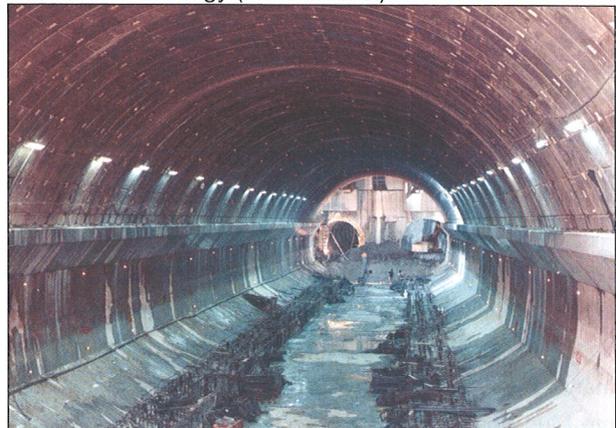
25 years later, in 1980, the second line (the A line) was opened. Construction works started in 1965. In comparison with the B line, technological progress is evident: in some part of the route (at the lowest elevation) the trains run into twin tunnels (one single track on each tunnel), which were constructed using open-face mechanised shields tunnelling. The shallowest stations have been realized by the «cut and cover» method, between diaphragm walls; the deepest station, at a depth of 25-30 m below the ground level, was bored as enlarged tunnel.

Figure 2: B Line construction (1950)



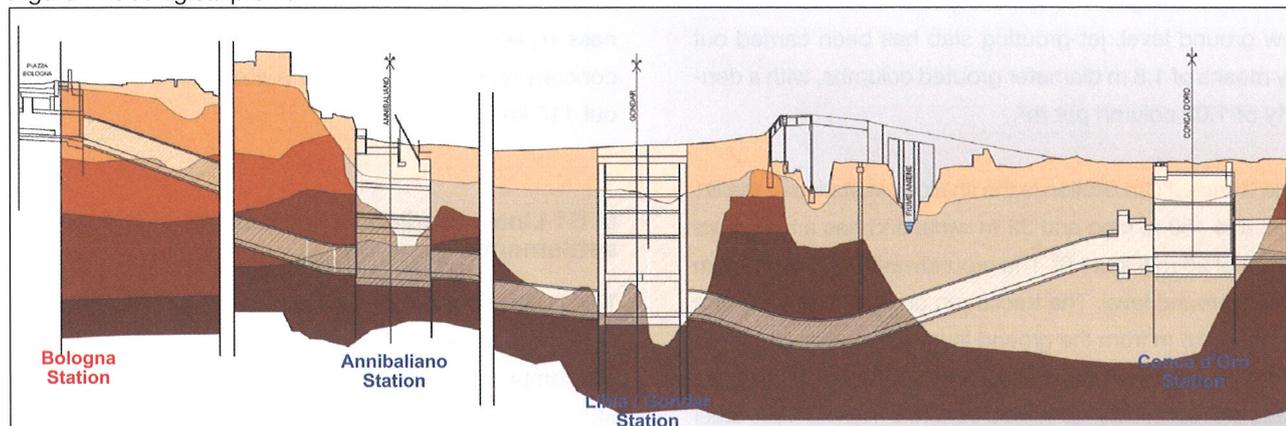
10 years later, in 1990, the B line has been extended. The excavations were realized by the «cut and cover method» between diaphragm walls made up of reinforced concrete. Where the line crosses the less urbanized part of the city, open cuts were adopted. The line consists of both single and double tracks tunnels, which were excavated using open-face mechanised shields.

Figure 3: A Line - Baldo degli Ubaldi Station (2000) - active vault technology (Prof. Lunardi)



In 2000 the A line extension is completed with 4 new stations. The tunnels has been realized using mechanised slurry shields machines. Three stations have been excavated between diaphragm walls; the deepest station (Cornelia) has the maximum depth of 40 m: it has required re-

Figure 4: Geological profile



taining structures 55 m long, which were quite unusual at that time. The fourth station (Baldo degli Ubaldi) was realized (Figure 3) by means of the «active vault» technology (P. Lunardi, 2006).

3. B1 Line – geological profiles and geotechnical units

The B1 line projects involve tunnelling and excavations in densely developed areas of Rome. As a consequence, the main issue of the B1 line design has been to minimise the impact on the urban environment. An impact of tunnelling is subsidence and its effects on structures and services. Thus, in the planning process it was decided to set the tunnels relatively deep (30-35 below ground level) in order to mitigate interactions with pre-existing structures (building foundations, gas and water pipelines, etc.).

Tunnels (Figure 4) are excavated through recent alluvial soils (Paleotevere soils and Alluvioni recenti dell'Aniene), consisting of compressible silty clays and silty sands, characterized by poor geotechnical properties, below groundwater table. A layer of man made ground of varying thickness and variable nature, mostly coarse grained, covers the alluvial soils.

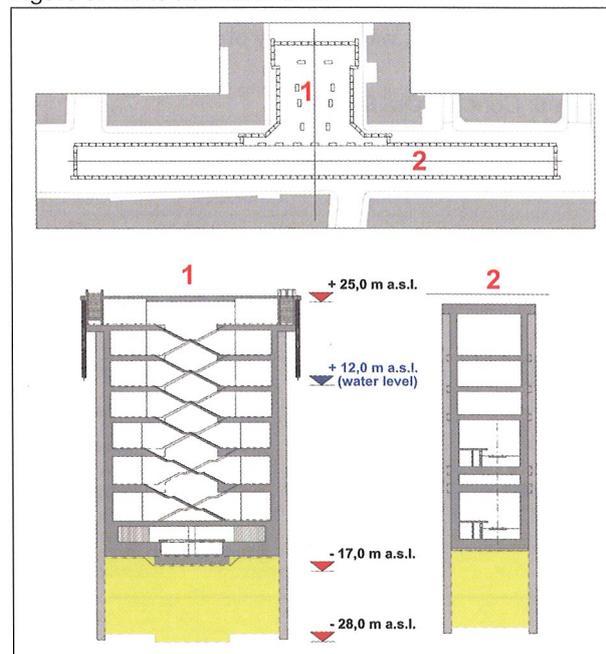
Several geotechnical site investigations have been performed during the designing phases. They consist of boreholes and recovered samples for laboratory tests, Standard Penetration Tests, Static Cone penetrometer tests, Permeability tests, piezometers installed. The main geotechnical parameters are summarized in table 1.

4. B1 Line – the stations

The three stations of the B1 line are realized by the cut and cover construction method, between diaphragm walls. In

order to improve mechanical properties and reduce the permeability of the soil at the bottom of the excavation, a jet grouting treatment has been adopted. Jet grouting slab act as bottom sealing and as a horizontal bracing element.

Figure 5: Libia/Gondar Station

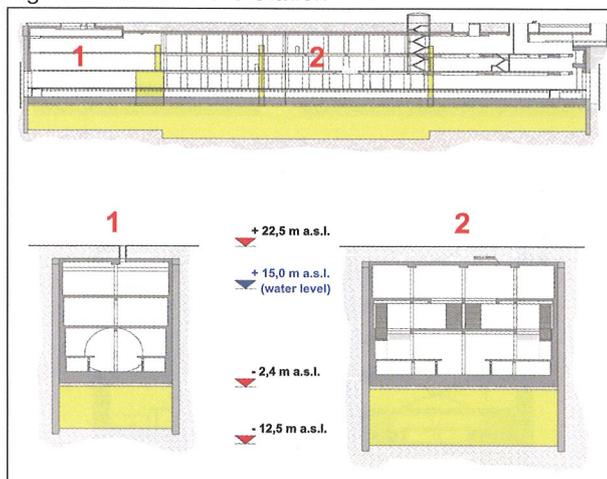


The Libia/Gondar Station is the deepest station of the B1 line. It is characterised (Figure 5) by two adjacent buildings which reach the maximum depth of about 42 m. The groundwater table is about 13 m below ground level. The two tracks run at different elevations: the deepest is 35 m below the ground level, the shallowest is at a depth of 23 m from the ground level. Excavation is carried out following the «top-down method». The retaining structures are realized by diaphragm walls made of reinforced concrete (Rck 35 MPa, reinforcements: 240 kg/m³): the panels have a thickness of 1.20 m and a length of 53 m. Diaphragm walls have been excavated by means of trench cutter. Design analyses calculated a maximum bending moment equals to 5000 KN/m on the diaphragm walls during the

excavation stages. From the depth of 42 m to 54 m below ground level, jet-grouting slab has been carried out by means of 1.8 m diameter grouted columns, with a density of 1.02 column per m^2 .

The Conca d'Oro Station is the shallowest station of the B1 line. It is 150 m long and 32 m wide, and has a maximum depth of 25 m (Figure 6). The groundwater table is at 7,5 m below ground level. The tracks run on the same level at a depth of 18 m from the ground level. Excavation is carried out following the «bottom-up» method. The retaining structures are realized by reinforced concrete (Rck 35 Mpa, steel reinforcements 200 kg/m^3) having a thickness of 1.20 m and a length of 33 m. Diaphragm walls have been excavated by means of grab bucket. Design analyses calculated a maximum bending moment equals to 4200 KN/m on the diaphragm walls during the excavation stages. At the bottom of the excavation, between the depths of 25–35 m, jet-grouting slab has been realized by means of 1.5 m diameter grouted columns, with a density of 1.07 column per m^2 .

Figure 6: Conca d'Oro Station



5. B1 Line – the tunnels

For the B1 line the design solution of twin parallel tunnels (one single track on each tunnel) has been chosen. Due to complex geotechnical conditions and potential risks for buildings and services, excavation by closed-face shield machines, in which a pressure is applied to the tunnel face, has been considered the most reliable method to control surface displacements. Taking into account the variability of geotechnical conditions along the route, an Earth Pressure Balance Shield has been chosen.

The lining has been designed according to «universal ring» scheme, with the following input data: six elements plus key, inner diameter equals to 5.80 m, minimum radius of curvature equals to 120 m. The precast reinforced

concrete segmental element characteristics are: thickness equals to 0.35 m, element length equals to 1.40 m, concrete resistance R_{ck} 45 MPa, steel reinforcements about 110 kg/m^3 .

6. B1 Line – prediction and control of induced settlements

The study of the tunnelling-induced settlements has been performed following different approaches, depending on the complexity and peculiar conditions along the route.

In most cases the displacements fields induced by tunnel construction activities in greenfield conditions have been computed using well established empirical relationships based on the Gaussian settlement profiles (e.g. Peck 1969, Attewell e Farmer, 1974; Attewell, 1977; O'Really e New 1982; Shirlaw e Doran, 1988). Some specific cases, characterised by shallow cover or large predicted settlements, required a more detailed study, carried out by means of numerical analyses, which also allowed to evaluate the effectiveness of remedial measures.

The deep excavation-induced settlements have been predicted by a semi-empirical method which is based on experimental correlation between the calculated wall deformation and the surface settlements behind the retaining structure (Clough e O'Rourke [1990], Mana e Clough [1981]).

The empirical predictions were performed considering the following input parameters range respectively for tunnels and deep excavations: a volume loss from 0.6% to 2% and a vertical displacements from 75% to 120% of retaining structure horizontal displacements. The smaller values are the design values and the most likely considering the excavation techniques and the mechanical characteristics of the soil, the larger values was adopted as a worst scenario values.

The assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and deep-excavation has been developed according the Mair, Taylor & Burland approach, which is based on the relationship between category of damage and limiting tensile strain. The acceptable damage categories have been considered from degree 0 o 2, when structural integrity is not at risk and damage can be repaired readily and economically. For degrees of damage higher than 3, protective measures have been planned, consisting of jet grouting treatments to protect the building foundations or around the tunnels to minimise settlements.

7. B1 Line – executive technologies

The great excavation depths (up to 40 m), the difficult soil and hydraulic conditions, the proximity of existing multi-storey buildings have required special construction techniques and a careful management of the construction process

For retaining structures (diaphragms), the main focus was on vertical alignment between adjacent panels, waterproofing of the joints, and vertical deviations of the panels inwards the excavation. For the Libia/Gondar Station the retaining walls, which have the maximum length of 53 m, have been realized by means of trench cutter. This technology has given excellent results: the vertical deviations was lower than the limit set by the owner (0.5%) and the 60% of the diaphragm walls had a deviation lower than 0.1%.

Some of the diaphragm walls have to be crossed by the tunnel boring machines. In order to avoid the cut of steel reinforcements which would have required to have miners working at the tunnel face from the chamber of the machine, special reinforcements made up of composite materials GFRP have been adopted. They have the following properties: glassfibre content >60%, tensile failure >650 MPa, Young's Modulus >40.000 MPa.

At the bottom of the excavations a double-fluid jet grouting treatment is required in order to reduce the permeability of the soil and prevent the groundwater inflow. Thus, the main design requirements is the continuity of the treatment, which depends on the average diameter and on

the overlapping of the jet grouting columns. Field trials were performed in order to calibrate the injection parameters (injection pressure, diameter and number of nozzles, lifting speed of the monitor) and define the limits for the vertical deviation, which has been accurately checked during jet grouting treatments.

For the deepest Libia/Gondar Station, where the probability of an important borehole deviation from the vertical was higher than for the other stations, the injection parameters were chosen in order to obtain a larger diameter to guarantee the continuity of the treatment. Thus, while in the Conca d'Oro station the maximum specific energy was 50 MJ/m, in the Libia/Gondar Station a maximum specific energy of 75 MJ/m has been reached. As a consequence, in the Conca d'Oro station the obtained average column diameter is 1.5 m, and a triangular grid has been adopted with a distance between jet columns equals to 1,04 m. Whereas in the Libia/Gondar station a diameter equals to 1.8 m has been obtained and a triangular grid has been adopted with a distance between jet columns equals to 0.83 m.

The design focused on the specifications of the EPBS machines. The main requirements were the following: lining inner diameter 5.8 m, precast concrete segmental lining minimum thickness equals to 0.35 m, total thrust greater than 45.000 kN, working pressure up to 5 bar. The two EPBS are manufactured by Herrenknecht: the first one (S-387) has been tested at the end of November 2007 and has started the tunnel excavation on May 2008; the second one (S-388) has been tested on April 2008 and the

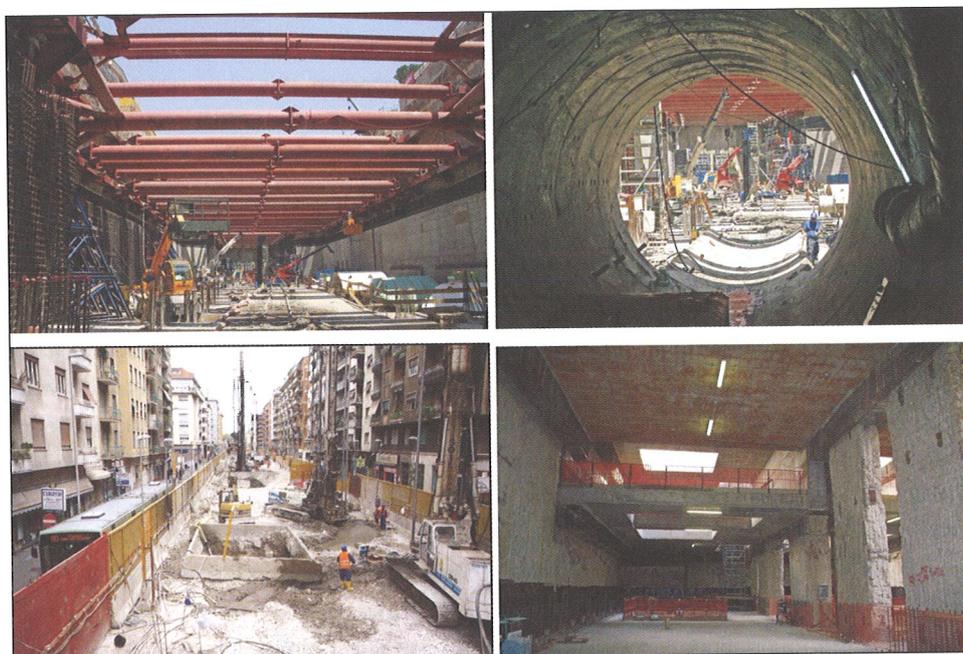


Figure 7: Construction works at the end of April 2008

excavation is supposed to start on September 2008. The two machines characteristics are the following: excavation diameter 6.79 m, installed power 2.500 kW, maximum torque 7.000 kNm, total thrust 50.000 kN, working pressure 5.5 bar, average velocity up to 100 mm/min, capacity screw conveyor 385 m³/m.

8. B1 Line – construction works at the end of May 2008

At the moment (Figure 7), about 30 months after the beginning of the works, in Conca d'Oro site construction the «bottom-up» excavation has been finished and the foundation slab has been realized. Since January 2008 the first TBM has been mounted and the first tunnel excavation has started on May 2008. The second will start the next September.

The first station which will be crossed by the TBM is the Libia/Gondar station. The realization of this station has required the preliminary dislocation of the largest diameter sewer of the town and other services. At the moment the diaphragm walls have been realized and jet-grouting on the bottom is in progress: it will be carried on until the end of next summer, when the upper slab is realized and the excavation works start following the «top-down» sequence.

In the Annibaliano site construction the «top-down» method has been adopted as well: at the moment the excavation works are going on after the upper slab has been completed.

9. B1 Line – monitoring system

Deep excavations in densely populated areas require a well-organized monitoring system, to ensure the safety of excavation, the safety of the surrounding buildings and public utilities, and to confirm the design conditions.

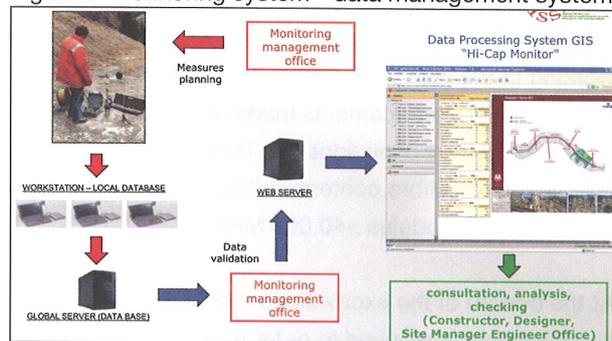
A comprehensive monitoring system has been applied in each construction site of the B1 line to control: 1) lateral deformation and stress of retaining structures, 2) lateral deformation and settlement of soils, 3) settlement and tilting of buildings, 4) groundwater pressures.

At the moment, for example, in the Conca d'Oro construction pit the installed instruments are: 12 inclinometers and 48 strain gauges inside the diaphragm walls, to measure wall displacements and control stress level, 20 load cells and 40 strain gauges in the temporary struts to control stress level, 12 strain gauges in the foundation

slab, 40 geodetic points on the ground level to measure settlements around the excavation, 27 extensometers and 25 inclinometers to measure lateral deformation and deep vertical displacements of the soil around the excavation, 40 piezometers (both Casagrande cells and electronic cells) to measure groundwater pressures, 80 leveling points installed on the adjacent buildings to measure tilting and settlements. At the end of May 2008, the total number of measurement points is about 400 and the number of measurement readings is about 80.000.

The collected monitoring data are processed (Figure 8) by a means of geo-referenced information system (Hi-Cap Monitor, realized by Consorzio Treesse on behalf of Constructor). Data are controlled to avoid acquisition or processing bugs and then transferred on a web server where can be downloaded by the engineering teams for the evaluation and comparison with design predictions.

Figure 8: Monitoring system - data management system



10. B1 Line – Conca d'Oro Station - site performances

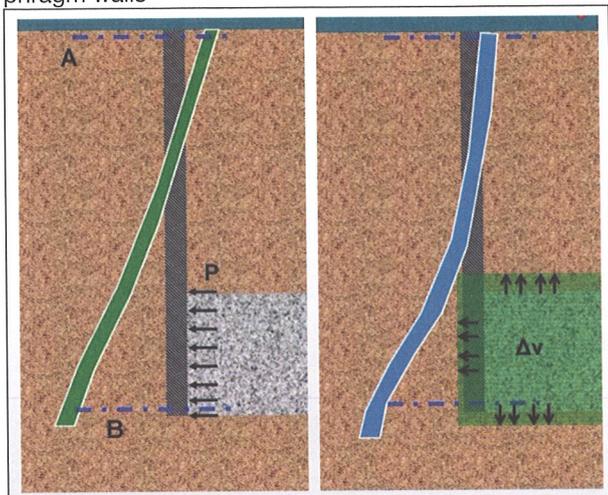
The monitoring system has revealed some unusual behaviours during the construction works of the Conca d'Oro station. These unexpected risks have been managed setting up a rational procedure, based on real-time monitoring and back-analysis, which allows the identification of proper remedial measures.

10.1 Conca d'Oro Station construction site – jet-grouting effects

The bottom sealing has been realized by jet-grouting. It has produced some negative drawbacks on the retaining walls and on adjacent buildings. Measurements on adjacent buildings have shown a generalized heave up to 1-1.5 cm. The inclinometers installed inside the diaphragm walls have recorded displacements up to 7 centimetres. They showed two different shapes of wall deformation (FIGURA 9): the first one is characterized by a rigid rotation around a fixed point – the upper part of the inclinometer moving inside the

excavation and the lower part outside – the second one is characterised by displacements distributed only in the lower part of the wall and directed outside the excavation.

Figure 9: Jet-grouting treatment effects on the diaphragm walls



To manage this unexpected situation, the following actions have been developed.

First of all we modified the jetting procedures with the aim of increasing the outflow through the annular space bounded by the perforation hole and the injection stem. The twin-jet approach (water-jet technique and jet treatment) produced a significant reduction of the phenomena which affected the retaining walls and nearby buildings. Moreover, we decided to reduce the number of columns per day. These countermeasures were effective in reducing deformation phenomena on structures. As shown in Figure 10: measured heave reduction is evident.

However we considered necessary to verify if the jet grouting-induced deformations produced such a stress level that the walls were not able to bear the stresses associated to the following excavation stages. Numerical analyses have been carried out simulating the jet grouting effects on the walls as a volume expansion of the soil or as a pressure exerted on the wall, thus reproducing the deformations which

were measured by the inclinometers inside the walls. Then, all the subsequent excavation stages have been modelled and the consequent deformation and stress distributions in the walls have been analysed. Results showed that stresses in the diaphragm walls are 30% greater than those calculated without considering the jet grouting effects. Anyway, the stress levels were below the limiting values.

To ensure the safety of the excavation, alert levels of jet grouting-induced deformations were calculated for the diaphragm walls and the jet grouting could continue under a rigorous monitoring system with the following prescription: if the measured wall deformation values go beyond the alert values, remedial and stabilization measures are to be applied, such as an additional level of struts, to maintain the required safety level during the following excavation stages.

The changes in the jet grouting procedures demonstrated to be effective in reducing the induced deformations on the structures and the subsequent excavation stages have been realized without any problems.

10.2 Conca d'Oro Station construction site – bottom sealing

Experimental investigations have been performed on the jet-grouting columns during their realization for checking extension, continuity and mechanical properties of the soilcrete elements: boring with continuous rotary sampling in order to check the dimensions and continuity of the columns; laboratory tests on recovered samples to check unit weights and compression strengths; in situ tests such as pressiometric tests and Lefranc tests, cross-hole tests, pumping tests. The pumping test allowed the definition of the coefficient of permeability: this empirical value has been introduced in seepage numerical analyses to verify if the design requirements (in terms of bottom sealing) were fulfilled.

Results from these investigations were satisfactory: thus, after the jet grouting at the bottom of the excavation, the ground lowering started between the diaphragm walls.

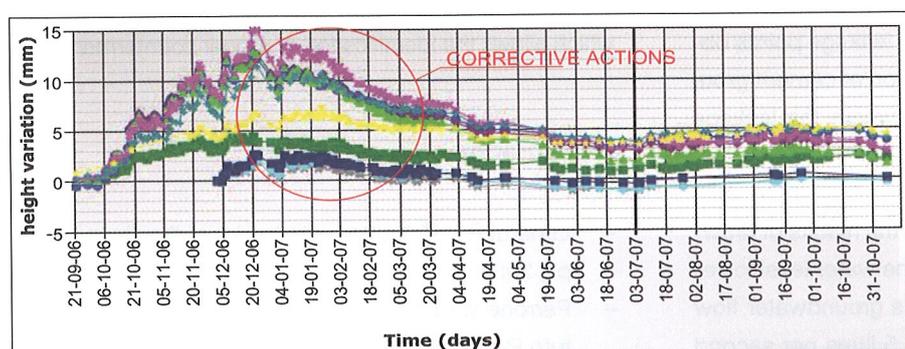


Figure 10: Jet-grouting treatment effects on buildings

During the excavation of one lateral sector of the Conca d'Oro station (in November 2007), when the ground level reached the elevation of 3 m above sea level (about 20 m below original ground level) and at a distance of 5.5 m from the top of the jet-grouting, a groundwater leakage took place from the bottom of the excavation. The groundwater table was at 15 m above sea level. In a few hours it became difficult to cope with groundwater flow inside the excavation, even by pumping. The piezometers installed outside the station showed a sudden lowering of the groundwater level. To avoid damages to the adjacent buildings as a consequence of possible loosening of soils or sand boiling, the works and the pumping we decided to suspend the works to take emergency measures: people were evacuated from the site construction, a series of observation standpipe were installed to monitor the point where the leakage stem, and the water level inside the excavation was allowed to reach the equilibrium with the groundwater level outside (Figure 11). The stabilization occurred with a water level at 14 m above sea level, just below the strut level at 16 m a.s.l.. The groundwater discharge was about 40 litres per second with the hydraulic head of 12 m.

Figure 11: Bottom sealing - groundwater leakage

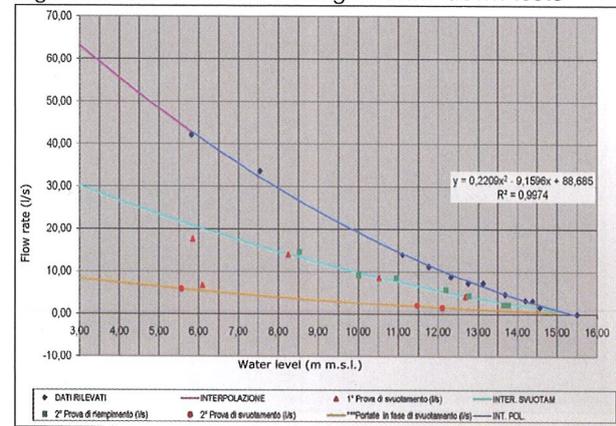


To solve this unexpected problem, the following actions have been applied: drawdown tests of the water inside the excavation, monitoring the consequent effects on the groundwater level by means of piezometers outside the excavations and measuring the groundwater discharge inside the excavation zone; a dye test to trace groundwater movements; installation (by-means of scuba divers) of new observation standpipe in leakage points observed during drawdown tests; injection of cement grout through the observation standpipes where the leakage have been observed.

This actions have been repeated until the results of drawdown tests (Figure 12) showed that the water level lowering inside the excavation produced a groundwater flow inwards which was decreasing up to 5 litres per second

(with the hydraulic head of 12 m) while the piezometric levels outside the excavation were reaching readily the equilibrium. The nearby buildings didn't suffer any settlements. Looking at the positive results of these tests, the complete drawdown of the water has been realized and the excavation works restarted again.

Figure 12: Groundwater leakage - draw-down tests



When it has been reached the bottom of the excavation, other injections of cement grout has been made into the jet-grouting slab. After these, the groundwater discharge was few litres per second. These values have been considered acceptable and feasible with the realization of the foundation slab. This was realized adopting a provisional draining system below the slab. This system has to be operative till the weight of structures during construction becomes greater than the upheaval forces.

11. Conclusions

Deep excavations in urban environment present interesting challenges in the design and construction phases. The complex soil and hydraulic conditions and the proximity of existing multi-storey buildings have required special construction techniques and a careful management of the construction process, which relies on field measurements of excavation performance. Unexpected risks during construction works have been managed setting up a rational procedure, based on real-time monitoring and back-analysis, which allows the identification of proper countermeasures.

Bibliography

- Lunardi P. – Progetto e costruzione di gallerie. Hoepli, 2006
- Perrone V. - La Ferrovia metropolitana di Roma. Istituto Poligrafico dello Stato, 1955

Pumpspeicherwerk Limberg II – Eine Hochgebirgsbaustelle mit aussergewöhnlichen technischen und logistischen Anforderungen

Hans Köhler, Dipl. Ing.
Porr Technobau und Umwelt GmbH, Wien

PUMPED STORAGE SCHEME LIMBERG II – A CONSTRUCTION SITE HIGH UP IN THE MOUNTAINS WITH EXCEPTIONAL TECHNICAL AND LOGISTIC DEMANDS

The new pumped storage scheme Limberg II is being constructed near the existing hydroelectric plant Glockner/Kaprun. The plant is designed for load balancing and control, whereby the two existing all-year reservoirs Mooserboden and Wasserfallboden are connected by a new penstock water path. To take the highest possible care of the environment and ecological equilibrium all these power plants have been constructed underground. The length of the new penstock water path is in total 5.400 m and consists of a penstock and a pressure shaft inclined at 45°, which discharges via the distribution pipes into the new powerhouse cavern, where the two new sets of machines each with a total generating ca-

capacity of 240 MW are installed. The connection to the Wasserfallboden reservoir is by means of a subaqueous tunnel with of length 400 m. The energy transmission is via the transformer cavern and a shaft inclined at 45° with a length of 100 m. The site of the hydroelectric power plant will be safely reachable, even in winter, via the new access tunnel from Kaprun having a total length of 5.500 m. Construction commenced in 2006 and the completion is planned for 2012.

The technical and logistical features of the project will be discussed in the lecture.

1. Das bestehende Kraftwerk

Mit dem Bau der bestehenden Kraftwerksgruppe Glockner–Kaprun wurde bereits 1938 begonnen. Die Fertigstellung erfolgte mit Mitteln des Marshall Plans im Jahr 1955. Die Oberstufe wird bereits jetzt auch für den Pumpwälzbetrieb genutzt, die in den Nachkriegsjahren festgelegte Ausbauleistung der Oberstufe entspricht jedoch nicht mehr den heutigen Anforderungen.

Die beiden Jahresspeicher Wasserfallboden und Mooserboden sind mit 85 beziehungsweise 81 Mio m³ annähernd gleich gross und weisen eine mittlere Höhendifferenz von 366 m auf. Diese sehr guten Voraussetzungen sollen jetzt durch den Bau eines zusätzlichen Pumpspeicherwerks besser genutzt werden.

2. Der Ausbau

Die ARGE PSW Limberg II, bestehend aus den Firmen Hinteregger, Östu Stettin, Porr und Swietelsky, wurde von der Verbund Austrian Hydro Power zu Jahresbeginn 2006

mit der Ausführung der Rohbauarbeiten beauftragt. Baubeginn war am 20. März 2006, die Auftragssumme beträgt 128 Mio Euro brutto.

Bild 1: Pumpspeicherwerk Limberg II



Das neue Pumpspeicherwerk Limberg II wird komplett unterirdisch errichtet, die Ausbauleistung wurde mit 480 MW festgelegt.

Der Baubereich erstreckt sich über das gesamte hintere Kapruner Tal auf eine Länge von über 10 km und einen Höhenunterschied von 1200 Höhenmetern.

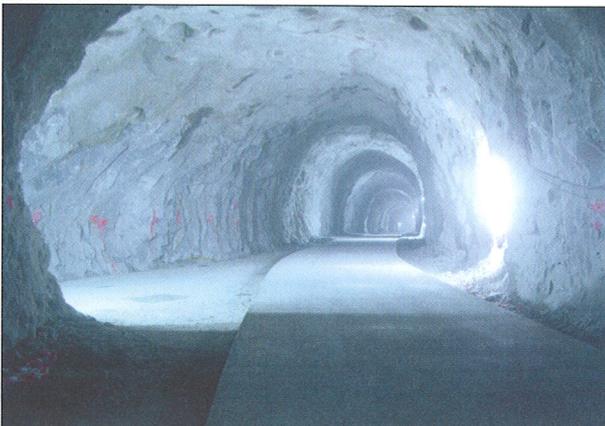
Die Hauptbauteile sind:

- Wintersichere Zufahrt bis zum bestehenden Krafthaus Limberg auf 1600 m Höhe mit einer gesamten Tunnellänge von 5400 m. Davon 4,2 km neu aufgefahren, über 1,2 km wurden bestehende Tunnel aufgeweitet.
- Krafthauskaverne und Trafokaverne mit einem Ausbruchsvolumen von 55'000 bzw. 18'000 m³
- Der Druckschacht mit einem Ausbruchsdurchmesser von 5,80 m, einer Neigung von 100 % und einer Länge von ca. 800 m.
- Der Triebwasserstollen mit einer Gesamtlänge von 4200 m und mit einem Ausbruchsdurchmesser von 7,0 m.
- Der Unterwasserstollen mit einer Länge von 460 m und einer Ausbruchskubatur von 11'000 m³.

Die Gesamtbauzeit beträgt 6 Jahre, wobei für die Erschließung ein Jahr, 2,5 Jahre für Ausbruch und Rohbau und 2,5 Jahre für den Endausbau vorgesehen waren. Diese Vorgabe macht einen Durchlaufbetrieb in Tag- und Nachtschicht, sowie einen weitgehend durchgehenden Betrieb während der Wintermonate erforderlich.

3. Bauteile

Bild 2: Zufahrtstunnel



3.1 Zufahrtstunnel

Die Zufahrtstunnel wurden mit einem Querschnitt von 30 bis 40 m² im Sprengvortrieb hergestellt und bestehende

Tunnel wurden aufgeweitet. Die mittlere Steigung beträgt ca. 12%. Die gesamte Tunnellänge von 5400 m musste im ersten Baujahr fertig gestellt werden, um die Arbeiten an den Hauptbauteilen des Kraftwerks über die Wintermonate zu ermöglichen.

3.2 Triebwasserstollen

Für den 4,2 km langen Triebwasserstollen waren ein 580 m langer Zufahrtstunnel mit Montagekaverne für die TBM und eine 300 m lange Startröhre im Sprengvortrieb herzustellen. Der verbleibende Teil des Triebwasserstollens wurde mit einer TBM mit einem Durchmesser von 7,03 m aufgefahren. Eines der Hauptkriterien für die Auswahl der Maschine stellten die Zufahrtstunnel im Strassenverlauf zwischen Wasserfallboden und Mooserboden dar, die einen nutzbaren Lichtraum von nur 3,6 m Höhe und 3,3 m Breite aufweisen. Die maximale Transportlänge betrug 12 m. Ausgewählt wurde eine generalüberholte TBM von Wirth, die ursprünglich als «schachtgängige» Maschine für den Bergwerksbetrieb gebaut worden war.

Maschinen Kenndaten und Beschreibung

Klassische Gripper-TBM mit doppelter X-Verspannung

- Durchmesser: 7,03 m
- Gesamtlänge: 240 m
- Gesamtgewicht: 865 to
- Installierte Leistung: 2'010 kW
- Vorschubkraft: 11'200 kN
- Drehzahl: 0 – 8 RPM
- Hublänge: 1,7 m
- Diskenanzahl: 51 Stk
- Diskendurchmesser: 17 Zoll

Auf der TBM können als Stützmittel Stahlbögen oder Bogensegmente, Baustahlgitter und Anker hinter dem Staubschild eingebaut werden, bei Bedarf auch Spritzbeton. Sondierbohrungen schräg aus dem Profil sind im Firstbereich möglich.

Der Vortrieb wurde im August 2007 aufgenommen, im März 2008 wurde das Ende des Vortriebs im Bereich der Wasserschloss Unterkammer erreicht. Der Vortrieb führte durch sehr unterschiedliche Gesteinsverhältnisse, die auch unterschiedliche Stützmittel erforderten. Die Demontage Untertage und der Rücktransport zur Montagekaverne konnte in nur einem Monat abgeschlossen werden.

Bild 3: Bohrkopf TBM-Triebwasserstollen



3.3 Druckschacht

Der Druckschacht wurde ebenfalls maschinell mit einem Ausbruchsdurchmesser von 5,80 m aufgefahren. Der Vortrieb startete in der Flachstrecke und schwenkte mit einem Vertikalradius von 200 m in den eigentlichen Schrägschacht mit einer Neigung von 45° und 800 m Länge ein. Der Vortrieb wurde bis in die Wasserschloss Oberkammer geführt.

Zum Einsatz kam eine für den Schrägschacht adaptierte TBM mit neu gebautem Nachläufer und Rückfallsicherung.

Technische Daten

Gripper-TBM mit doppelter Horizontalverspannung

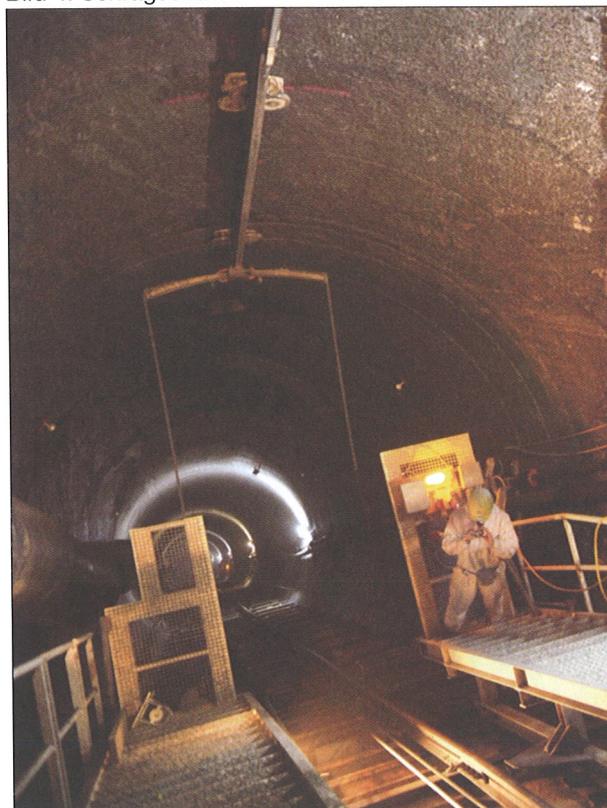
- Durchmesser: 5,80 m
- Gesamtlänge: 87 m
- Gesamtgewicht: 600 to
- Installierte Leistung: 1'680 kW
- Vorschubkraft: 8'000 kN
- Drehzahl: 0 – 10 RPM
- Steigung: 100 %

Hinter der TBM wurde eine Rückfallsicherung eingebaut, die Schutterung erfolgte in der Sohle ohne Zusatzmassnahmen, der Material- und Personentransport in einem Schrägaufzug

Der maschinelle Vortrieb mit diesem relativ grossen Durchmesser und einer Neigung von 100 % stellt eine technische Herausforderung dar. Durch den ungünstigen Materialabfluss bei der grossen Neigung kommt es zu sehr hohem Verschleiss im Bohrkopfbereich. An die Rückfallsicherung werden durch das Maschinengewicht in der Neigung bei dem grossen Durchmesser höchste Ansprüche gestellt. Meines Erachtens nach sollte bei noch grösseren Durchmessern eine mechanische Abstützung der Vortriebsmaschine nach hinten, etwa durch einen Sohlütübbing, vorgesehen werden, da sich die Kräfte, die eine Rückfallsicherung verlässlich aufnehmen kann, nicht beliebig steigern lassen.

Der Vortrieb startete im Juli 2007 und konnte im Januar 2008 abgeschlossen werden.

Bild 4: Schrägschacht

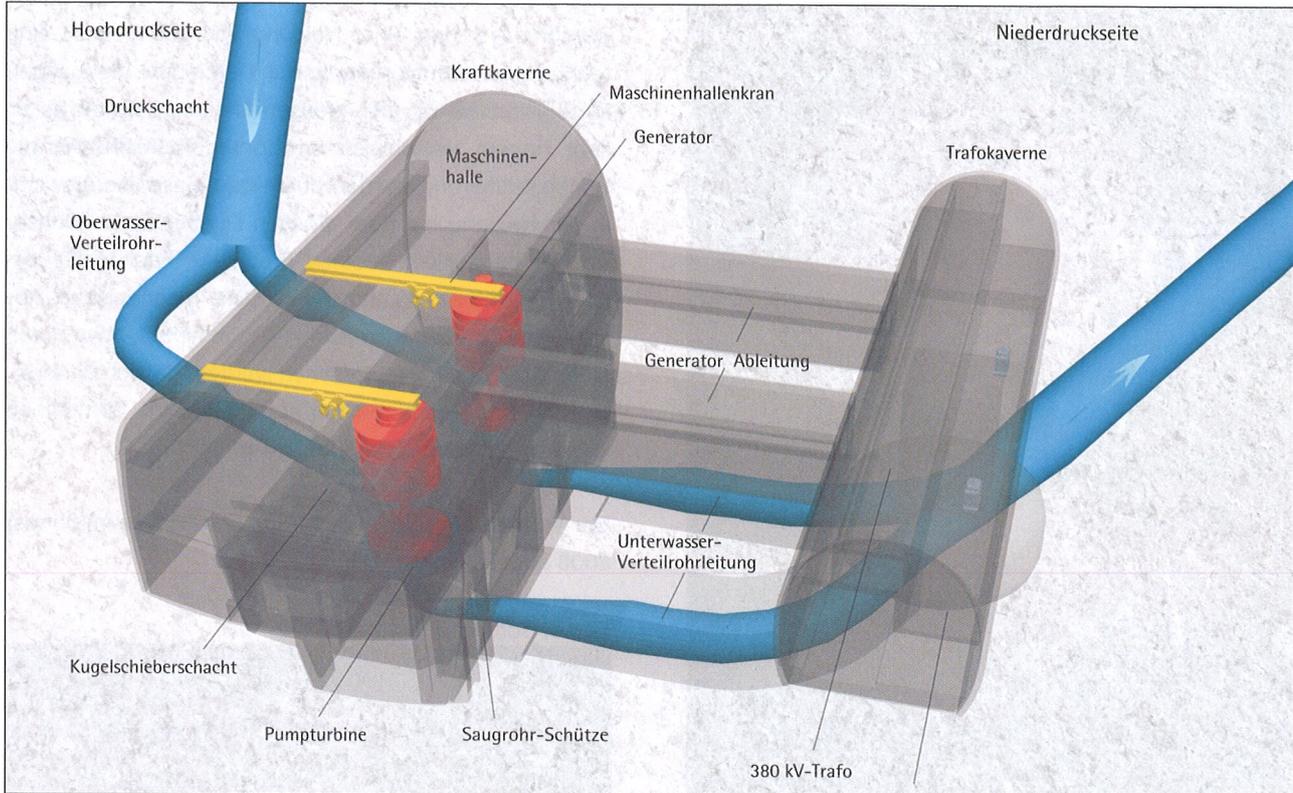


3.4 Wasserschloss-Oberkammer

Die Wasserschloss-Oberkammer liegt auf 2050 m ü. M. Dieser Baubereich wurde über eine Seilbahn erschlossen.

Der Durchschlag Druckschacht erfolgte in die Wasserschloss Oberkammer, da auch der Verbindungsschacht Unterkammer – Oberkammer als Schrägschacht ausgebildet ist.

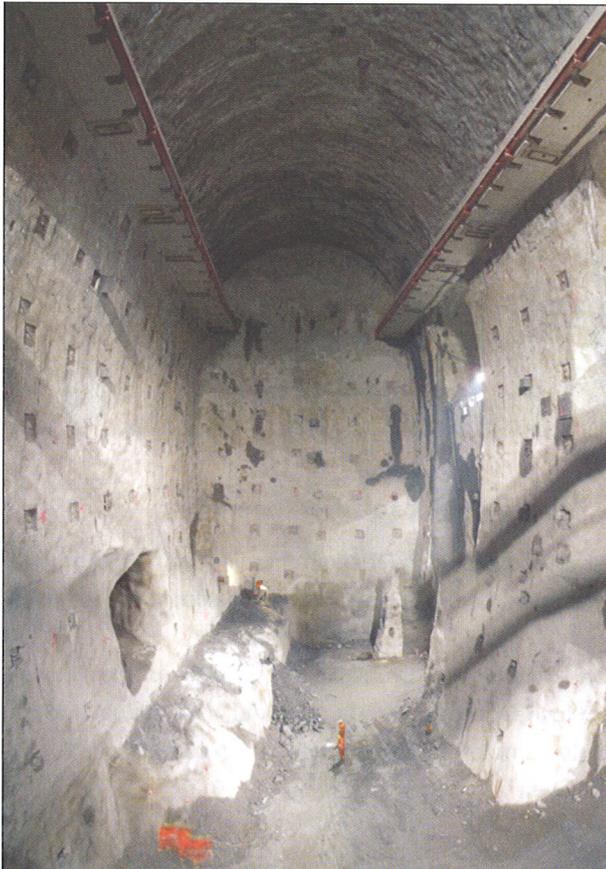
Bild 5: Kavernen-Layout



3.5 Kavernen

Die beiden Kavernen sind seit Februar 2007 in Bau.

Bild 6: Kraftkaverne Ausbruch



Die Maschinenkaverne ist 62 m lang, 25 m breit, 44 m hoch und hat ein Ausbruchsvolumen von 55'000 m³. Die kleinere Transformatorkaverne (61 x 15 x 16 m) hat ein Ausbruchsvolumen von 18'000 m³.

Die Sicherung der Kavernen, die zugleich die Auskleidung ist, besteht aus Dreigurt-Gitterträgern, drei Bewehrungslagen aus AQ 90 und 35 cm Spritzbeton, kombiniert mit einer Regelankerung aus 6 m langen SN - Ankern und 15 m langen Einstab - Dauerankern mit einer Tragkraft von 50 Tonnen.

Die maximalen gemessenen Verformungen betragen nur 5 cm.

Die Kranbahnträger wurden mit 40–45 m langen Litzen - Freispiel - Dauerankern mit einer Tragkraft von 230 Tonnen geankert.

Für den Einbau der beiden Maschinensätze werden in die Kaverne 35'000 m³ Beton eingebaut.

4. Baubetrieb - Winterbetrieb

4.1 Baustelleneinrichtung

Die Hauptbaustelleneinrichtung wurde nahe der Gletscherbahn Kaprun auf ca. 900 m Höhe errichtet. Hier be-

Bild 7: Baubüro Höhenburg, Winterlager Tübbinge



finden sich die Baubüros, Wohnlager, Kantine, Hauptwerkstätte sowie entsprechende Lagerflächen.

Für den Bereich Höhenburg befindet sich die Einrichtung beim Zugang zum Triebwasserstollen auf 1860 m Seehöhe, Baubüro und Wohnlager nahe der Sperre Mooserboden auf einer Seehöhe von 2036 m.

Bis zur Fertigstellung der neuen Zufahrtstunnel mussten alle Transporte zum Bereich Höhenburg über den Schrägaufzug Limberg mit einer Kapazität von 20 to, der für den Bau der bestehenden Kraftwerksanlage errichtet wurde, geführt werden.

Während der Sommermonate stellt das hintere Kaprunertal mit seinen bestehenden Kraftwerksanlagen eine der wichtigsten Touristenziele der Region dar. Der Touristentransport per Bus bis zum Mooserboden muss daher auch während der gesamten Bauzeit aufrecht erhalten werden, wobei dem fahrplanmässigen Busverkehr Priorität einzuräumen ist. Da während der Sommersaison mehr als 100'000 Personen diesen Bereich besuchen, stellt dies eine wesentliche logistische Herausforderung für den Baubetrieb dar.

Bild 8: Schrägaufzug Limberg



Alleine für die Sicherstellung des geregelten Baustellenbetriebs, für Transport- und Versorgungsfahrten, die Schneeräumung im Winter und die Koordinierung des Tourismusverkehrs im Sommer sind ständig 15–20 Personen eingesetzt.

4.2 Winterbetrieb

Die Höhenlage der Baustelle stellt eine weitere wesentliche Herausforderung dar. Die Einflüsse auf den Baubetrieb während der Wintermonate (von November bis Mai) sind erheblich.

Um das gedrängte Bauprogramm einhalten zu können, ist der durchgehende Betrieb über die Wintermonate unbedingt aufrecht zu erhalten.

Die höher gelegenen Baustellenabschnitte, insbesondere der Triebwasserstollen, sowie Büro und Wohnlager am Mooserboden sind in dieser Zeit nicht über die Strasse erreichbar.

Der Personentransport erfolgt über den sogenannten Winterweg, sperriges Material kann nur mit dem Hubschrauber geflogen werden.

Der Winterweg führt unterirdisch durch den Sperrbereich Limberg durch Stollen und einen Schrägaufzug in der Sperre, der im Wesentlichen nur Personentransport zulässt. Im höherliegenden Bereich führt ein Stollensystem vom Bau des Kraftwerks Glockner-Kaprun, das mit kleinen Pkws befahrbar ist, bis zu einer Seilbahn, die zum Baulager Mooserboden führt.

Das Baulager liegt auf einer Seehöhe von 2036 m, Die 1,5 km lange Zufahrt hinunter zur Baustelle des Triebwasserstollens führt durch mehrere Lawenstriche. Es wird ein

eigenes Lawinenwarnsystem für die Baustelle betrieben. Dieser Strassenabschnitt kann mit Hilfe von Lawinensprengungen meist offen gehalten werden. Für die Zeit der Sperren steht zwischen Baustelle und Wohnlager nur ein Fussweg durch die Sperre Mooserboden zur Verfügung.

Bild 9: Lawinensprengung im Bereich Höhenburg



Die Seilbahn zum Baulager muss ab einer Windgeschwindigkeit von 20 m/sek eingestellt werden. In diesem Fall müssen die Arbeiten eingestellt werden, da es keinen Rettungsweg für das Personal mehr gibt.

Im vergangenen Winter betrug die maximale Schneehöhe am Mooserboden 3,5 m, die Seilbahn musste 30-mal eingestellt werden.

Alle Baumaterialien müssen über die Sommermonate antransportiert werden und entsprechend grosse Vorratslager für die Wintermonate angelegt werden. So wurden zum Beispiel 20'000 t Betonzuschlag, 3'000 t Zement, sowie die Sohlübbinge für den gesamten Triebwasserstollen eingelagert. Ebenso müssen alle wesentlichen Ersatz- und Verschleissteile vorrätig sein.

Im letzten Winter konnte die Disposition weitgehend richtig und vollständig erfolgen, so dass nur wenige Hub-schraubereinsätze erforderlich waren.

5. Schlussbemerkung

Diese Kraftwerksbaustelle in hochalpinem Gelände ist sowohl technisch als auch logistisch äusserst anspruchsvoll. Bisher konnten alle Herausforderungen in einer stets konstruktiven Zusammenarbeit mit allen Projektbeteiligten, insbesondere mit dem Auftraggeber, gut gemeistert werden. Somit liegen die Bauarbeiten sehr gut im Zeitplan um das Bauwerk termingerecht zu übergeben.

Tunnel Engelberg – Technische Herausforderungen

Werner Kradolfer, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
Rothpletz Lienhard + Cie AG, Olten

ENGELBERG TUNNEL – TECHNICAL CHALLENGES

The roughly 4 km long tunnel for the 1 m gauge railway track from Lucerne to Engelberg replaces the steep aboveground stretch with 25 % gradient between Grafenort and Engelberg. The project solution came from a design competition. In 2001 the construction commenced both from the north, climbing in the marl and limestone, and also from the south descending in the soil stretch. The inflow of groundwater predicted for the tunnelling work was 10 l/s in the permanent state and around 1'000 l/s for the initial volumes of water in the limestone rocks susceptible to karst formations.

In approximately one half of the tunnelling, after entering the so called "Quintnerkalk", a karst source with a discharge of 110 l/s and high water pressures was driven into, which flooded the tunnel and the railway track at the north portal. A good half a year later the tunnel collapsed 150 m behind the working face and a huge mass of water, mud and scree poured into the tunnel. At the place of collapse, in the region an approx. 2 m thick disturbance zone in the Quintner limestone, a cave around 300 m³ in size had been eroded. After repair

work and partial filling of the opening and the breakthrough in October 2004 the tunnel lining collapsed again during the catastrophic flooding in September 2005 at the same zone of disturbance, with even greater volumes of water and even greater damage. The tunnel structure was provisionally made safe with a side cavern and a 43 m high shaft, by means of which the water pressure on the structure should be limited. Some people spoke of a discharge of water of well over 1'000 l/s and theoretically possible water pressures of up to 70 bar and so in some quarters doubts were raised as to whether or not the tunnel could ever be completed. In spring 2006 a cessation of construction work and the termination of the project was decreed.

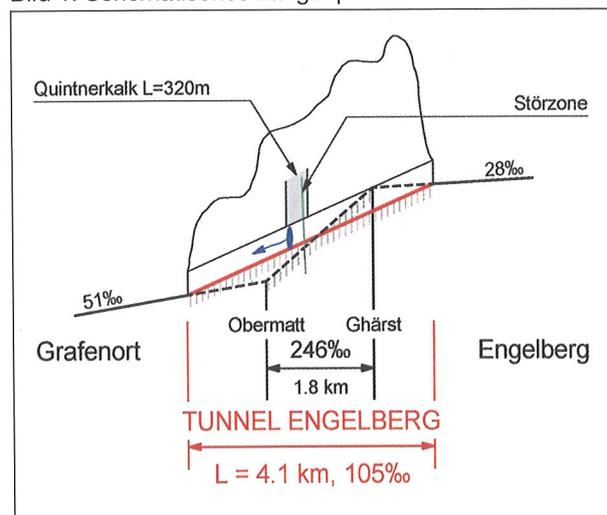
The lecture will report on the search for a solution and the technical measures by means of which the disturbance zone and the presence of water in the Quintnerkalk can be overcome and shows the current state of progress after the resumption of activities in November 2007.

1. Einleitung

Die meterspurige Zentralbahn von Luzern nach Engelberg überwindet kurz vor Engelberg eine Geländestufe von 400 Metern Höhendifferenz mittels einer offenen Steilrampe von 25 % Neigung im Zahnradbetrieb. Aus einem Projektwettbewerb war im Jahre 1992 eine Lösung für den Ersatz der Steilrampe mit einem 4'100 m langen Tunnel mit Neigung von 10,5 % hervorgegangen. Der Baubeginn für den Tunnel erfolgte 2001.

Nach heutigem und hoffentlich definitivem Stand kostet der Tunnel rund CHF 100 Mio mehr als veranschlagt und wird anstatt 2006 erst Ende 2010 mit 5 Jahren Verspätung in Betrieb gehen. Was ist geschehen?

Bild 1: Schematisches Längensprofil



2. Tunnelbau und Wassereinbrüche

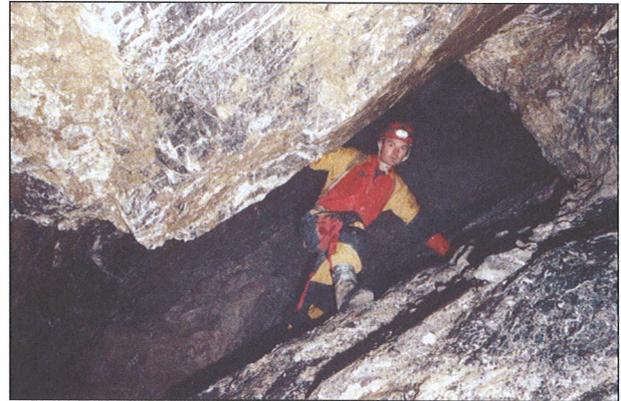
Nach rund 1'700 Metern steigendem Vortrieb von Norden her, vorwiegend in den Mergeln, traf man im Sommer 2002 beim Eindringen in die sogenannten Quintnerkalke auf eine grosse Karstquelle von 110 l/s Schüttung und hohem Druck. Der Tunnel und die Bahn- gleise beim Nordportal wurden überschwemmt. Die Quintnerkalke bestehen aus einer mehrere Hundert Meter mächtigen Serie von stark unterschiedlich gebankten feinkörnigen Kalken mit eingeschalteten Wechsellagerungen von dünnen Mergel- und Tonschichten. Diese Strecke von rund 320 m Länge konnte nach Bewältigung des Wassereinbruches im folgenden Winter 2002/2003 ohne aussergewöhnliche Probleme durch Bergwasser aufgefahren werden.

Bild 2: Erster Wassereinbruch beim Eindringen in die Quintnerkalkstrecke



Nach der Durchörterung der Quintnerkalkstrecke brach der Tunnel 150 m hinter der Ortsbrust, im Bereich einer etwa 2 m mächtigen kakeritischen Störzone der Quintnerkalke jedoch ein. Anfängliche Versuche, das nachgebende Spritzbetongewölbe zu spriessen, blieben ohne Erfolg. Es ergoss sich eine gewaltige Wasser-, Schlamm- und Geröllmasse in den Tunnel, mit Abflussmengen von über 800 l/s, wälzte sich zum Portal und setzte die Umgebung und das Bahngleis unter Wasser und Schlamm. Die geschätzte Materialmenge betrug 700 bis 1'000 m³. An der Einbruchstelle war eine Höhle von rund 300 m³ auserodiert. Das Tunnelprofil wurde in der Folge in der Quintnerkalkstrecke – anstatt hufeisenförmig – kreisrund mit Durchmesser 8,5 m ausgebildet. Die bis 80 cm starke einschalige Tunnelverkleidung aus Spritzbeton wurde auf einen Wasserdruck von 20 bar bemessen. Nach der Reparatur und Teilverfüllung des Hohlraumes erfolgte der Durchstich zum vom Süden her fallenden Vortrieb im Oktober 2004.

Bild 3: Blick in die beim 2. Wassereinbruch entstandene Karsthöhle



Fakten zum Tunnel Engelberg

| | |
|------------------------------|-----------------------|
| Tunnellänge: | 4'100 Meter |
| Steigung: | 105% (Zahnradbetrieb) |
| Kostenvoranschlag 1996: | CHF 68 Mio. |
| Effektive Kosten Stand 2008: | CHF 176,5 Mio. |
| davon Teuerung: | CHF 30 Mio. |
| Vorgesehene Bauzeit: | 2001–2006 |
| Inbetriebnahme aktuell: | Dezember 2010 |

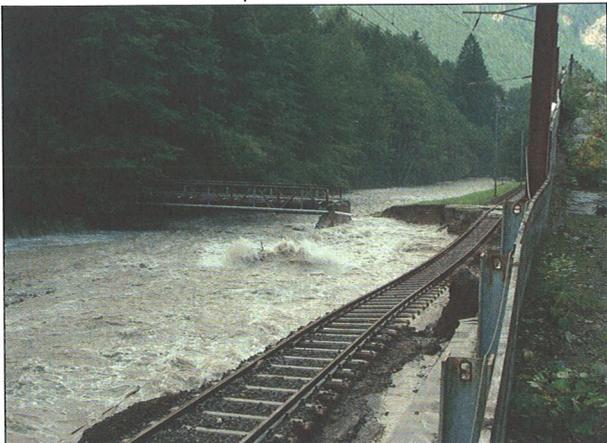
Ziele des Neubauprojektes

- Erhöhung der Kapazität von 400 auf 1'000 Personen/Stunde
- Fahrzeitverkürzung; damit nur noch 2 Zugkompositionen anstatt 3 zur Gewährleistung des Stundentaktes
- Keine Spezialfahrzeuge mehr für die Steilrampe
- Weniger Unterhalt und Schneeräumung

Doch nicht genug, beim verheerenden Hochwasser im September 2005, das weite Teile der Zentralschweiz und insbesondere auch das Engelbergertal traf, brach das verstärkte Tunnelgewölbe bei derselben Störzone erneut ein, mit noch grösseren Wassermengen und noch grösserem Schadenausmass. Die Karsthöhle hatte sich durch Erosion der Störzone auf 160 m Länge ausgedehnt und umfasste nun ein Volumen von über 1'000 m³. Die Tunnelsohle am oberen Ende der Quintnerkalkstrecke hatte sich um bis zu 50 cm angehoben. Da die Lösungssuche zur Beherrschung des Gebirgswassers längere Zeit beanspruchen würde, mussten rasch provisorische Massnahmen zur Sicherung des Tunnels vor weiteren Schäden getroffen werden, und zwar im folgenden Winter 2005/2006, da in der kalten Jahreszeit die Gebirgswasserabflüsse gering sind und erst mit der Schneeschmelze im Frühjahr wieder massiv ansteigen. In erster Priorität war der Wasserdruck auf das Tunnelbauwerk zu begrenzen. Als provisorische Massnahme wurde dazu eine grosse Seitenka-

verne erstellt und ein 43 m hoher Schacht hochgetrieben, der die Karsthöhle durchstößt. Im Schacht wurden drei Überlaufrohre angebracht und die Kaverne gegenüber dem Tunnel mit einem Betonpfropfen verschlossen. Steigt nun der Gebirgswasserspiegel im Schacht auf über 30 m Höhe über den Tunnel an, so entlastet das Wasser durch die Rohre in den Tunnel und der Druck wird begrenzt. Dieses Provisorium hat bis im Sommer 2007 funktioniert, inzwischen aber versagt.

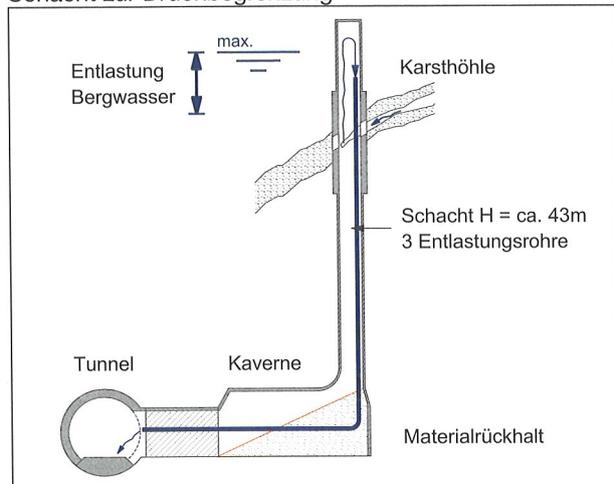
Bild 4: Hochwasser September 2005, beschädigte Bahntrasse beim Nordportal



Nach dem Hochwasser 2005 sprachen einzelne Stimmen von möglichen Wassermengen in der Quintnerkalkstrecke mit der Störzone von weit über 1'000 l/s und theoretisch möglichen Wasserdrücken bis 70 bar und es kamen da und dort Zweifel an der Fertigstellung des Tun-

nels auf. Im Frühjahr 2006 wurde ein Bau- und Projektierungsstopp verfügt, um die Situation mit Kosten- und Terminfolgen zu analysieren und Weichen neu zu stellen.

Bild 6: Schnitt durch die seitliche Kaverne mit dem Schacht zur Druckbegrenzung



Als eine wesentliche organisatorische Massnahme wurde die Gesamtprojektleitung verstärkt, um eine neue Basis für die Weiterführung des Projektes zu schaffen. Wegen den langen Lieferfristen für Ausrüstungen der Bahntechnik mussten bereits getätigte Anzahlungen in Millionenhöhe rechtlich abgesichert werden und die langfristige Lagerung der bereits fabrizierten Schienen und Zahnstangen bei Lieferanten und bei der Zentralbahn musste sichergestellt werden. Die Besteller der Anlage, die Bauherren, die Aufsichtsbehörden und die Politik verlangten

Bild 5: Schematischer Schnitt durch die Karsthöhle nach dem 3. Wassereinbruch; der Tunnel befindet sich links unten (Aufnahme Höhlenforscher-Gemeinschaft Unterwalden)

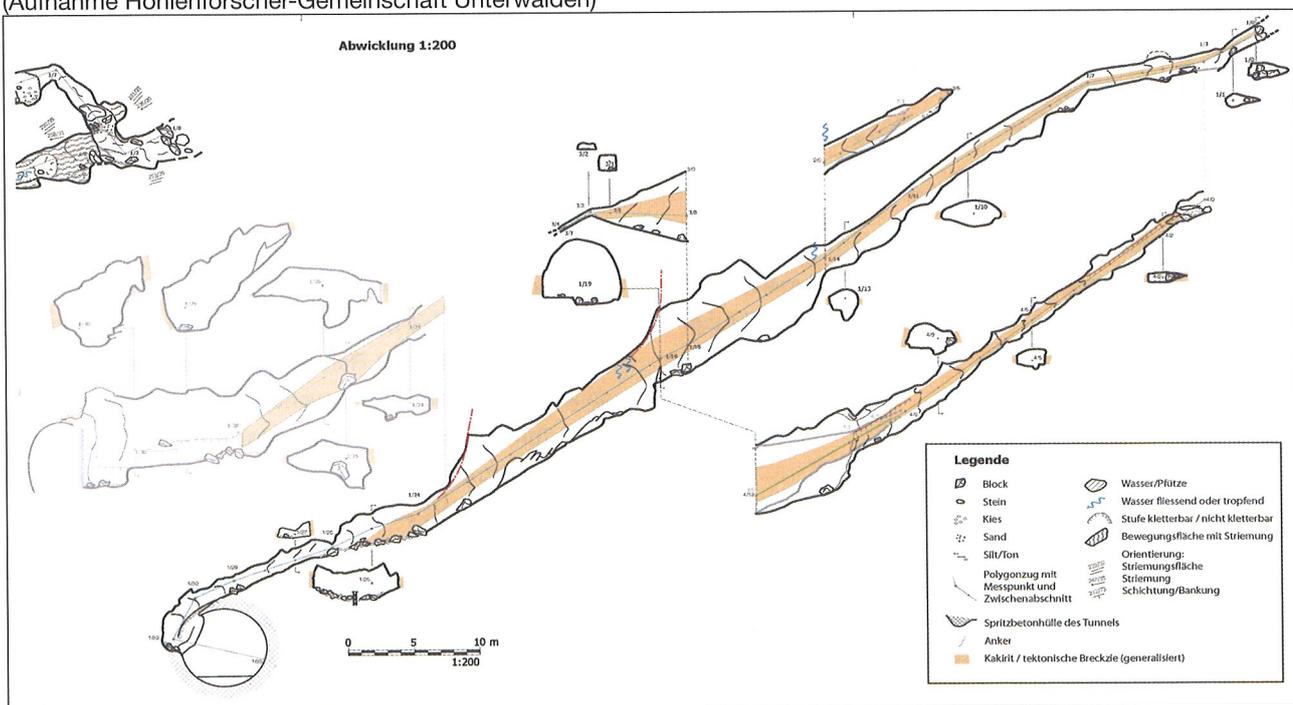


Bild 7: Geologischer Befund Längenprofil (Dr. H.-J. Ziegler, SKH)

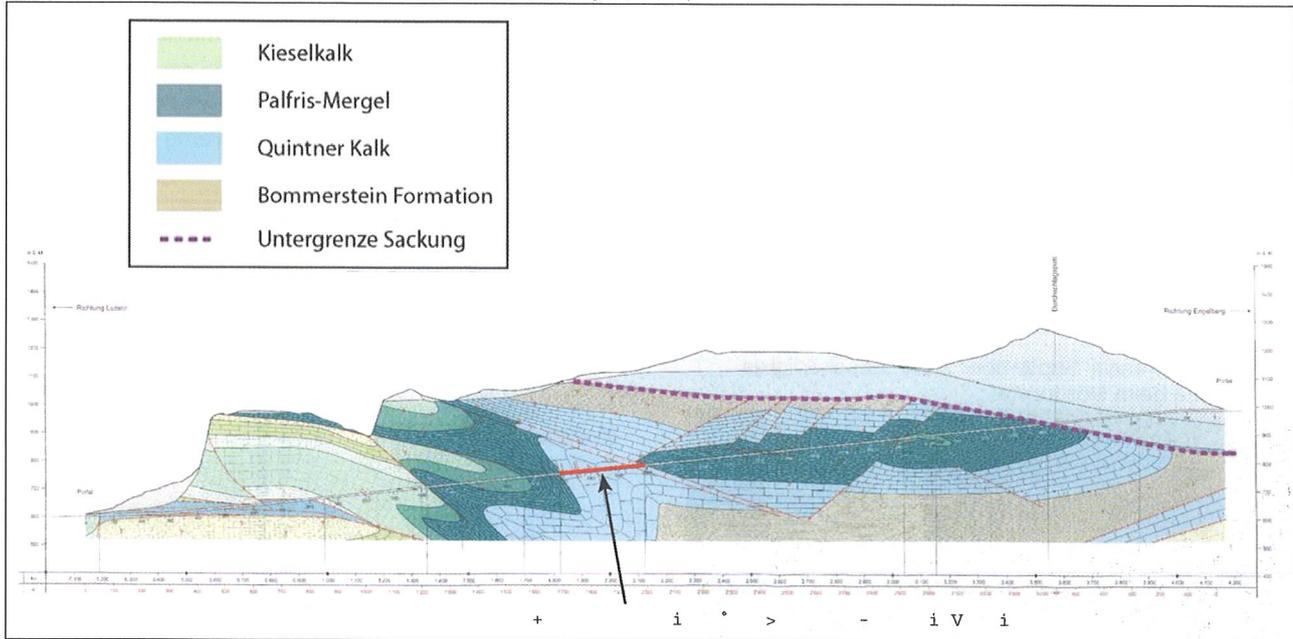
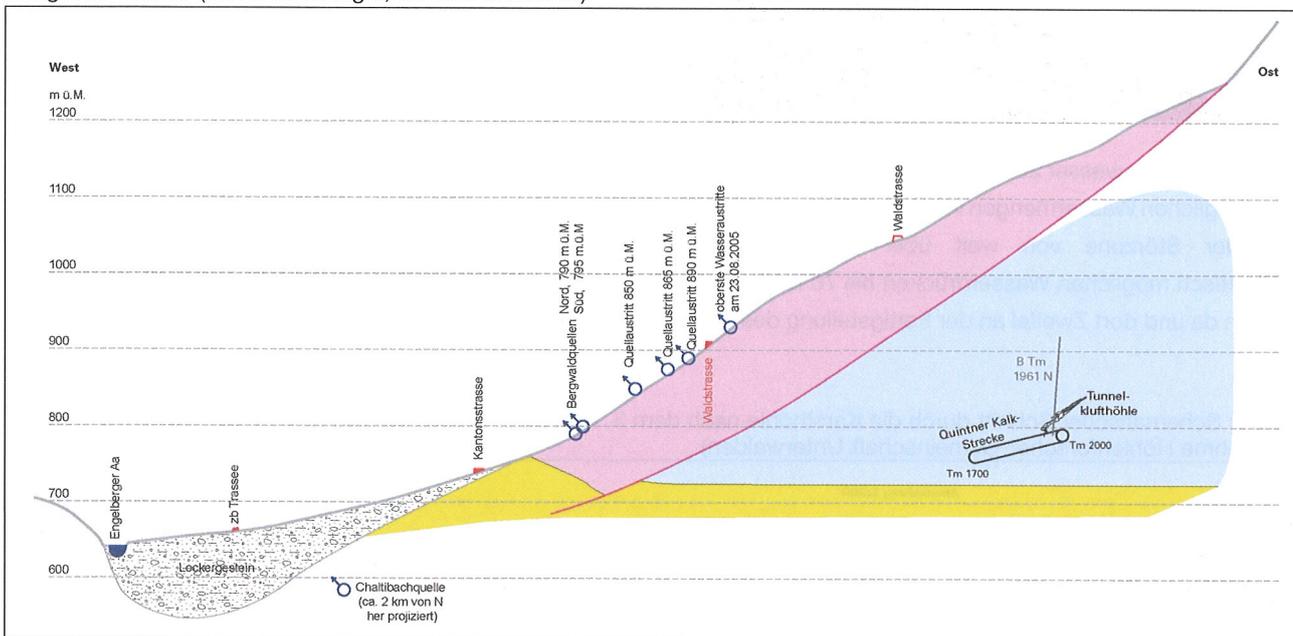


Bild 8: Querprofil Quintnerkalkstrecke; über dem Quintnerkalk befindet sich eine Sackungsmasse, darunter der Palfris-Mergel als Stauer (Dr. A. Wildberger, Dr. von Moos AG)



eine Klärung der Verantwortlichkeiten. Dazu wurden Aufnahmen zur Beweissicherung gemacht und Expertenberichte in Auftrag gegeben. Diese länger währende Klärung ist zur Zeit noch im Gange.

3. Technische Lösungen

Die erste Fragestellung auf der Suche nach technischen Lösungen galt den Projektgrundlagen. Es war zu beantworten, mit welchen Wasserzuflüssen und Wasserdrücken in der Quintnerkalkstrecke zu rechnen sei. Dazu wurde ein hydrogeologisches Baugrundmodell in Auftrag gegeben,

das sich auch auf neue Erkenntnisse aus umfangreichen Färbversuchen in diesem weiträumigen Karstgebiet abstützen konnte. Die Modellrechnung wurde auf Basis von finiten Elementen und Röhren ausgeführt. Ergebnis war, dass als Dimensionierungswerte im Falle eines abgedichteten Tunnels mit einem Wasserdruck von 54 bar und bei einem voll drainierenden Ausbau mit einem Wasseranfall von rund 1'100 l/s zu rechnen ist.

Im nächsten Schritt suchten die Projektgenieure die technischen Lösungen. Die Variante mit druckhaltigem Ausbau, das heisst einem voll abgedichteten Tunnel, stösst an die Grenzen der technischen Erfahrungen. Ein

Tunnelgewölbe mit einer errechneten Stärke von rund 1,5 m wäre noch ausführbar. Hingegen würde wegen dem enormen Gradienten des Wasserdrucks, der innerhalb dieser 150 cm Beton abgebaut würde, die Zugspannung des Betons überschritten und es würden Abplatzungen an der Gewölbeoberfläche auftreten. Eine Abdichtung des Tunnels mittels Kunststoffolie zwischen Gebirge und Betongewölbe wäre nicht machbar, da die Festigkeit des Kunststoffs dem enormen Druck nicht nachweisbar standhalten könnte. Also käme eine Abdichtung aus Stahlblech in Frage. Diese wiederum wurde wegen den enormen technischen Schwierigkeiten beim Einbau der schweren und steifen Bleche, die an Ort verschweisst werden müssten, und der Korrosionsgefahr verworfen. Eine Zwischenlösung mit einer Druckbegrenzung durch Einbau eines Stollensystems oberhalb des Tunnels würde das Problem ebenfalls nicht lösen können. Um den Druck auf ein einfach beherrschbares Mass reduzieren zu können, dürfte das System höchstens 50 bis 100 m oberhalb des Tunnels liegen. Dann wäre der Wasserdruck für dieses Stollensystem immer noch äusserst hoch und damit das Problem nicht wirklich gelöst. Zudem wäre die Wahrscheinlichkeit nicht zu unterschätzen, dass trotz ausgedehntem Stollensystem nicht alle Wasserläufe erfasst würden. Auch wäre mit einem enormen baulichen Aufwand zu rechnen.

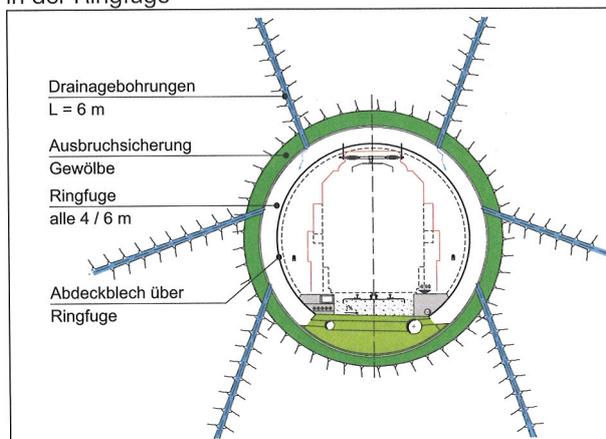
Mit der noch verbleibenden drainierenden Lösung tritt ausserordentlich viel Wasser in den Tunnel ein. Dabei ist sicherzustellen, dass das Wasser rund um das Tunnelgewölbe dauerhaft entspannt wird und keine weiteren Auswaschungen und Erosionen aus dem Gebirge auftreten können. Die Lösung hat aber den grossen Vorteil, dass im Extremfall, bei Überschreiten der Dimensionierungswerte, der Tunnel wohl überflutet, das Tragsystem jedoch nicht versagen würde. Dies ist bei den andern beiden Lösungen nicht der Fall.

Aus diesen Gründen wurde für die Umsetzung die drainierende Lösung gewählt. Im kreisrunden Tunnelprofil wird eine bewehrte Betonverkleidung von 50 cm Stärke eingebaut. Im Bereich der Querung der Störzone beträgt die Stärke 70 cm. Zwischen der Ausbruchsicherung aus Spritzbeton und der Verkleidung wird eine flächenhafte Drainageschicht von 5 cm in Form einer Noppenfolie verlegt. Damit der Druckabbau nicht in unmittelbarer Nähe des Tunnelgewölbes erfolgt, werden 350 sechs Meter lange radiale Bohrungen in den Fels getrieben. Jene Bohrungen, die die Störzone durchdringen, werden verrohrt ausgeführt, um eine Erosion von Material zu verhindern. Jene, die nur in die Störzone eindringen wür-

den, werden verkürzt ausgeführt. Entwässert wird das Drainagesystem über 50 cm breite Ringfugen in der Tunnelverkleidung, in denen auch die Drainagebohrungen angeordnet sind. Der Abstand der Ringfugen beträgt 6 m, im Bereich der Störzone 4 m. Die Ringfugen werden mit Blechen abgedeckt und an die Tunnelentwässerung angeschlossen.

Als Folge der grossen Wassermengen muss auch die Kapazität der bereits erstellten Tunnelentwässerung auf den 1'700 m Strecke zwischen den Quintnerkalken und dem Nordportal von 600 l/s auf 1'100 l/s erhöht werden. Anstatt das bereits gebaute Rohr der Bergwasserleitung von 400 mm Durchmesser durch ein grösseres mit 550 mm zu ersetzen, wird anstelle der Tunnelwasserleitung von 200 mm Durchmesser, die noch nicht gebaut ist, eine grössere von 400 mm erstellt. Diese wirkt im Hochwasserfall, an wenigen Tagen im Jahr, als Mischwasserleitung. Sie wird beim Tunnelportal in den Vorfluter entlastet.

Bild 9: Querschnitt durch das Tunnelgewölbe in der Ringfuge

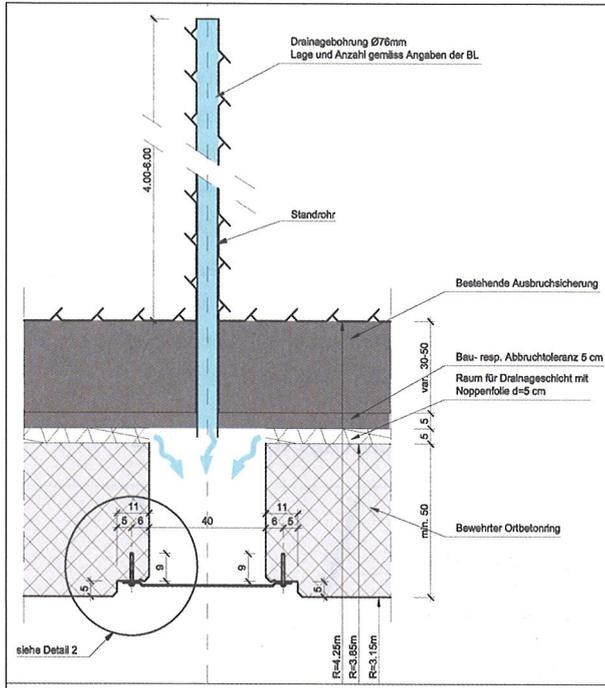


4. Bauablauf, Termine

Nach Vorliegen der Bewilligung der Projektänderung durch die Aufsichtsbehörde, der Plangenehmigungsverfügung des Bundesamtes für Verkehr, und der Kreditgenehmigung durch die Kantone, konnten letzten November nach Rückgang des Bergwassers auf rund 30–50 l/s die Arbeiten in der Quintnerkalkstrecke wieder aufgenommen werden. Als erstes wurden die Stahleinbauten entfernt und die Spritzbetonsicherung teilweise abgebrochen, so dass das Profil für den Einbau der Tunnelverkleidung frei ist. Zweite und wichtigste Arbeit war das Erstellen der 350 Drainagebohrungen. Dabei hat sich gezeigt, dass die Grenzen der 2 m mächtigen Störzone nicht eindeutig erkannt werden konnten. Es gibt keinen scharfen Übergang zwischen kompaktem Kalk und beanspruchtem Material. Schlussendlich wurden die Stahlbögen als provisorische Massnahme im

Bereich der Störzone wieder eingebaut. Die Arbeiten wurden termingerecht im April 2008, vor Eintritt der Schneeschmelze abgeschlossen. Im nächsten Winter 2008/2009 werden mit dem Einbau des Innengewölbes (Tunnelverkleidung) die Rohbauarbeiten in der Quintnerkalkstrecke fertiggestellt.

Bild 10: Detail der Ausbildung der Ringfugen (Horizontalschnitt)



Anschliessend folgt der Einbau der Tunnelsohle und der Bankette mit der vergrösserten Tunnelwasserleitung und dem Kabelblock. Im September 2009 kann mit dem Einbau der bahntechnischen Anlagen (Gleis, Weichen, Fahrleitung, Kabel, Sicherungsanlagen usw.) begonnen werden. Somit steht der Tunnel im Dezember 2010 für die Inbetriebnahme bereit. Voraussetzung dazu ist allerdings, dass die Kälteperiode im Winter 2008/2009 rechtzeitig beginnt und im Frühjahr 2009 keine frühzeitige Schneeschmelze eintritt. Können die Arbeiten in der Quintnerkalkstrecke nicht fertig gestellt werden, so verschiebt sich die Fertigstellung und Inbetriebnahme um ein Jahr.

5. Messung und Überwachung

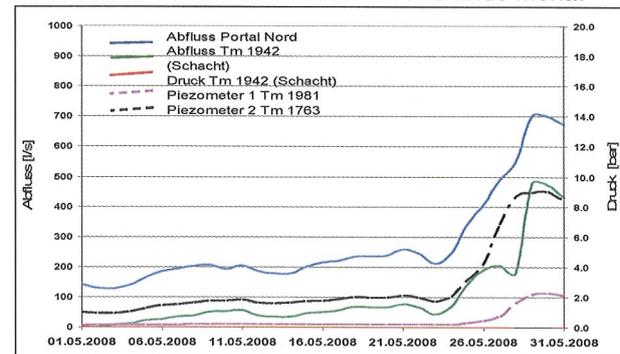
Der Tunnel wird seit den Wassereintrüben durch kontinuierliche Abflussmessungen und Druckmessungen überwacht. Ein Frühwarnsystem und ein Massnahmenplan, die auf Meteo-Prognosen beruhen, sollen verhindern, dass beim Weiterbau im Tunnel Material und Personen von Hochwasser betroffen werden können. Die Schneeschmelze im vergangenen Frühjahr ist relativ spät,

erst Ende Mai, dafür sehr rapide und überlagert von Niederschlagsereignissen eingetreten. Der Wasserzufluss im Tunnel betrug rund 750–850 l/s. Obwohl das Innengewölbe noch nicht eingebaut ist, sind keine Schäden aufgetreten. Das Drainagekonzept hat sich bewährt. Gemäss einer Auflage der Bewilligungsbehörde wird ein zusätzliches Messkonzept umgesetzt, das nach der Fertigstellung des Tunnels über einige Jahre Wasserabflüsse und Wasserdrücke erfassen kann. Damit sollen die für die Dimensionierung von Gewölbe und Drainagesystem angenommenen Werte bestätigt werden.

Bild 11: Blick in die im Bereich der Störzone mit Einbaubogen provisorisch gesicherte Quintnerkalkstrecke



Bild 12: Gemessene Abflusswerte Mai 2008; gut erkennbar ist der Einfluss der Schneeschmelze Ende Monat



Vor dem Hintergrund der Schwierigkeiten und Herausforderungen in diesem Projekt war und ist es äusserst wichtig, das Vertrauen von Bevölkerung, Behörden und Politik wiederzugewinnen und zu behalten. Dazu wurde ein umfangreiches Informationskonzept umgesetzt. Hoffen wir, dass die mehrfach geäusserten Bedenken zur Sicherheit des Bauwerks bei der Eröffnung im Dezember 2010 endgültig ausgeräumt sein werden.

Die Durchmesserlinie in Zürich: Von der Idee zur Realisierung

Roland Kobel, Dipl. Bauing. HTL; SBB AG Infrastruktur Projektmanagement Durchmesserlinie, Zürich
 Martin Bosshard, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Basler & Hofmann, Zürich

THE PROJECT «DURCHMESSERLINIE», ZÜRICH: FROM THE IDEA TO EXECUTION, KNOWLEDGE GAINED AND LESSONS LEARNED

To improve the rail services within the economic area of Zurich, the Swiss Federal Railways and the canton of Zurich decided on the need for a new twin-track rail connection passing straight through the centre of the city of Zurich. This new, so called «Durchmesserlinie», route starts on the western boundary of the city of Zurich. At first it runs along the existing access railway line to Zurich main station. But then it passes over two newly constructed single-track viaducts in the region of Altstetten and proceeds as far as the Langstrasse (a main street in downtown Zurich). Immediately in front of the main station the «Durchmesserlinie» goes underground in order to merge with the new underground station Löwenstrasse. The following approximately 5 km long Weinberg tunnel ends at the northern boundary of Zurich, where the «Durchmesserlinie» joins once again the existing railway network, i.e. the part that serves Zurich Airport.

The capital expenditure for the «Durchmesserlinie» amounts in total to 2.031 billion Swiss Francs (Price Basis 04/2005). The Swiss Confederation and the Swiss Federal Railways are covering $\frac{2}{3}$ of the costs and the Canton Zurich $\frac{1}{3}$.

The new 4-track underground «through-traffic» railway station «Löwenstrasse» is located beneath the existing main station of Zurich and is being constructed using the dig-and-cast construction method. The main challenge is the permanent maintenance of rail operations of the 20 tracks of the existing main station. A creative solution is necessary to cross under the river Sihl with the «through-traffic» station. It has a length of 580 m, a width of 45 m, with an excavation line of 800 m².

The Weinberg tunnel, with a length of approx. 5 km, has a diameter of 11.3 m and is being driven over practically its whole length in molasse. The last 250 m are very challenging with the difficult geological conditions, the undercrossing of the river «Limmat» together with the need to pass under one of the main traffic hubs of Zurich. For this reason the mixed-shield TBM was selected, which will be adapted from a hard-rock TBM to a hydro-shield TBM.

1. Zusammenfassung

In der Schweiz wird für die kommenden Jahrzehnte eine markante Zunahme des Bahnverkehrs erwartet. Um diese Zunahme bewältigen zu können, wird der Hauptbahnhof Zürich mit einem neuen unterirdischen Durchgangsbahnhof – dem Bahnhof Löwenstrasse – erweitert. Dieser soll über den neuen Weinbergtunnel an das bestehende Netz der Schweizerischen Bundesbahnen SBB angeschlossen werden. Mit Inbetriebnahme dieser so genannten Durchmesserlinie im Jahr 2013 gewinnt der Wirtschaftsstandort Zürich an zusätzlicher Attraktivität. Die Investitionskosten für dieses Projekt belaufen sich auf rund 2.031 Mia.

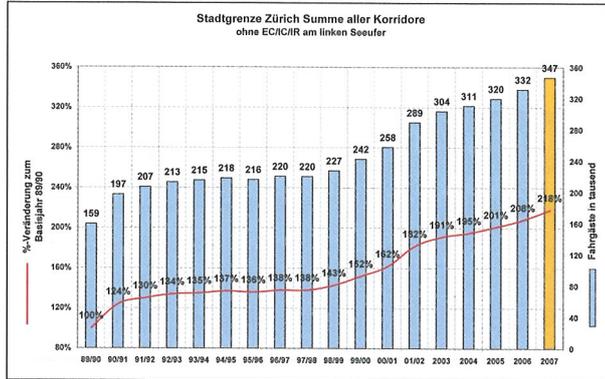
Schweizer Franken. Nachfolgend wird das Gesamtprojekt im Überblick vorgestellt und der Weinbergtunnel eingehend besprochen. Der Durchgangsbahnhof Löwenstrasse wird bei anderer Gelegenheit vorgestellt.

2. Allgemeiner Projektbeschrieb

Für die kommenden Jahrzehnte wird in der Schweiz, und besonders in Zürich, eine markante Zunahme des Bahnverkehrs erwartet. An der Stadtgrenze hat sich seit der Einführung der S-Bahn (Mai 1990) die Personenfrequenz mehr als verdoppelt. Erfreulicherweise zeigt der Trend,

dass diese Nachfrage weiter anhält. Damit aber diese zusätzlichen Mobilitätsbedürfnisse befriedigt werden können, sind weitere Ausbauten sowohl im Stadtbereich als auch im Wirtschaftsraum Zürich unumgänglich.

Bild 1: Nachfrage S-Bahn 1989–2007, Querschnitt Stadtgrenze, ohne Fernverkehr. (Quelle: SBB AG)

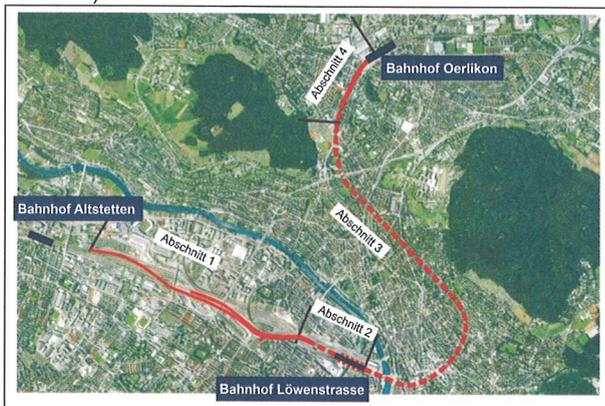


Die Schweizerischen Bundesbahnen SBB und der Kanton Zürich haben sich deshalb entschlossen, eine neue zweispurige Eisenbahnverbindung mitten durch die Stadt Zürich mit einem viergleisigen unterirdischen Durchgangsbahnhof zu realisieren. Im September 2001 wurde vom Stimmvolk des Kantons Zürich eine Kostenbeteiligung von 40% an den Investitionskosten mit einem Ja-Stimmenanteil von 82% angenommen.

Im September 2008 wurde die Finanzierung neu geregelt. Bund, Kanton Zürich und SBB tragen je 1/3.

2.1 Durchmesserlinie

Bild 2: Die Durchmesserlinie (rot): Neue Verbindung zwischen Bahnhof Altstetten und Bahnhof Oerlikon über Bahnhof Löwenstrasse und Weinbergtunnel. (Quelle: SBB AG)



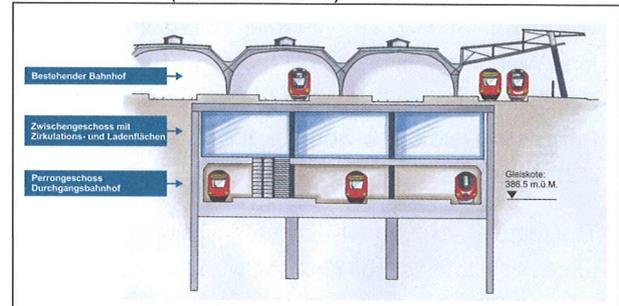
Die neue Linie – als Durchmesserlinie bezeichnet – beginnt am westlichen Stadtrand von Zürich beim Bahnhof Altstetten und verläuft von dort entlang der bestehenden Zufahrtsstrecke zum Hauptbahnhof Zürich. Unmittelbar

vor dem Hauptbahnhof taucht sie in den Untergrund ab, um in den neuen unterirdischen Bahnhof Löwenstrasse einzumünden. Der nachfolgende rund 5 Kilometer lange Weinbergtunnel endet am nördlichen Stadtrand beim Bahnhof Oerlikon, wo die Durchmesserlinie wieder in das bestehende Streckennetz Richtung Flughafen Zürich und Ostschweiz eingebunden wird.

2.2 Durchgangsbahnhof Löwenstrasse

Der künftige Bahnhof Löwenstrasse verfügt über vier Gleise mit zwei Mittelperrons. Diese sind für den S-Bahnverkehr als auch für Fernverkehrs-Züge vorgesehen. In den Spitzenzeiten können alle zwei Minuten 400 Meter lange Doppelstockzüge mit maximal 2000 Passagieren einfahren. Im Zwischengeschoss oberhalb des neuen Perrongeschosses sind die Zirkulationsflächen für die Bahnkunden angeordnet. Drei grosszügige Passagen quer zum Bahnhof und verschiedene gut platzierte Aufgänge ermöglichen kurze Umsteigewege in alle Teile des Hauptbahnhofes. Sie verbinden auch den ganzen Bahnhof optimal mit der Stadt.

Bild 3: Querschnitt durch den geplanten Bahnhof Löwenstrasse (Quelle: IG ZALO)



Die Festlegung der vertikalen Lage des unterirdischen Bahnhofes wird durch zwei massgebende Objekte bestimmt: Der Fluss Sihl, der unter dem oberirdischen Hauptbahnhof durchfliesst, muss unterquert werden. Zudem muss Raum freigehalten werden für den allfälligen späteren Bau eines vierspurigen Autobahntunnels. Dadurch ist eine Gleislage von 16 Metern unter der Oberfläche vorgegeben.

Die Randbereiche der Zirkulationsflächen werden als Standorte für Läden genutzt. Die bestehenden Verkaufsflächen im Hauptbahnhof Zürich gelten als umsatzstärkste Standorte der Schweiz und sind entsprechend begehrt. Die insgesamt 28'000 Quadratmeter bilden das grösste Shoppingcenter der Schweiz mit eigenem Bahnanschluss.

Bild 4: Lage des Durchgangsbahnhofs Löwenstrasse (rot umrahmt) mit Zirkulations- und Ladenflächen im Zwischengeschoss (grün) (Quelle: IG Zalo)



2.3 Weinbergtunnel

Gemäss den Nutzungsvorgaben der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) muss der doppelspurige Weinbergtunnel auf eine maximale Ausbaugeschwindigkeit von 120 km/h ausgelegt werden. Zusätzlich sind an beiden Tunnelenden doppelte Spurwechsel vorzusehen, die mit mindestens 40 km/h bzw. 65 km/h befahrbar sein müssen.

In einer umfassenden Risikoanalyse wurden verschiedenste Tunnelsysteme wie zum Beispiel Doppelspurtunnel, zwei Einspurtunnel und Tunnel mit parallelem Sicherheits- und Fluchtstollen einander gegenübergestellt. Entscheidend für die Risikobeurteilung war die Tatsache, dass im Weinbergtunnel kein Güterverkehr und somit auch keine Gefahrguttransporte vorgesehen sind. Im Variantenvergleich zeigt sich, dass die Variante Doppelspurtunnel mit Notausgängen alle 1000 Meter das beste Kosten-Nutzen-Verhältnis aufweist. Das Bundesamt für Verkehr (BAV) legte in der Baubewil-

ligung den maximalen Abstand der Notausgänge allerdings auf 500 Meter fest, damit bei einem Nothalt im Tunnel die Fluchtdistanz nicht mehr als 250 Meter beträgt. Diese Variante bildete die Grundlage für die weitere Projektbearbeitung.

3. Geologisch-geotechnische Verhältnisse

3.1 Weinbergtunnel

Molassefelsstrecke

Ab dem nördlichen Portal beim Bahnhof Oerlikon verläuft der Weinbergtunnel auf den ersten rund 4300 Metern durchgehend in der Oberen Süsswassermolasse. Der Molassefels besteht im Raum Zürich aus einer Wechsellagerung von Sandstein, Siltstein und Mergel mit fließenden Übergängen zwischen den einzelnen Gesteinstypen.

Auf den ersten 500 bis 600 Metern ist mit einem bis zu 10 Meter mächtigen Glimmersandsteinkomplex zu rechnen,

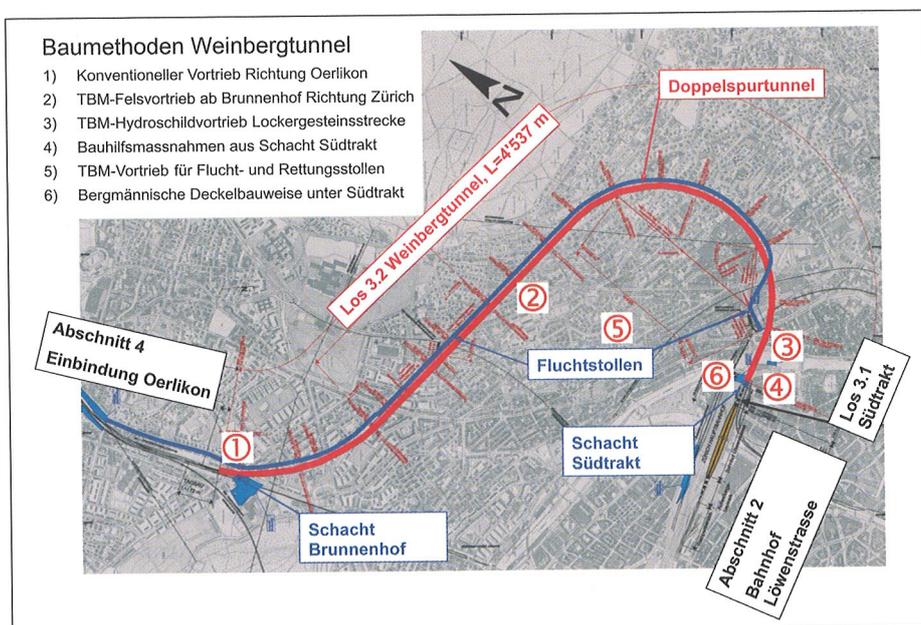


Bild 5: Übersicht Weinbergtunnel und Bahnhof Löwenstrasse (Quelle: IG ZALO)

wie er schon beim Bau des benachbarten Wipkingertunnels angetroffen wurde. Bei diesem Glimmersandstein handelt es sich um ein schlecht zementiertes, fein- bis mittelkörniges Festgestein, das sehr empfindlich auf Wasser reagiert. Vollständig entfestigte, von Hand zerdrückbare Sandsteine können dabei nicht ausgeschlossen werden.

Im Bereich Bucheggstrasse wurden im Herbst 2003 zusätzliche Kernbohrungen vorgenommen, um den Verlauf einer bekannten Felsdepression zu verifizieren. Der Tunnelfirst tangiert die 6 bis 8 Meter mächtige Grundmoräne auf rund 120 Meter Länge. Über der Grundmoräne liegen eiszeitliche Schotter mit Grundwasser, die wiederum mit Moränenmaterial überlagert sind.

Lockergesteinsstrecke

Ab Limmat bis Schacht Südtrakt durchfährt der Weinbergtunnel auf 245 Meter Länge verschiedene Lockergesteinsschichten mit sehr unterschiedlichen Bodeneigenschaften. Nach der Molassefelsstrecke folgt zunächst eine feinkörnige, siltig-feinsandige, schwach tonige Grundmoräne, die mit Kies, Steinen und einzelnen Blöcken durchsetzt ist. Diese kompakt gelagerte und praktisch wasserundurchlässige Moräne wird im Limmatbereich durch Seeablagerungen überlagert. Die vorwiegend siltig-feinsandig ausgebildeten, in sehr dünnen Lagen auch tonigen Seeablagerungen sind im Bahnhofgebiet im natürlichen, ungestörten Zustand sehr dicht gelagert. Darüber folgen gletschernahe Limmattal-Schotter. Sie weisen eine mittlere bis hohe Tragfähigkeit auf und sind wenig setzungsempfindlich. Die Wasserdurchlässigkeit ist mit einem mittleren k -Wert von 3×10^{-3} m/s hoch.

Bereich Südtrakt

Im Bereich des Südtraktes ist der Untergrund vor allem durch die Limmattal-Schotter geprägt. Aufgrund ihrer hohen Durchlässigkeit bilden sie den Hauptgrundwasserträger des Limmattals und damit eines der wichtigsten Grundwasservorkommen der Stadt Zürich. Entsprechend hoch sind deshalb die Anforderungen an den Grundwasserschutz, an den Einsatz von Injektionsmitteln und an die Ausführung von Grundwasserabsenkungen. Da der Limmatfluss teilweise auch in den Grundwasserträger infiltriert, weist der Grundwasserspiegel ein natürliches Gefälle gegen die Sihl auf (in Tunnellängsrichtung). Im Bereich des Südtraktes liegt er rund 3 bis 7 Meter über der Unterkante der Tunneldecke bzw. der Abfangkonstruktion.

Durchgangsbahnhof Löwenstrasse

Von der östlichen Begrenzung des Schottervorkommens im Bereich der Limmat nimmt die Schottermächtigkeit in

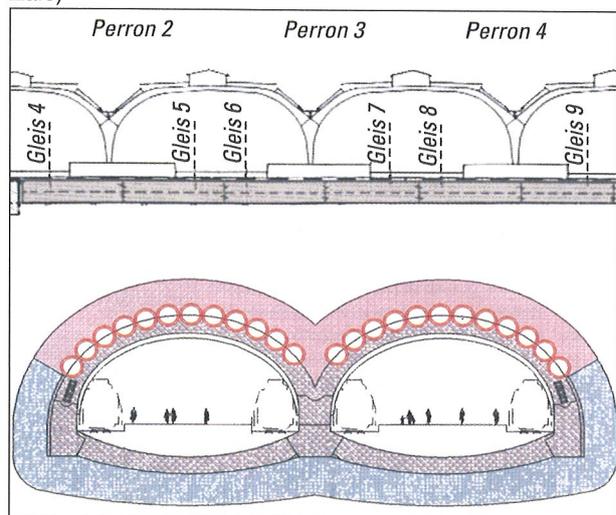
Richtung Westen kontinuierlich zu und erreicht bei der Unterführung Langstrasse rund 50 m. Unter dem Limmattal-Schotter folgen Seeablagerungen sowie der Felsuntergrund aus Oberer Süsswassermolasse. Das Trasse der Durchmesserlinie verläuft grösstenteils im Schotter, welcher im Wesentlichen aus sauberem, sandigem Kies (im oberen Teil) bis zu tonigem, siltig-sandigem Kies (Typus «verschwemmtes Moränenmaterial») besteht. Der Schotter bildet den Grundwasserleiter des ausgedehnten Limmattal-Grundwasserstromes mit einer hohen Durchlässigkeit von etwa 3×10^{-3} m/s.

4. Wahl der Baumethode Weinbergtunnel

4.1 Durchgangsbahnhof Löwenstrasse

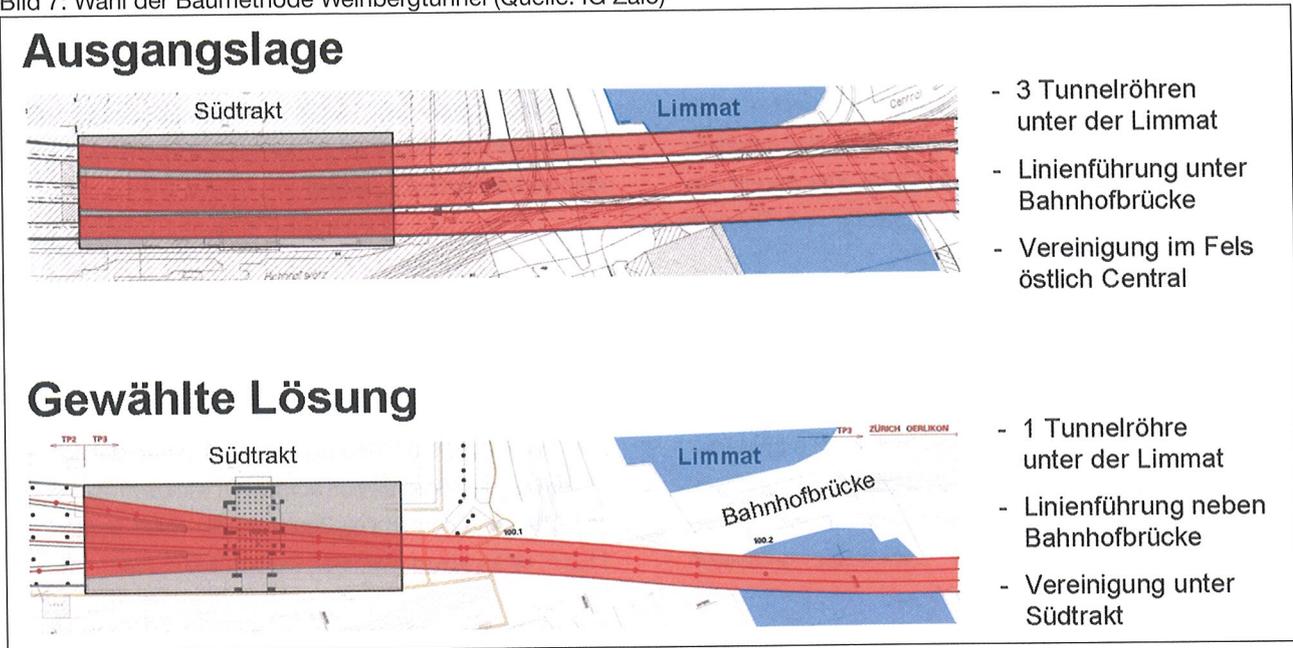
1999 wurde eine Bauvorgangsstudie für einen zweiten unterirdischen Durchgangsbahnhof ausgelöst. Dabei wurden eine bergmännische Lösung und eine Tagbaulösung hinsichtlich der technischen Machbarkeit untersucht. Zudem wurden die Kosten abgeschätzt und der Einfluss von Vorinvestitionen untersucht. Bild 5 zeigt eine Variante für die bergmännische Baumethode mit $A = 680$ m². Diese Methode wurde in Milano für die Stazione Venezia von Prof. Lunardi erfolgreich angewendet, welcher bei dieser Studie unser Partner war.

Bild 6: Bauvorgangsstudie für einen zweiten unterirdischen Durchgangsbahnhof in Zürich, 1999 (Quelle: IG ZALO)



Der durchgeführte Vergleich zeigte, dass sich Vorinvestitionen für die Tagbaulösung nur lohnen, wenn die Durchmesserlinie schnell realisiert wird. Falls dem nicht so wäre, würde die Bergbaulösung immer attraktiver. Aufgrund dieses Vergleiches wurde die Tagbaulösung gemäss Bild 3 zur Ausführung gewählt, Vorinvestitionen beschlossen sowie das Planungstempo weiter beschleunigt.

Bild 7: Wahl der Baumethode Weinbergtunnel (Quelle: IG Zalo)



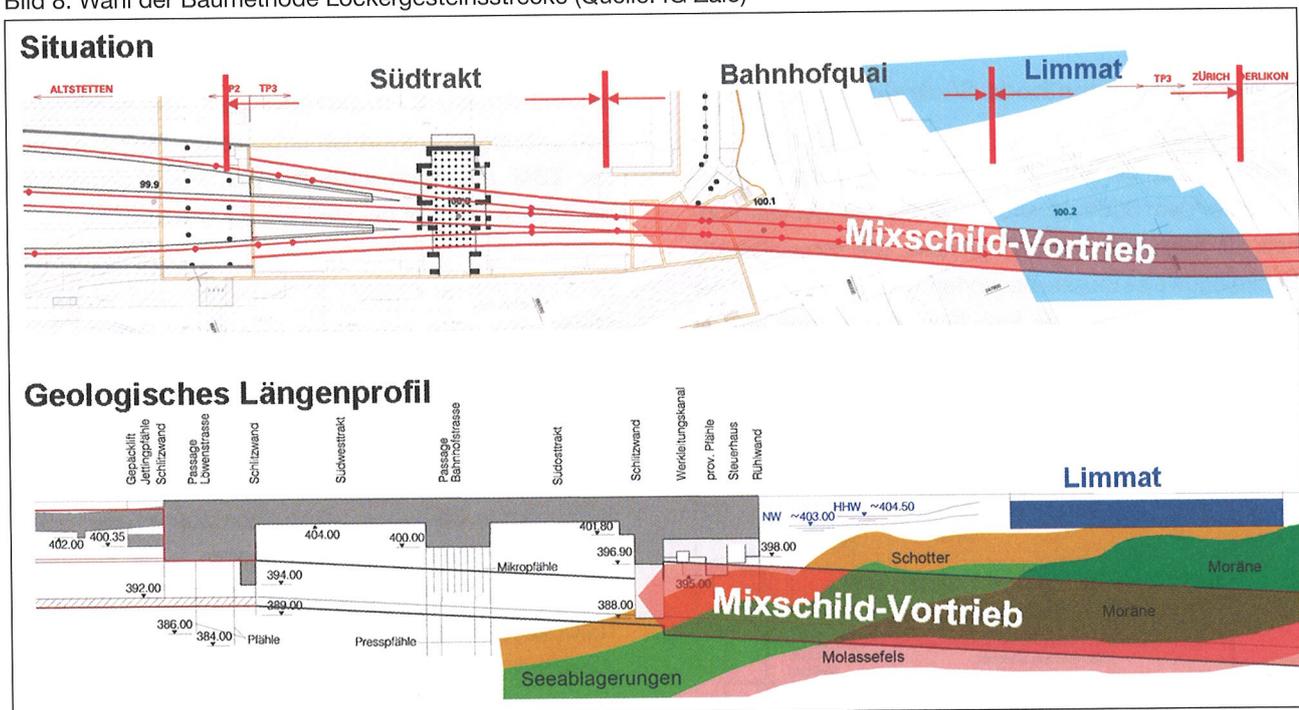
In der Anfangsphase des Projektes konzentrierte man sich hauptsächlich auf den Bahnhof Löwenstrasse, weshalb man wegen des Südtraktes und der dort fehlenden Überdeckung das Vereinigungsbauwerk erst nach der Limmat ansiedeln wollte.

Diese Lösung wurde dann der unten dargestellten Methode des Vereinigungsbauwerkes unter dem Südtrakt mit der Linienführung südlich der Bahnhofbrücke und mit nur einer Tunnelröhre unter der Limmat gegenübergestellt und schliesslich als optimale Variante ausgewählt.

4.2 Tunnelstrecke im Molassefels

Im Raum Zürich wurden in den vergangenen Jahren in der Oberen Süsswassermolasse zahlreiche Tunnelbauten mit vergleichbaren Querschnittsabmessungen realisiert, wie zum Beispiel Gubrist-, Heitersberg- und Zürichbergtunnel sowie vor kurzem der Tunnel Zürich-Thalwil. Bei all diesen Bauvorhaben hat sich gezeigt, dass in der vorliegenden Geologie ein TBM-Vortrieb mit Tübbingausbau und Ortsbetoninnengewölbe die wirtschaftlichste Lösung darstellt.

Bild 8: Wahl der Baumethode Lockergesteinsstrecke (Quelle: IG Zalo)



Die äusserst engen Platzverhältnisse um den Hauptbahnhof Zürich bieten keine idealen Voraussetzungen für die Installation einer Tunnelbohrmaschine. Die beschränkt verfügbaren Flächen werden ohnehin für die Unterfahrung des Südtraktes und den Bau des unterirdischen Bahnhofs Löwenstrasse benötigt. Der Angriff des TBM-Vortriebes muss daher zwangsläufig vom Schacht Brunnenhof bei Oerlikon her erfolgen.

Aufgrund der umfangreichen geologischen Untersuchungen sowie eingehender Risikoanalysen fiel die Wahl schliesslich auf einen TBM-Mixschild-Vortrieb. Bestärkt durch den erfolgreichen Vortrieb der Lockergesteinsstrecke des Projektes Zürich–Thalwil (Zimmerberg-Basistunnel) sind wir zuversichtlich, auch die Lockergesteinsstrecke des Weinbergtunnels mit noch grösseren Herausforderungen zu meistern.

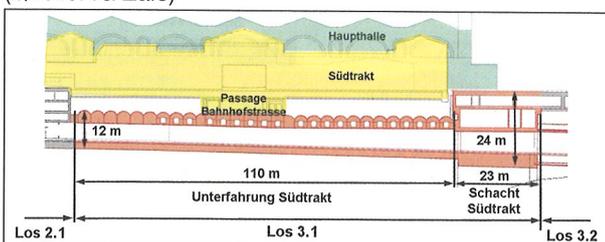
- Als Hartgesteinsmaschine startet die TBM in Oerlikon,
- wird beim Central auf einen Hydroschild umgebaut,
- und fährt die 250 m Lockergesteinsstecke unter der Limmat und dem Bahnhofquai als Hydroschildmaschine auf.

Selbstverständlich ist eine solche bergmännische Unterfahrung nicht möglich, ohne sich Gedanken über mögliche Gefährdungen und damit verbundene Massnahmen zu machen. Als Bauhilfsmassnahmen wurden Injektionen in der Limmat, ein Grossrohrschirm unter dem Bahnhofquai sowie Injektionen bei der Ausfahrt in den Schacht Südtrakt geplant.

5. Wahl der Baumethode Südtrakt

Bedingt durch die Anordnung des Verzweigungsbauwerkes unter dem Südtrakt wird dieser Teil des Weinbergtunnels zur eigentlichen Schlüsselstelle. Die konventionelle Deckelbauweise musste verworfen werden, da wegen der Nutzung des Südtraktes kein Eingriff von oben erlaubt war.

Bild 9: Längsschnitt Unterquerung Südtrakt
(Quelle: IG ZALO)



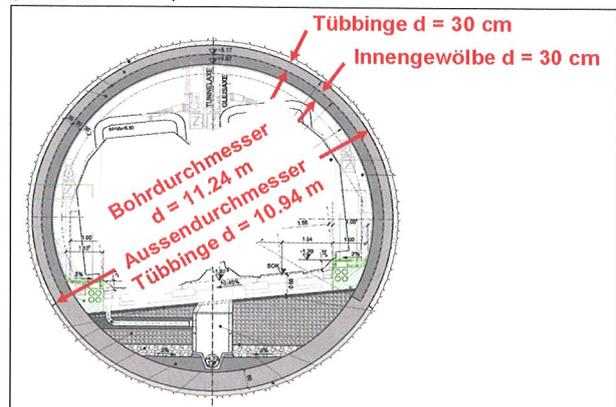
Die bergmännische Baumethode wäre östlich und westlich der Passage Bahnhofstrasse möglich. Die bergmännische Unterquerung der Passage Bahnhofstrasse hingegen ist wegen der fehlenden Überdeckung nicht ausführbar, wie Bild 9 zeigt. Daraus resultierte eine bergmännische Deckelbauweise.

6. Bauprojekt und Ausschreibung

6.1 TBM-Vortrieb im Fels

Für die 4.3 km lange Felsstrecke des Weinbergtunnels wird deshalb ein TBM-Vortrieb geplant. Das Tunnelnormalprofil ist vom Konzept her ähnlich aufgebaut wie beim Tunnel Zürich–Thalwil (Zimmerberg-Basistunnel), weist jedoch mit 11.3 m einen etwas kleineren Durchmesser auf.

Bild 10: Normalprofil zweischaliger Ausbau Felsstrecke
(Quelle: IG ZALO)



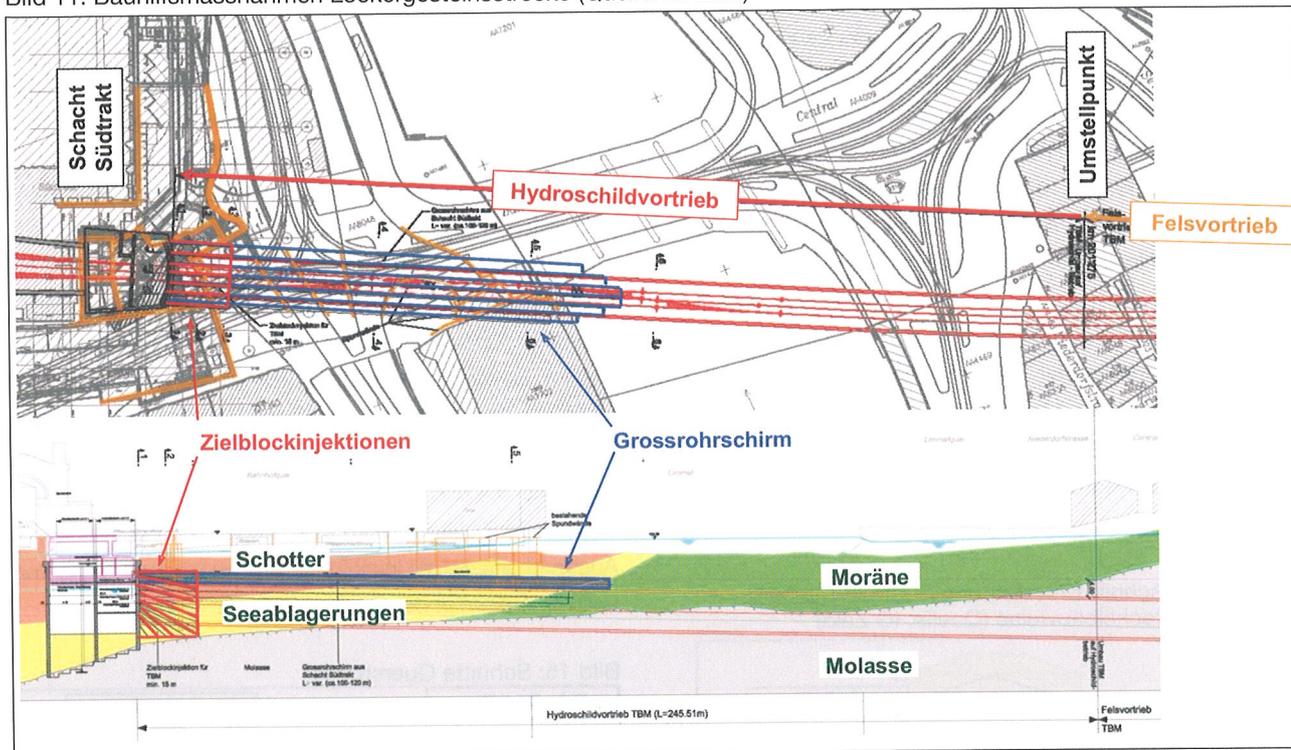
6.2 TBM-Vortrieb im Lockergestein

Hydroschildvortrieb

Am Ende der Felsstrecke wird der TBM-Vortrieb vorübergehend eingestellt, um die Maschine für den nachfolgenden Lockergesteinsvortrieb umzurüsten. Die Umrüstung der TBM auf Hydroschild-Betrieb erfolgt unterirdisch beim Übergang von der Molasse zur Moräne.

Bedingt durch die Tatsache, dass die Tunnelsohle bis zu 25 Meter unter dem natürlichen Grundwasserspiegel liegt, werden an den Hydroschildvortrieb und den zugehörigen Tübbingausbau besonders hohe Anforderungen gestellt. Der Tübbingausbau muss in der Bauphase in der Lage sein, den entsprechenden Wasserdruck vorübergehend allein aufzunehmen. Die Tübbingdichtungen müssen einem Wasserdruck von bis zu 2.5 bar standhalten. In der Lockergesteinsstrecke muss folglich ein wesentlich aufwendigeres Tübbingsystem eingesetzt werden. Die Herstellungs- und Versetztoleranzen sind entsprechend strenger. Der Ausbau ist zweischalig mit einer Rundumabdichtung.

Bild 11: Bauhilfsmassnahmen Lockergesteinsstrecke (Quelle: IG Zalo)



Limmatquerung/Bahnhofquai

Um Ausbläser unter der Limmat oder Bahnhofquai, Tagbrüche oder unzulässige Setzungen im Bereich Bahnhofquai zu vermeiden, müssen vor der TBM-Durchfahrt verschiedene Bauhilfsmassnahmen ausgeführt werden:

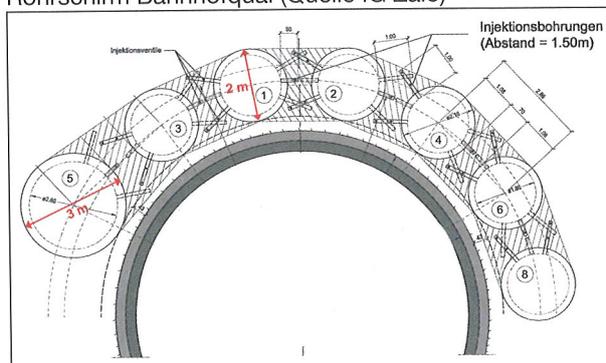
- Grossrohrschirm Bahnhofquai bis Limmat, vorgängig aus dem Schacht Südtrakt erstellt
- Injektion des Zielblocks vor dem Schacht Südtrakt für die TBM-Einfahrt

Ein Resultat von durchgeführten ergänzenden Erkundungen betraf die Limmat resp. die aufgeworfenen Fragen nach Blöcken. Es konnte festgestellt werden, dass mit grosser Wahrscheinlichkeit keine Blöcke vorhanden sein werden in dem Umfang, wie sie bei der Limmatquerung aus dem Bau der S-Bahn in den Achtzigerjahren angetroffen wurden. Im Bauprojekt ging man davon aus, dass mit den Rohrschirmen keine Spundwände durchquert werden können. Deshalb wurde die Bewilligung für einen Schacht in der Limmat erwirkt, um von da aus das fehlende Stück bis zur dichten Grundmoräne mit Injektionen zu schliessen.

Mit Versuchen konnte gezeigt werden, dass Microtunneling-Maschinen heute in der Lage sind, Spundwände, die in den obersten 3 Rohren anzutreffen sein werden, zu durchqueren. Wir haben uns deshalb entschlossen, auf die Injektionen aus der Limmat zu verzichten und die Rohrschirme bis in die Grundmoräne zu verlängern.

Ein Rohrstrang wird als Interventionsstollen mit grösserem Durchmesser ausgebildet (Bild 12). Allenfalls könnten Injektionen aus diesem Stollen heraus ausgeführt werden. Diese Bauhilfsmassnahmen würden erforderlich, sollte es nicht gelingen, alle Rohre bis in die Endlage vorzutreiben oder um Injektionen zur Einbettung von Blöcken auszuführen, sollten sie wider Erwarten dann doch auftreten!

Bild 12: Querprofil Tunnel Lockergesteinsstrecke mit Rohrschirm Bahnhofquai (Quelle IG Zalo)



6.3 Unterfahrung Südtrakt

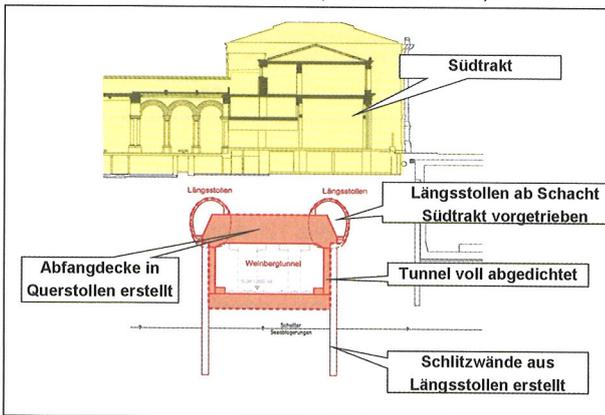
Bild 13 zeigt den Aufbau des rechteckförmigen Querschnitts dieser bergmännischen Deckelbauweise.

Die Abfangdecke und die seitlichen Schlitzwände werden aus einem System von Längs- und Querstollen heraus erstellt.

Auf dem dargestellten Schnitt sind die Längsstollen zu erkennen, die für den Bau der Schlitzwände benötigt werden. Diese Längsstollen werden vom Schacht Südtrakt her vorgetrieben. Sobald Längsstollen und Schlitzwände erstellt sind, kann die Abfangdecke in Angriff genommen werden. Der Vortrieb der Querstollen erfolgt aus den Längsstollen heraus. Also vom Längsstollen Süd zum Längsstollen Nord oder umgekehrt.

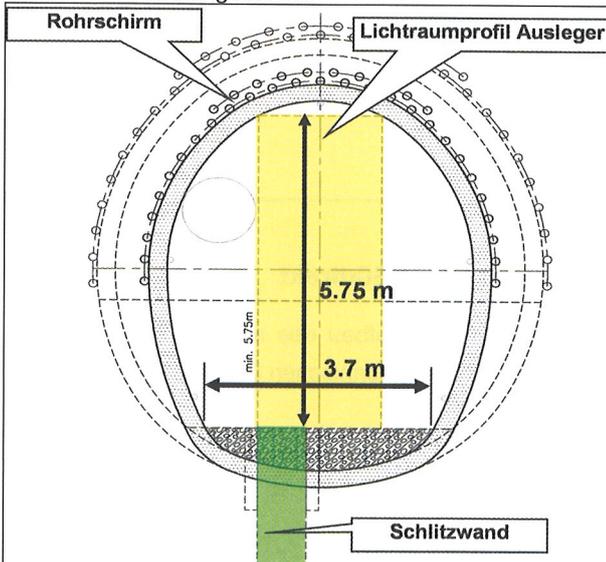
Vor dem Auffahren der Längs- und Querstollen muss der Grundwasserspiegel mit Hilfe von Kleinfiterbrunnen abgesenkt werden. Die Kleinfiterbrunnen werden ausserhalb des Südtraktes zwischen den Schlitzwänden der bestehenden Bauwerke und der Fassade des Südtraktes abgeteuft.

Bild 13: Querschnitt Unterführung Südtrakt mit bergmännischer Deckelbauweise (Quelle: IG ZALO)



Der Vortrieb der Längsstollen erfolgt im Vollausbruch mit abgetreppter Ortsbrust und schnellem Ringschluss. Die vorausseilende Sicherung des Ausbruchrandes und der Ortsbrust übernimmt ein Rohrschirm. Nach Fertigstellung

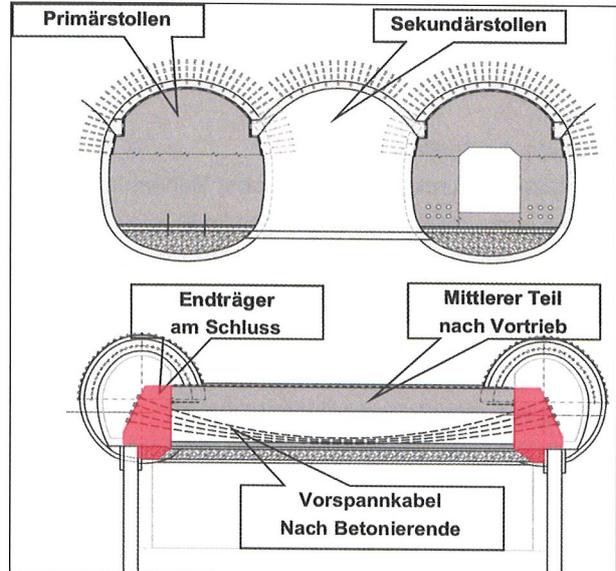
Bild 14: Schnitt Längsstollen



der Längsstollen werden die Schlitzwände abgeteuft. Das Lichtraumprofil der 5 Meter hohen Längsstollen lässt den Einsatz von Schlitzwandmaschinen mit kurzem Ausleger zu, so dass mit Greifern gearbeitet werden kann. Dies hat sich in den vorherrschenden Böden bereits bestens bewährt. Die Führungsmauern und die Schlitzwandelemente werden in Etappen von rund 3 Metern realisiert.

Der Vortrieb der Querstollen und das Betonieren der vorgespannten Abfangträger wird im Pilgerschrittverfahren ausgeführt, so dass sich die Ausbruchsicherung der sekundär erstellten Querstollen seitlich auf die vorgängig erstellten Abfangträger abstützen kann. Die Ausbruchsicherung besteht wie bei den Längsstollen aus Spritzbeton. Die vorausseilende Sicherung wird aber wegen der viel geringeren Ausbruchsfläche mit Injektionsspiessen am Ausbruchrand und mit Ankern in der Ortsbrust erstellt.

Bild 15: Schnitte Querstollen



Nach dem Erstellen der Abfangdecke erfolgt der Aushub aus dem Schacht Südtrakt in zwei Etappen um den Einbau einer Spriessebene zu ermöglichen. Der Ausbruchquerschnitt beträgt zwischen 225 m² beim Schacht Südtrakt und 340 m² an der Losgrenze zum Bahnhof Löwenstrasse.

7. Stand der Arbeiten und Ausblick

Die Bauarbeiten starteten termingerecht am 10. September 2007.

Die Abteufung des Schachtes Brunnenhof auf Niveau Klotte erfolgte bis Weihnachten 2007, so dass der Tunnelanschlag für den Verbindungstunnel am 9. Januar 2008 erfolgen konnte.

Bild 16: Bahnhof Löwenstrasse Sihlquerung
(Quelle: IG Zalo)



Bild 17: Schacht Brunnenhof
(Quelle: IG Zalo)



Bild 18: Tunnelanschlag am 9. Januar 2008
(Quelle: IG Zalo)



Bild 19: Kalotten-Vortrieb Richtung Oerlikon
(Quelle: IG Zalo)



Bild 20: Schild TBM Ø = 11.30 m
(Quelle: Herrenknecht AG)



Bild 21: TBM Fels Ø = 4.75 m
(Quelle: IG Zalo)



Der konventionelle Kalotten-Vortrieb Richtung Oerlikon ab Schacht Brunnenhof konnte bis 7. Juli 2008 abgeschlossen werden und damit kam es zum ersten Durchschlag an der Durchmesserlinie.

Die Vortriebsarbeiten verliefen problemlos mit minimalen Setzungen an der Oberfläche von 3–4 mm, wenngleich sich die beschriebenen tückischen Eigenschaften der Glimmersandsteine bewahrheiteten.

Die TBM-Vortriebsarbeiten werden am 13. Oktober 2008 nach der TBM-Montage und der Inbetriebnahme der Aus- und Abtransportlogistik aufgenommen.

Die Vortriebsarbeiten für den Flucht- und Rettungsstollen mit der Gripper-TBM Ø 4.75 m starten am 28. August 2008 ab Installationsplatz Bahnhof Oerlikon.

Die Vorbereitungsarbeiten mit umfangreichen Verkehrs- und Werkleitungsumlegungen und Abbrüchen an Shop-

ville und zentrale Anlieferung beim Schacht Südtrakt sind soweit gediehen, dass mit den Schlitzwandaarbeiten im Juli 2008 begonnen werden konnte. Hernach folgen die Vortriebsarbeiten unter dem Südtrakt und für den Rohrschirm aus dem selben Schacht Südtrakt.

Am Projekt Beteiligte:

Bauherr:

SBB AG und Kanton Zürich, vertreten durch SBB AG Infrastruktur Projektmanagement Durchmesserlinie

Projekt und Bauleitung Bahnhof Löwenstrasse und Weinbergtunnel:

Ingenieurgemeinschaft ZALO: Basler & Hofmann AG, Pöyry Infra AG, SNZ Ingenieure und Planer AG

Architektur Bahnhof Löwenstrasse:

uas AG, Zürich

Bauunternehmungen Bahnhof Löwenstrasse:

ARGE Rohbau Bahnhof Löwenstrasse Los 2.1:
Marti AG, Implenia Bau AG, Brunner Erben AG, Astrada AG, Toneatti AG

ARGE Logistik Bahnhof Löwenstrasse Los 2.0:

Holcim AG, Kibag AG, Neue Agir AG

Bauunternehmungen Weinbergtunnel:

ARGE Tunnel Weinberg: Implenia Bau AG, Wayss & Freytag Ingbau AG, Bilfinger Berger AG, PraderLosinger SA

Hochwasserentlastungsstollen Thun Herausforderungen beim Hydroschildverfahren

Daniel Kohler, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Dipl. Wirtschaftsing. FH; PraderLosinger SA, Sion/Zürich
Beat Rupp, Dipl. Bauing. FH; Ingenieurbüro Bächtold & Moor, Bern/Thun

FLOOD DISCHARGE TUNNEL IN THUN CHALLENGES USING THE HYDROSHIELD METHOD

With the flood discharge tunnel running from the shipping canal to the power station, in future the city of Thun should be better protected against flooding. The approximately 1200 m long tunnel, designed as an inverted syphon, runs up to 16 m below the ground surface, crosses under a shipping canal with just 1.60 m clearance and three underpasses with a clearance between 9 and 11 m.

In the case of both the intake structure and the outlet structure, before the tunnel drive could be executed underground openings lying deeper in the groundwater had to be constructed with waterproofed excavation walls. Besides installing the concrete structures both excavation pits were used for the assembly and dismantling of the tunnel boring machine as well as for supply and disposal purposes during the tunnel drive.

From July 2007 to April 2008 the tunnel was driven in the silty-sandy river gravel with two working shifts per day, achieving a monthly performance of 200 to 250 m. Using the hydroshield numerous obstructions were driven under such as roads, a commercial canal, a railway line, buildings and service ducts with maximum allowable settlements of only 5 mm. Within the framework of safety management extensive organisational and technical measures had to be implemented. Due to the high

permeability of the river gravel particular attention was paid to the composition and the monitoring of the stabilising bentonite slurry.

When checking and changing the tools altogether 438 working hours at an excess pressure of up to 2.6 bar were performed. When passing through the air lock doors medical oxygen was used as the decompression gas. Special decompression tables were compiled, in which, due to the altitude, the expected difficulty of working under compressed air conditions in the tunnel boring machine and the absence of a recompression possibility on site the maximum working time in compressed air was limited to three hours and the longest time passing through the air lock door to one hour.

The tunnel designed as an inverted syphon is a hydraulic structure. Lining segments, air locks, joints and seals were designed for water flowing through the tunnel (static pressure and dynamic pressure fluctuations) as well as for a varying pressure gradient both inside and outside. Due to these loads, tensile forces may occur in a ring of lining segments. To transmit the tensile forces through the ring joints prestressing of the ring was applied. In the region of the underpasses having reduced earth cover, in addition the rings are permanently bolted together in the longitudinal direction.

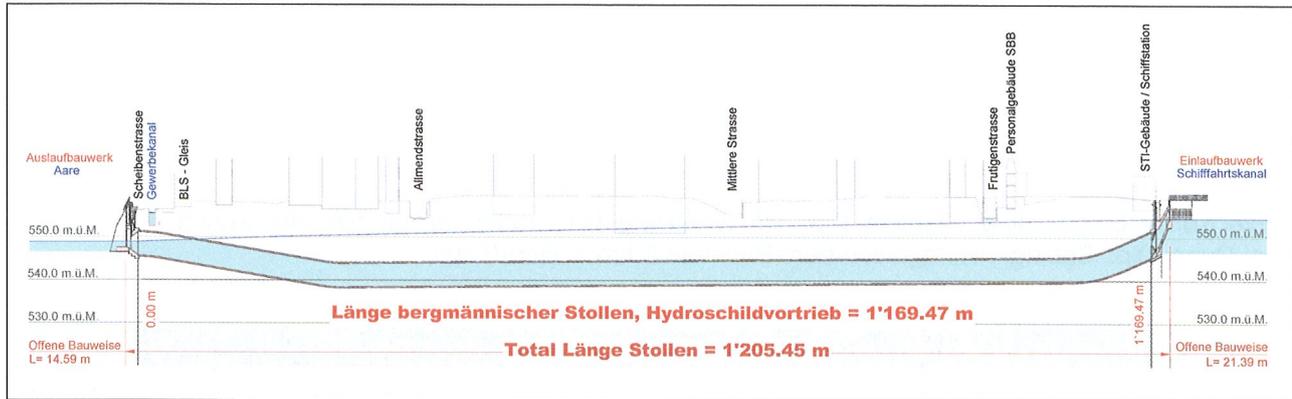
Mit dem Entlastungsstollen Schiffahrtskanal – Kraftwerk soll die Stadt Thun in Zukunft besser vor Hochwasser geschützt sein. Von Juli 2007 bis April 2008 wurde der rund 1200 m lange Stollen in den siltig-sandigen Schottern im Zweischichtbetrieb mit Monatsleistungen von 200 bis 250 m aufgeföhren. Im Hydroschildverfahren wurden zahlreiche Hindernisse wie Strassen, Gewerbekanal, Bahnlinie, Häuser und Werkleitungen mit maximalen Setzungen von lediglich 5 mm unterfahren. Im Rahmen des Sicherheitsmanagements wurden umfangreiche organisatorische und technische Massnahmen

getroffen. Im als Düker konzipierten Stollen wurde zur Übertragung der Zugkräfte in den Tübbingfugen eine Ringvorspannung eingebaut.

1. Projektgrundlage

Die historische Umleitung der Kander im Jahr 1714 hat das Einzugsgebiet des Thunersees praktisch verdoppelt. Der Thunersee weist von allen Schweizer Seen, bezogen auf das Einzugsgebiet, die kleinste Oberfläche auf. Die

Bild 1: Längenprofil Hochwasserentlastungsstollen



Differenz vom mittleren Sommerseespiegel bis zur Schädengrenze beträgt lediglich ca. 50 cm.

Deshalb verfügt der Thunersee bei starken Niederschlägen über kein ausreichendes Speichervolumen mehr und so gerät das «System Thunersee» bei ausserordentlichen Zuflüssen zwangsläufig aus dem Gleichgewicht. So flossen 1999 zeitweise mehr als 700 m³/s in den See hinein. In Thun können aber heute mit den historischen Schleusen, welche unter Denkmalschutz stehen, maximal 350 m³/s schadlos abgeführt werden. Die Abflusskapazität beim Seeausfluss in Thun ist ungenügend. Diese kann mit dem Entlastungsstollen um rund 100 m³/s erhöht werden. Aufgrund von verschiedenen Indikatoren soll der Stollen rechtzeitig vor einem Hochwasserereignis in Betrieb genommen werden. Unter Nutzung des bestehenden Schiffahrtskanals und des neuen Entlastungsstollens wird die Abflusskapazität der Aare so weit erhöht, dass Schäden wie bei den Extremereignissen von 1999 und 2005 stark reduziert werden können.

2. Projektübersicht

Der als Düker ausgebildete Entlastungsstollen nutzt das Wasserspiegelgefälle zwischen der Aare unterhalb des Kraftwerks und dem Schiffahrtskanal (Bild 1). Er hat eine Länge von 1205 m und einen nominalen Innendurchmesser von 5,40 m. Das Projekt unterteilt sich in die drei Abschnitte Einlaufbauwerk, bergmännisch aufgefahrener Stollen und Auslaufbauwerk (Tabelle 1).

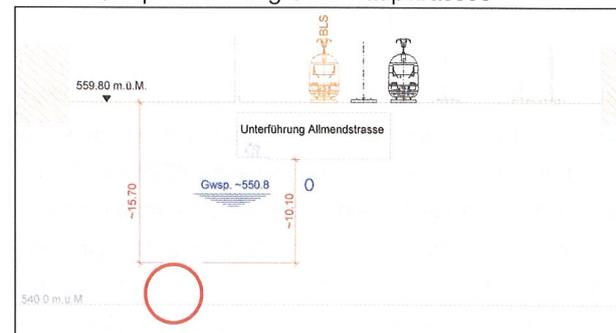
Der Stollen wurde entgegen der Fliessrichtung aufgefahren. Ab der Startbaugrube beim Auslaufbauwerk weist er ein Gefälle von 3,4% auf und erreicht nach den ersten 225 m den Tiefpunkt. Auf dieser Strecke werden eine Strasse, ein Gewerbekanal und eine Bahnlinie unterquert. Danach steigt er über 860 m mit 0,16% an, wobei die Ter-

rainüberdeckung rund 14 bis 16 m beträgt (Bild 2). Dabei wurden drei Strassenunterführungen mit einem Abstand von 9 bis 11 m unterfahren. Auf den letzten 84 m bis zur Zielbaugrube beim Einlaufbauwerk steigt der Stollen bis max. 9,8% an. Die minimalen horizontalen und vertikalen Radien betragen 400 m. Die horizontale Linienführung wurde so gewählt, dass die Stollennachse zwischen den bestehenden Gebäuden und den Bahngleisen zu liegen kommt (Bild 3).

Tab. 1: Projektdaten

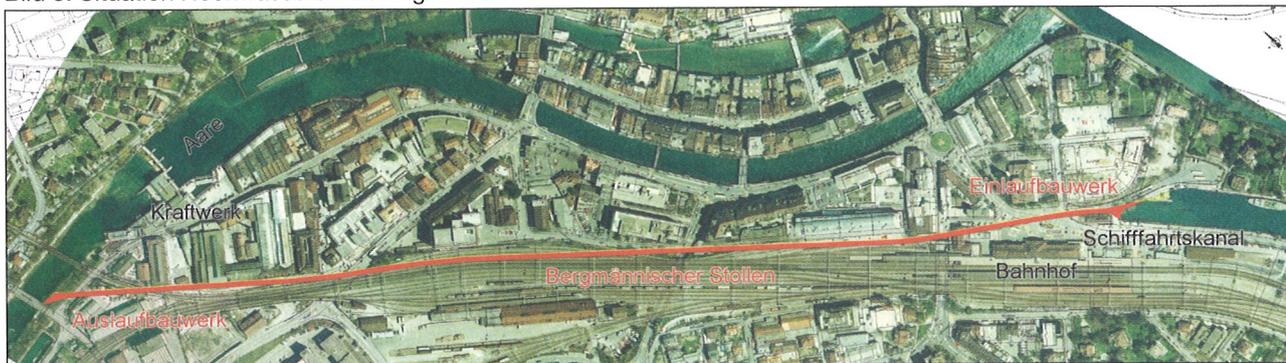
| | |
|--------------------------|------------|
| Stollenlänge | 1'205.45 m |
| – Einlaufbauwerk | 21.39 m |
| – Bergmännischer Stollen | 1'169.47 m |
| – Auslaufbauwerk | 14.59 m |
| Maximale Neigung | 9.8% |
| Maximale Überdeckung | ca. 16 m |
| Minimale Überdeckung | 1.57 m |
| Stollenaussendurchmesser | 6.00 m |
| Stolleninnendurchmesser | 5.40 m |
| Tübbingstärke | 0.30 m |
| Tübbingbreite | 1.20 m |

Bild 2: Querprofil entlang SBB-Haupttrasse



Der Baugrund besteht vorwiegend aus siltig-sandigen Schottern. Sie sind mitteldicht bis dicht gelagert, gut tragfähig und gut durchlässig. Die letzten rund 60 m liegen

Bild 3: Situation Hochwasserentlastungsstollen



vollständig im Ton. Der Grundwasserspiegel liegt entlang dem Stollenstrasse zwischen 4 und 6 m unter der Terrainoberkante.

Mit dem Spatenstich im Dezember 2006 und dem Vortriebsbeginn im Juli 2007 wurde ein äusserst sportliches Bauprogramm vorgegeben. Trotz eines Vortriebsunterbruchs von rund drei Wochen infolge eines Wasser- und Materialeinbruchs bei der Erstellung der Baugruben für das Einlaufbauwerk erfolgte der Durchstich Anfang April 2008. Das Einlaufbauwerk ist bis Ende 2008 fertiggestellt, das Auslaufbauwerk bis Anfang 2009. Im Spätherbst 2008 werden zuvorderst beim Kleinstinseli in Thun Uferverstärkungsmassnahmen realisiert, da der Schifffahrtskanal bei offenem Tunnel zu einem Fliessgewässer wird. Im Frühling 2009 kann der Stollen in Betrieb genommen werden, und der Schutz vor Hochwasser wird für die Bevölkerung um den Thunersee viel grösser als bisher sein.

3. Installationen

3.1 Hydroschild-TVM

Da der Stollen praktisch vollständig im Grundwasser liegt und durch lockere Schichten aus mit Sand, Silt und wenig Ton durchsetztem Kies führt, wurde das setzungsarme Hydroschildverfahren gewählt. Das achtarmige Felgenschneidrad der Tunnelvortriebsmaschine (TVM) der Firma Herrenknecht wurde speziell auf die Thuner Geologie abgestimmt und so mit 64 Schälmessern und 23 Rollenmeisseln bestückt (Bild 4). Weitere technische Daten der TVM können der Tabelle 2 entnommen werden.

Hinter dem 8 m langen Schild folgte ein vierteiliger Nachläufer, auf dem hydraulische und elektrische Anlagen, Steuerstand, Mörtelanlage, Förderpumpe zur Rückführung von Bentonit und Ausbruchmaterial, teleskopierbare Speise- und Förderleitungen zum Verlängern der Rohre, Transformator, Fluchtcontainer, Hochspannungs-

kabelbobine, Luttenspeicher sowie Tübbingumschlagkrane und -magazin installiert waren.

Tab. 2: Technische Daten TVM

| | |
|--------------------------------|----------------------------------|
| Hersteller: | Herrenknecht AG, Schwanau (D) |
| Typ: | Hydroschild |
| Gesamtgewicht: | 450 t |
| Gesamtlänge: | 60 m |
| Installierte elektr. Leistung: | 1'000 kVA |
| Antriebsart: | elektrisch |
| Antriebsleistung: | 330 kW |
| Ausbruchdurchmesser: | 6.32 m |
| Anzahl Schälmesser: | 64 Stück |
| Anzahl Rollenmeissel: | 23 Stück |
| Meisselringdurchmesser: | 17" |
| max. Drehzahl Schneidrad: | 3 U/min |
| Schilddurchmesser: | 6.28 m |
| Schildlänge: | 8.00 m |
| max. Vorschubkraft: | 20'440 kN |

Bild 4: Hydroschild-TVM



Zur Verhinderung des Einbrechens der Ortsbrust und damit grösserer Setzungen an der Oberfläche war der Abbauraum des Hydroschilds mit einer Stützflüssigkeit gefüllt. Der über ein Druckluftpolster regulierbare Stützdruck lag je nach Überdeckung, Grundwasserspiegel, Über-

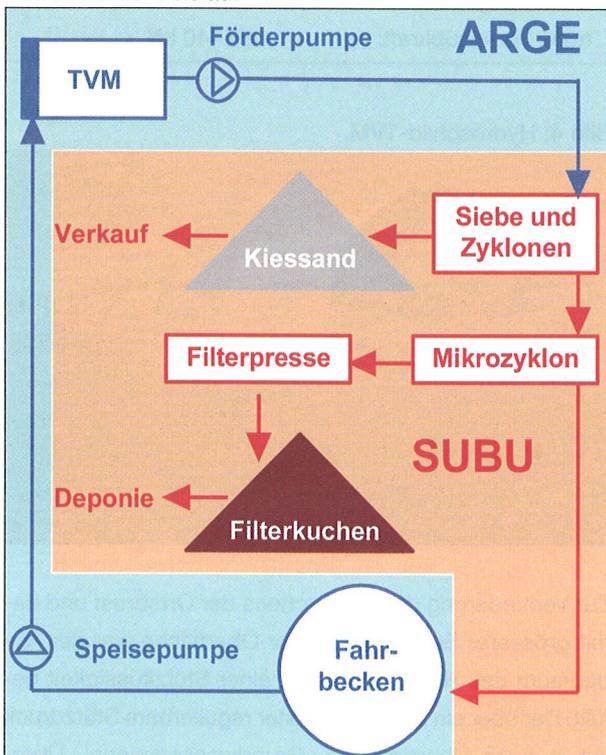
bauungen und Verkehrsachsen bei maximal 3 bar. Weil der Überdruck auch bei Arbeitspausen ständig aufrechterhalten werden musste, wurden umfangreiche Sicherheitsmassnahmen getroffen, wie das Bereitstellen von Notstromgruppen, die Absicherung mit redundanten Systemen und die Überwachung der Messgrössen.

Die dreireihige, auf der Tübbingaussenseite gleitende Bürstendichtung am Ende des Schilds verhinderte ein Eindringen von Wasser, Boden, umlaufender Stützflüssigkeit oder Verpressmörtel in den Schild. Dieser Dichtungstyp ermöglichte das Verpressen direkt durch den Schildschwanz an der Entstehungsstelle des Ringspalts zwischen Tübbing und Baugrund. Die vollumfängliche Verpressung mit Maxit-Mörtel erfolgte druck- und mengengesteuert.

3.2 Förderkreislauf und Separieranlage

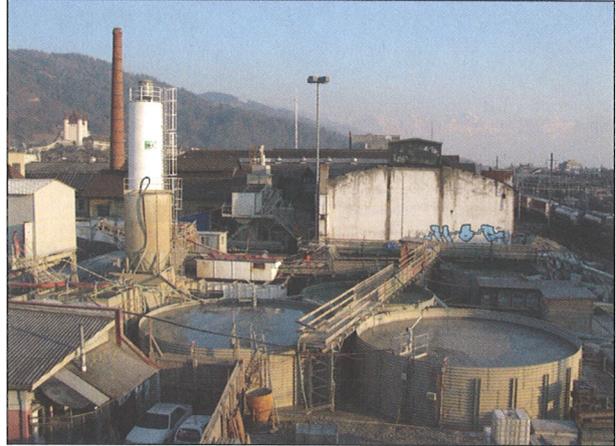
Die als Stützflüssigkeit eingesetzte Bentonitsuspension zirkulierte in einem Rohrkreislauf und förderte auf dem Rückfluss vom Abbauraum zur Separieranlage das Ausbruchmaterial (Bild 5). Der vom Schneidrad abgetragene Boden vermischte sich mit der Bentonitsuspension. Ein Steinbrecher zerkleinerte grössere Blöcke mit einer Kantenlänge von bis 60 cm, so dass das Bentonit-Boden-Gemisch problemlos durch das Förderrohr DN 300 mm gepumpt werden konnte.

Bild 5: Förderkreislauf



Auf der Separieranlage wurde der Ausbruch mit Sieben und Zyklonen von der Bentonitsuspension getrennt (Bild 6). Die Kies- und Sandfraktionen des Ausbruchmaterials konnten als Betonzuschlagstoffe verkauft werden.

Bild 6: Separieranlage und Bentonitbecken



Altbentonit und feinste, nicht abtrennbare Bodenfraktionen wurden in zwei Becken mit je 300 m³ Inhalt zwischengestapelt und anschliessend in einer stationären Kammerfilterpresse zu Filterkuchen eingedickt und in Inertstoffdeponien transportiert. Für das Auffahren der letzten rund 60 m vor der Zielbaugrube, welche vollständig im Ton lagen, wurde zusätzlich eine mobile Kammerfilterpresse eingesetzt.

Um die geforderten Vortriebsleistungen überhaupt erreichen zu können, muss bei einem Hydroschildvortrieb die Separieranlage auf die TVM abgestimmt sein. Oft wird vergessen, dass die Separieranlage Bestandteil des Förderkreislaufs ist und daher leistungsbestimmend sein kann.

Die Separation und die Entsorgung des Ausbruchmaterials wurde der Firma HASTAG vergeben. Dadurch lag das Risiko der Entsorgung vollumfänglich beim Subunternehmer, was für die ARGE beispielsweise bei unerwartet höherem Abtransport von Filterkuchen in die Inertstoffdeponie von Vorteil sein kann. Dagegen ist nicht zu vernachlässigen, dass mit der Weitervergabe der Separation ein externer Unternehmer in das System des Förderkreislaufs eingebunden wird. Der Förderstrom wird beim Austritt in die Separieranlage dem Subunternehmer übergeben und im Fahrbecken wieder übernommen.

In Thun war die Separieranlage oft vortriebsbestimmend, doch im Zweischichtbetrieb konnten auch stolze Tagesleistungen von bis zu 19.80 m, bzw. 16 Ringen erreicht werden.

4. Stützflüssigkeit

Die Basis für einen setzungsarmen Hydroschildvortrieb bildet u.a. die Stützflüssigkeit. Deshalb wurde diese durch die ARGE aufbereitet, kontrolliert und gewechselt. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Aareschotters mit einem k -Wert von bis zu 10^{-2} m/s wurde die Bentonitsuspension mit einem Mischverhältnis von bis zu 80 kg/m^3 angemacht. In weniger durchlässigen Böden wird etwa halb soviel Bentonit verwendet. Die Limite liegt in der Förderbarkeit der Stützflüssigkeit mit den Speise- und Förderpumpen.

Der Frischbentonit wurde in drei Becken mit je 150 m^3 Fassungsvermögen zwischengelagert. Die Zugabe in den Förderkreislauf erfolgte kontinuierlich, um die Qualität der Stützflüssigkeit ständig auf hohem Niveau halten zu können. Pro Hub à 1.20 m wurden die Bentonitwerte im Baustellenlabor mindestens einmal überprüft.

Im schottrigen Baugrund war mit unerwarteten Bentonitverlusten zu rechnen. Beim Wegfliessen von hohen Mengen in den Boden wären maximal 450 m^3 Frischbentonit zur Verfügung gestanden. Weiter waren Installationen für die Zugabe von Vermiculit, Polymer oder Styroporkügelchen vorhanden. Um die Ortsbrust und den dahinterliegenden Boden mit Stützflüssigkeit sättigen zu können, wurde nach Möglichkeit mit dem maximal möglichen Stützdruck gefahren. Damit wurde die Wahrscheinlichkeit eines grösseren Bentonitverlusts auf ein Minimum reduziert, so dass es auf der ganzen Vortriebsstrecke bei kleineren Defiziten von wenigen Kubikmetern blieb.

Bild 7: Einschalige Tübbingauskleidung mit Stollenbahn, Laufsteg sowie Ver- und Entsorgungsleitungen



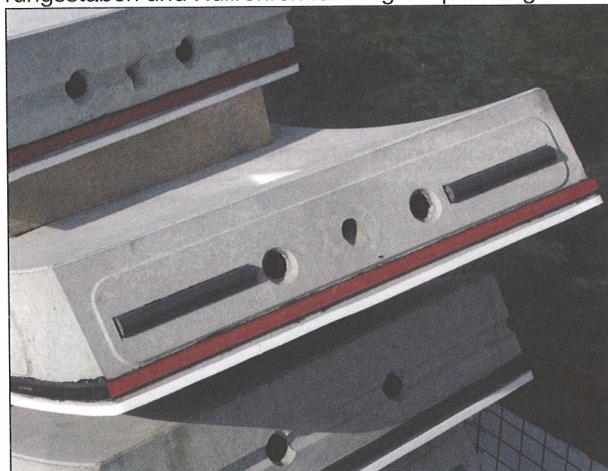
5. Einschalige Tübbingauskleidung mit Ringvorspannung

Unmittelbar nach dem Ausbruch, noch im Schutz des Schilds, wurden die Tübbings montiert. Diese bilden das

fertige Tunnelgewölbe des einschaligen Ausbaus (Bild 7) und dienen der TVM als Auflage für das Aufbringen der Vorschubkraft von max. $20'440 \text{ kN}$ während des Vortriebs. Ein 30 cm starker Tübbingring mit einem Innendurchmesser von $5,40 \text{ m}$ ist $1,20 \text{ m}$ lang und besteht aus fünf Elementen und einem halb so langen Schlussstein. Der Bewehrungsgehalt der Tübbings beträgt rund 110 kg/m^3 .

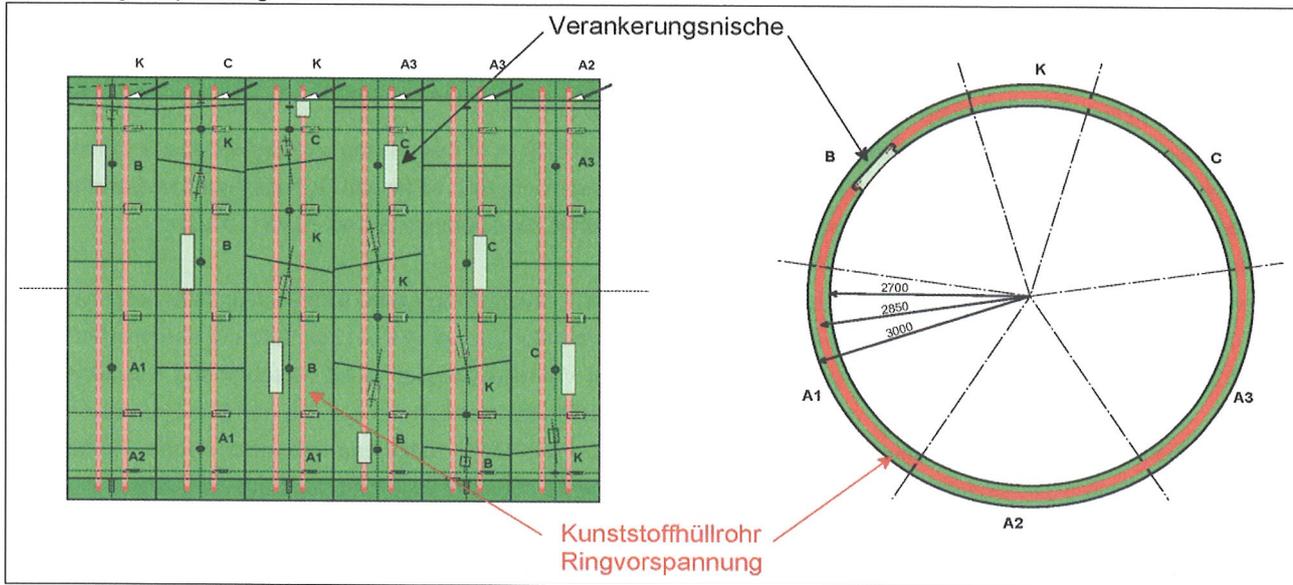
Der Universalring ist leicht konisch und konnte je nach horizontaler und vertikaler Linienführung entsprechend den elf Vorschubpressen in elf verschiedene Positionen gedreht und montiert werden. An den Stosskanten sind die von der Marti Tunnelbau AG produzierten Tübbingelemente mit einer Dichtung der Dätwyler AG mit einer Basisbreite von 33 mm versehen. Um die Tübbings möglichst genau versetzen zu können, wurden in den Längsfugen Führungsstäbe eingebaut, was sich sehr bewährt hat (Bild 8).

Bild 8: Tübbingelemente mit Dichtungen, Längsführungsstäben und Hüllrohren für Ringvorspannung



Der als Düker konzipierte Stollen ist eine wasserbauliche Konstruktion. Unter Berücksichtigung des statischen Drucks und der dynamischen Druckschwankungen sind die Tübbings für strömendes Wasser sowie einen variierenden Druckgradienten innen wie aussen ausgelegt. Im Tübbingring können infolge dieser Beanspruchungen Zugkräfte auftreten. Zu deren Übertragung in den Tübbingfugen wurde durch die Firma VSL eine Ringvorspannung eingebaut (Bild 9). Dabei wurde jeder Tübbingring mittels zweier etwa im Dreiteilspunkt liegenden Spannglieder vorgespannt. Diese sind in einem Kunststoffhüllrohr geführt und bestehen aus zwei Monolitzen à 100 mm^2 , die jeweils mit einer 2 mm dicken PE-Schutzhülle überzogen sind. Die Verwendung von Monolitzen reduziert die Reibungsverluste entlang des Spannglieds erheblich, verglichen mit üblichen Mehrlitzenspanngliedern.

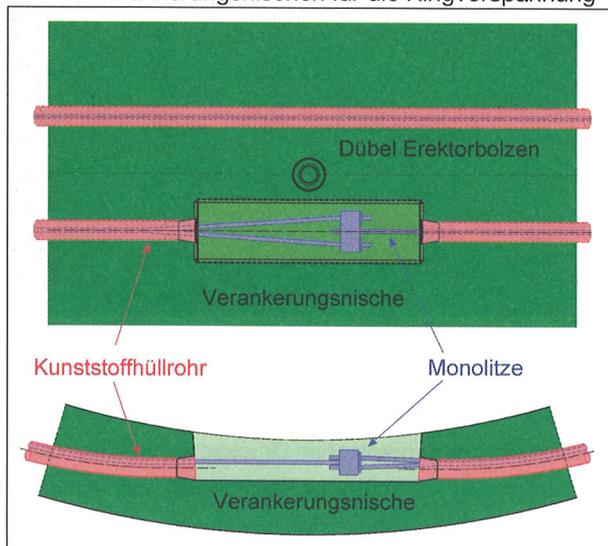
Bild 9: Ringvorspannung



Für das Aufbringen der Vorspannkraft wurde ein System für Rundvorspannung ohne feste Verankerung verwendet. Dazu wurde in jedem Tübbingring in den an den Schlussstein angrenzenden Elementen je eine Verankerungsnische versetzt angeordnet (Bild 10). Nach dem Vorspannen wurden diese ausinjiziert.

dem Durchlaufmischer mit Wasser angemischt und anschließend mit der Stollenbahn zur TVM transportiert werden. Um die Reinigung der Leitungen auf der TVM reduzieren und Stopfer vermeiden zu können, wurde ein Produkt mit nur geringem Zementanteil verwendet. Im Start- und Zielbereich wurde der Zementgehalt erhöht, um den Ringspalt genügend gut abdichten zu können.

Bild 10: Verankerungsnischen für die Ringvorspannung



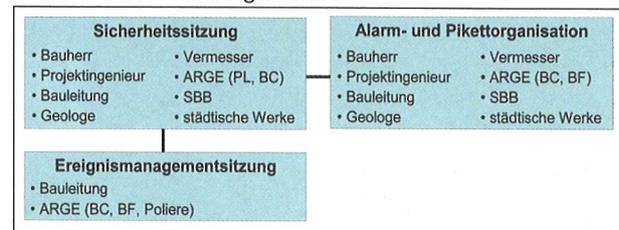
Im Bereich der Unterführungen mit reduzierter Erdauflast wurden die Ringe zusätzlich in Längsrichtung permanent verschraubt. In den ersten und letzten 15 Ringen wurde zudem eine Längsdurchverschraubung montiert.

6. Sicherheitsmanagement

6.1 Sicherheitsorganisation

Im Rahmen des Sicherheitsmanagements wurden als organisatorische Elemente zwei Gremien konstruiert (Bild 11). Die Sicherheitssitzungen unter Beteiligung der aufgeführten Vertreter wurden im Monatsrhythmus in der Planungs- und Ausführungsphase abgehalten.

Bild 11: Sicherheitsorganisation



Der Verpressmörtel für die Ringspaltverfüllung bestand aus ofengetrocknetem, sandigem Grundmaterial mit Zusätzen von Zement, Flugasche, Bentonit, Weisskalkhydrat und Chemie. Ab einem Silo auf dem Installationsplatz, in den das Trockengemisch eingeblasen wurde, konnte das Mischgut der Firma Maxit abgezogen, in ei-

Die Ereignismanagementsitzungen waren den Sicherheitssitzungen untergeordnet und fanden während der Ausführungsphase wöchentlich statt. Teilnehmer waren die Bauleitung und Vertreter der ARGE. Diese Besprechungen ermöglichten insbesondere den Austausch der Erfahrungen der vergangenen Woche. Auf Basis der Massnahmen- und Sicherheitspläne wurde der Vortriebsbereich in der Folgewoche besprochen.

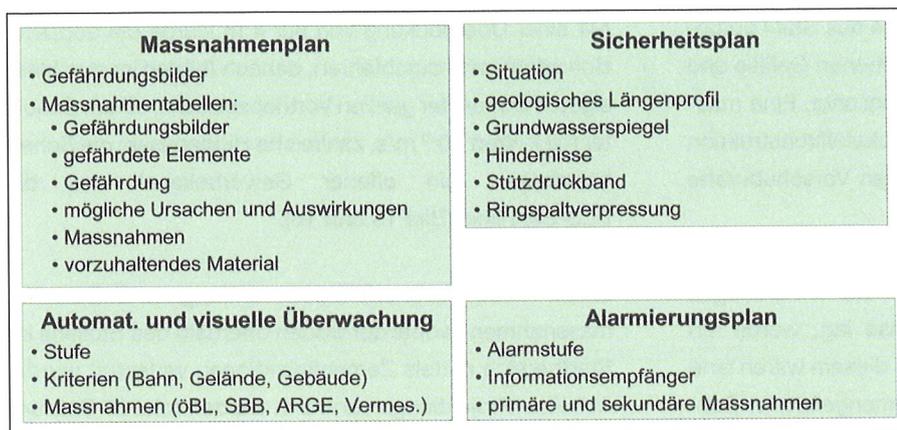


Bild 12: Sicherheitsinstrumente

Die Alarm- und Pikettorganisation wurde aus den Vertretern der Sicherheitssitzung gebildet.

6.2 Sicherheitsinstrumente

Über die gesamte Stollenstrecke erarbeitete die Ingenieurgemeinschaft in Zusammenarbeit mit der ARGE vier Sicherheitsinstrumente (Bild 12).

In den Massnahmenplänen wurden mögliche Gefährdungsbilder formuliert und die Risiken beurteilt. In Massnahmentabellen waren die gefährdeten Elemente, deren Gefährdung, die möglichen Ursachen und Auswirkungen, die Massnahmen und das vorzuhaltende Material zur Umsetzung derselben definiert.

Im Plan für die automatische und visuelle Überwachung wurden pro Alarmstufe die Kriterien aufgeführt. Im Bahnbereich waren dies Gleisverwindung, Überhöhung und Neigungswechsel der Masten, im Gelände Setzungen und bei Gebäuden und Strassen Risse. Dazu wurden die entsprechenden Massnahmen für die örtliche Bauleitung, die SBB, die ARGE und den Vermesser aufgelistet.

Im grafischen Sicherheitsplan sind die Situation und das geologische Längenprofil dargestellt. Es enthält weiter die Angaben der Lage des minimalen und maximalen Grundwasserspiegels, die zu unterquerenden oder zu durchfahrenden Hindernisse und das Stützdruckband. Als weitere Information ist aus dem Sicherheitsplan ersichtlich, in welchen Bereichen Einstiege nicht zulässig sind. Mit dem Auffahren des Stollens wurde im Sicherheitsplan ein Diagramm mit der Menge der Ringspaltverpressung pro Hub nachgeführt.

In einem fünfstufigen Alarmierungsplan wurden die Informationsempfänger per SMS, Fax und E-Mail sowie die

Massnahmen festgehalten. In den beiden höchsten Alarmstufen konnte direkt der Fahrdienst der SBB in Spiez benachrichtigt werden.

Die erwähnten Elemente des Sicherheitsmanagements haben sich sehr bewährt. Damit konnte insbesondere bei den nicht fachvertrauten Vertretern der SBB und den städtischen Werken Vertrauen geschaffen, unerwünschte Ereignisse vermieden und ein qualitativ hochwertiges Bauwerk erstellt werden.

Im folgenden wird auf drei Schwerpunkte eingegangen: Der Startbereich mit dem Anfahren und der Unterquerung der BLS-Bahnlinie, der Vortrieb entlang dem Haupttrasse Bern–Thun der SBB und das Ausfahren in die Zielbaugrube.

6.3 Startbereich: Anfahren und Unterquerung BLS-Trasse

Die TVM wurde in der Startbaugrube des Auslaufsbauwerks montiert, welche im Uferbereich der Aare erstellt wurde (Bild 13). Aufgrund der kurzen Baugrubenlänge von nur 32 m erfolgte das Anfahren mit lediglich zwei von insgesamt vier Nachläufern.

Bild 13: Anfahren der TVM in der Startbaugrube



Der Schild wurde auf einer Schildwiege aus Stahl aufgebaut, welche das Anfahren im vorgegebenen Gefälle und in der entsprechenden Richtung ermöglichte. Eine massive, in den Baugrund verankerte Rücksteifkonstruktion ermöglichte das Aufbringen der nötigen Vorschubkräfte beim Anfahren der TVM.

Weil der Grundwasserspiegel hinter der zweireihigen Bohrpfahlwand auf Höhe Stollenachse lag, wurde ein Dichtrohr montiert und eingespritzt. In diesem waren eine Doppellippendichtung und ein zusammengefalteter Bullflex-Schlauch befestigt (Bild 14). Die Lippendichtung ermöglichte das Aufbringen eines Stützdrucks und verhinderte beim Anfahren das Austreten der Stützflüssigkeit um den Schildmantel in die Baugrube, während der Bullflex-Schlauch nach dem Passieren des Schildschwanzes ausgemörtelt wurde und so den Hohlraum zwischen Dichtrohr und Tübbing abdichtete.

Bild 14: Dichtrohr mit Bullflex-Schlauch und Doppellippendichtung



Mit einer Überdeckung von nur 4 m wurde die doppelte Bohrpfahlwand durchfahren, danach folgten im durchlässigsten Boden der ganzen Vortriebsstrecke, einem Schotter mit k -Wert 10^{-2} m/s, zahlreiche Hindernisse: die Scheibenstrasse, ein offener Gewerbekanal und die BLS-Bahnlinie (Bild 15 und 16).

Diese Hindernisse erforderten umfangreiche Bauhilfsmassnahmen, wobei der Boden oberhalb des Stollens im Startbereich mittels Zementinjektionen verfestigt wurde. Auf einer Projektlänge von 75 m wurden total 67 Bohrungen mit einer Gesamtlänge von 933 m abgetieft. Die totale Injektionsmenge betrug 250 Tonnen Zement mit 10% Bentonitanteil. So wurde ein Deckel von ca. 6 m Breite und 2 m Stärke im Untergrund erstellt (Bild 17). Der verfestigte Deckel wurde mittels Kernbohrungen überprüft. Die Höhenlage der BLS-Gleise wurde während der Bodeninjektionen automatisch auf Hebungen überwacht. Beim Erreichen des festgesetzten Grenzwerts mussten die Verpressdrücke reduziert werden. Die gemessenen Hebungen während den Injektionsarbeiten waren grösser als die gemessenen Setzungen beim Unterqueren!

Der zu unterquerende offene Gewerbekanal wurde geleert und untersucht. Grössere Leckstellen wurden injiziert, die Kanalinnenseite mit Spritzbeton örtlich saniert und der Kanal als Auflast mit Rundkies aufgefüllt.

Nach 38 m Vortrieb erreichte die TVM die Randzone des Bahntrassees. Nun waren auch sämtliche Nachläufer montiert, eine wichtige Voraussetzung für das sichere Unterfahren des BLS-Gleises mit einer Überdeckung von 7 m.

Bild 15: Situation Startbereich und Unterquerung BLS-Trasse

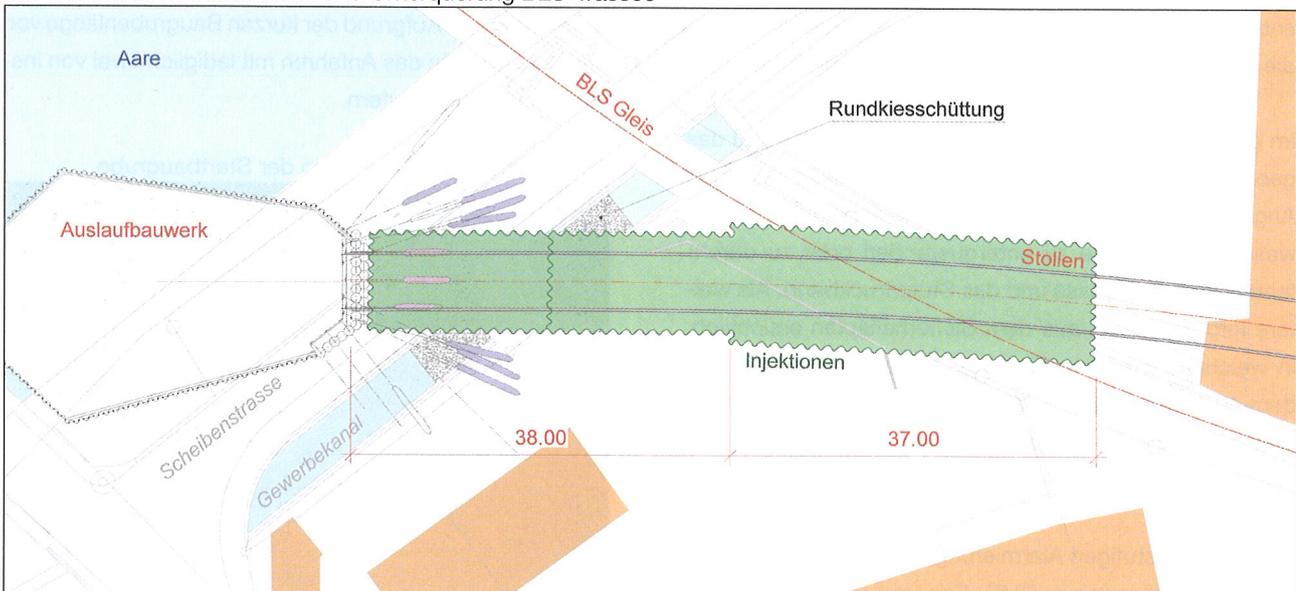


Bild 16: Längenprofil Startbereich und Unterquerung BLS-Trasse

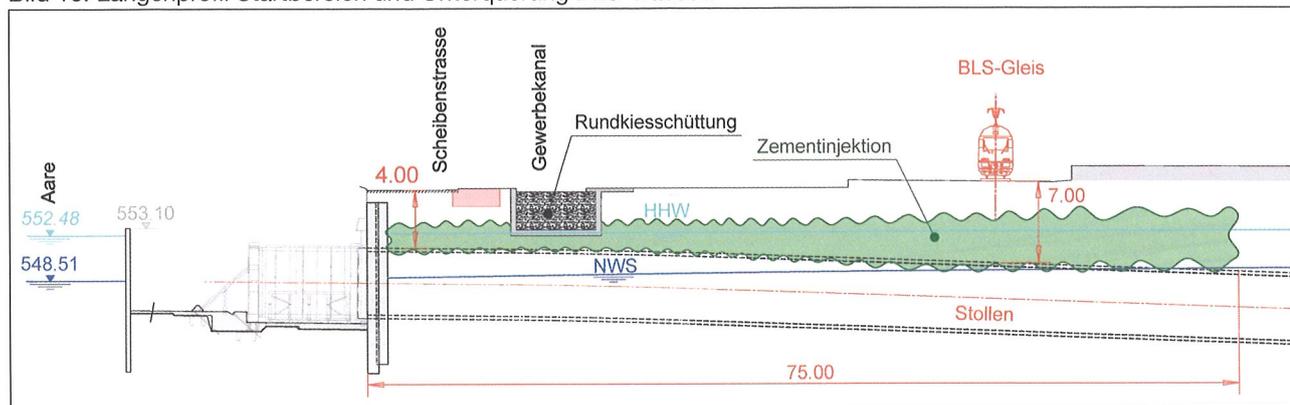
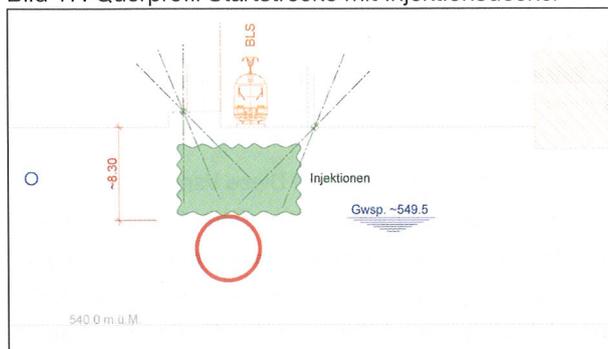


Bild 17: Querprofil Startstrecke mit Injektionsdeckel



Im gesamten Startbereich wurde mit einem Tachymeter eine automatische Höhenüberwachung von Terrain-, Gebäuden- und Gleisschwellenpunkten eingerichtet. Im Gleisbereich erfolgten zusätzlich Messungen der Gleisverwindung und der differentiellen Setzung der Gleise mittels Gleiswaage. Die Messungen wurden der automatischen fünfstufigen Alarmierung angeschlossen, welche je nach Stufe per E-Mail, Fax und Notfalltelefon erfolgte. Die Arbeiten verliefen erfolgreich und die grössten gemessenen Setzungen betrugen 5 mm.

6.4 Vortrieb entlang SBB-Haupttrasse

Die Herausforderung, dass der Zugverkehr Thun–Bern sowie Thun–Emmental wegen seiner sehr hohen Frequenzen unter keinen Umständen unterbrochen oder beeinträchtigt werden darf, war gross. Diesem Vortriebsbereich wurde bereits in der Planungsphase spezielle Aufmerksamkeit zuteil.

Basierend auf den umfangreichen geologischen Untersuchungen wurden mögliche Setzungsmulden mit dem Finite-Element-Programm Z-Soil berechnet. Modelliert wurden verschiedene Gefahren wie eine ungenügende Schildschwanzverpressung, Abbau ohne Vortrieb oder Ausbläser bei Revisionsarbeiten unter Druckluft. Die Aus-

wirkungen bei solchen Ereignissen wurden zusammen mit den SBB analysiert.

Insbesondere wurde eine automatische Überwachung der Gleise, Gelände und angrenzenden Gebäude eingerichtet. Die Überwachung folgte dem Vortrieb und deckte einen Bereich von +20 m vom Schneidrad in Vortriebsrichtung und -50 m vom Schneidrad zurück ab (Bild 18). Mit Hilfe des fünfstufigen Alarmierungs- und Massnahmenplans waren während der gesamten Vortriebszeit allfällige Reaktionen auf mögliche Ereignisse bereits vorgeplant.

Die Auswirkungen der Vortriebsarbeiten auf die Gleise waren sehr gering. Es wurden maximale Setzungen von 3 mm gemessen. Der Vortrieb löste während der ganzen Zeit nie Alarm aus. Auch die Anzahl Fehlalarme war klein und diese konnten sofort als solche erkannt werden. Die aktuellen Messwerte und deren zeitlicher Verlauf wurden automatisch permanent online aktualisiert. Bauleitung, Unternehmung und Projektingenieur konnten die Messwerte per Internet von ihren Arbeitsplätzen aus bequem kontrollieren.

6.5 Ausfahren in die Zielbaugrube

Da der Grundwasserspiegel in der innerstädtischen Umgebung beim Bahnhof Thun ausserhalb der Baugrube nicht abgesenkt werden konnte, erfolgte das Ausfahren der TVM in die geflutete Zielbaugrube des Einlaufbauwerks (Bild 19). In einer vierreihigen, überschnittenen Bohrpfahlwand wurden vom Terrain aus zwei Injektionsreihen bis in die Stollenachse erstellt (Bild 20). Diese ermöglichten nach dem Durchfahren des Schilds eine Abdichtung des Spalts zwischen Schildmantel und Bohrpfählen mit Schaum und verhinderten beim Absenken des Wassers in der Zielbaugrube das Ausfliessen des tonigen Baugrunds.

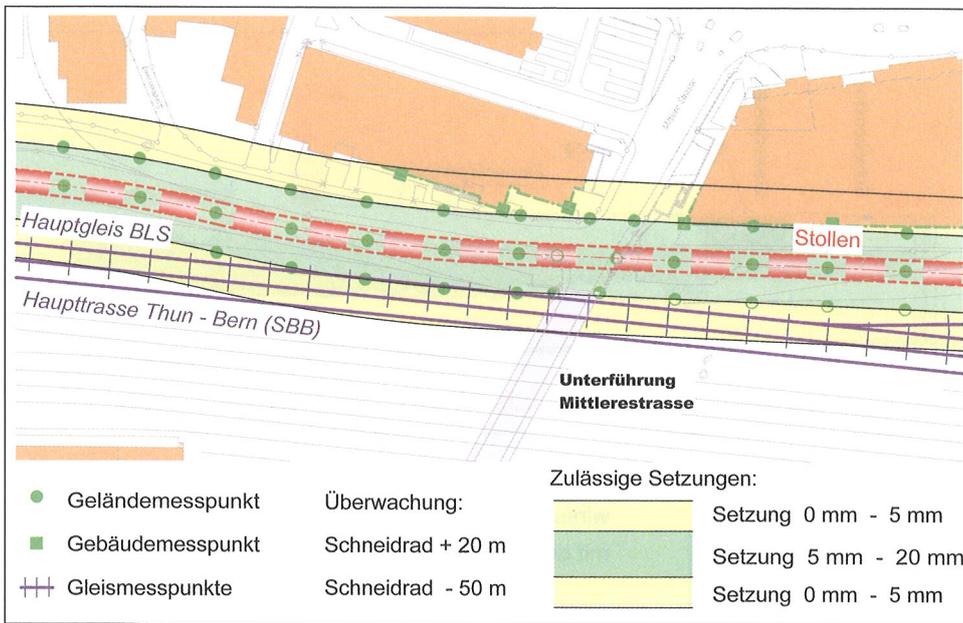


Bild 18: Situation Überwachung entlang SBB-Haupttrasse

Bild 19: Ausfahren der TVM in die geflutete Zielbaugrube



Das Ausfahren verlief ohne nennenswerte Zwischenfälle. Nebst dem Verzicht auf einen spektakulären Durchstich hat das so genannte Nassausfahren den grossen Nachteil, dass die Vorgänge nicht durch die Vortriebsmannschaft selber, sondern nur durch ein Taucherteam überwacht und allfällige Interventionen ausgeführt werden können.

Die Schildwiege für das Ausfahren der TVM in die Zielbaugrube bestand aus Beton, damit sich die Maschine

das Bett selber fräsen konnte. Diese Variante ist gegenüber dem im Startschacht verwendeten Stahlbau höhenunabhängig und somit für das Ausfahren besser geeignet. Zudem ermöglicht der Absatz in der aufgefahrenen Betonschildwiege das Aufbringen des für den Ringbau erforderlichen Gegendrucks.

7. Druckluftarbeiten

Beim Hydroschildverfahren sind Einstiege für das Bergen von Hindernissen, welche mit dem Schneidrad nicht abgebaut werden können, sowie die Kontrolle und Auswechslung der Abbauwerkzeuge erforderlich. Um in Arbeitsräume mit einer Druckluftatmosphäre zu gelangen, müssen Personen und Werkzeuge Schleusen passieren, in denen der Luftdruck im Arbeitsbereich erhöht wird. Bei einem Überdruck ab 0.1 bar spricht man von Arbeiten in Druckluft.

In Thun wurden auf der ganzen Vortriebsstrecke keine Hindernisse ehemaliger Baugruben angetroffen. Die stark abrasive Geologie führte zu einer weitaus grösseren Abnutzung der Werkzeuge als erwartet. Bei Werkzeugkontrollen und -wechsel wurden insgesamt 438 Arbeitsstunden bei Überdrücken von bis zu 2,6 bar geleistet. Dank der intensiven und seriös durchgeführten Kontrollen konnten Beschädigungen an den Werkzeughalterungen und der Schneidradgrundkonstruktion vermieden werden (Bild 21).

Für Einstiege wurde die Stützflüssigkeit im Abbauraum abgesenkt und die Ortsbrüst mit Druckluft beaufschlagt. Der

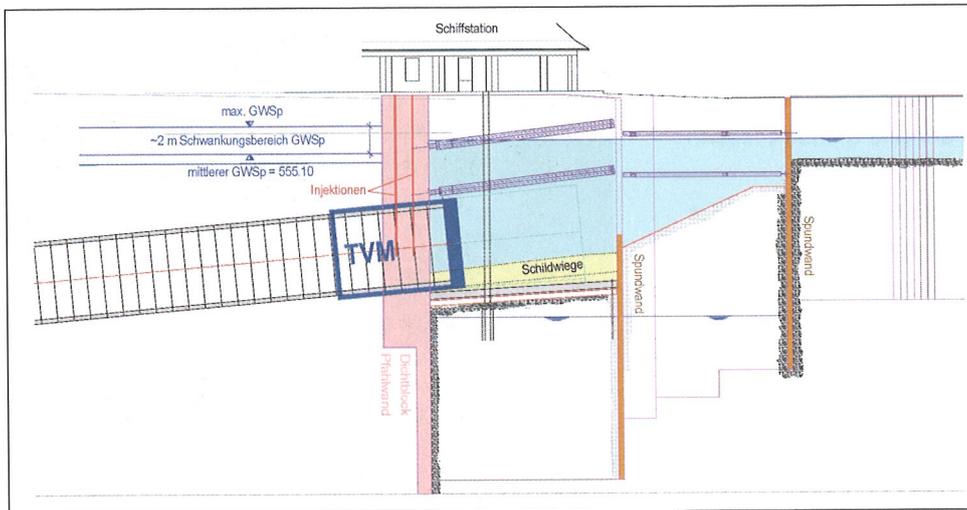


Bild 20: Längsschnitt Zielbaugrube

durch den Bentonit gebildete Filterkuchen verhinderte dabei das Entweichen der Druckluft und ermöglichte ein sicheres Betreten der Abbaukammer. Zur Überwindung des Druckunterschieds zwischen Stollen und Abbauräum waren im Schild eine Personen- und eine Materialschleuse installiert. Für das Ausschleusen wurde medizinischer Sauerstoff als Dekompressionsgas verwendet, was in der Schweiz nicht vorgeschrieben, aber in Deutschland Pflicht ist (Bild 22). Weil der Sauerstoff den Stickstoff aus dem Körper verdrängt, treten mit diesem Dekompressionsgas erfahrungsgemäss weniger Beschwerden auf. Um diese möglichst vermeiden zu können, wurden zudem die Ausschleuszeiten entsprechend konservativ angesetzt.

Bild 21: Auswechseln von Schälmeßern



Nebst den veralteten schweizerischen Gesetzesgrundlagen von 1961 wurden zusätzlich verschärfte Teile der deutschen Druckluftverordnung beigezogen, was in gegenseitiger Absprache mit der SUVA erfolgte. Da auch dieses Werk mit Jahrgang 1972 veraltet ist, hat Deutschland im Jahre 2003 in der RAB 25 mit einer Konkretisierung zur Druckluftverordnung den Stand der Technik wiedergegeben.

Bild 22: Ausschleusen mit medizinischem Sauerstoff



Während die SUVA in der Schweiz das Vorhalten einer Behandlungskammer vor Ort nicht vorschreibt, ist dies in einigen europäischen Ländern und den USA Pflicht. In der Schweiz sieht die gängige Praxis vor, Druckluftarbeiter mit Dekompressionsbeschwerden mit der REGA nach Basel oder Lausanne zu transportieren und dort in den beiden zwei einzigen noch vorhandenen Kammern zu behandeln.

In Absprache mit der SUVA verzichtete die ARGE auf das Vorhalten einer Behandlungskammer. Um Beschwerden möglichst vermeiden zu können, wurden die Ausschleuszeiten entsprechend konservativ angesetzt. Für die Beratung und Erarbeitung des Betriebskonzepts wurden zudem mit dem Druckluftarzt, Dr. med. Karl-Peter Faesecke, Hamburg (D) und Claus Mayer von der Nordseetaucher GmbH, Ammersbek (D) zwei ausgewiesene Spezialisten beigezogen.

Diese arbeiteten u.a. für die Druckluftarbeiten beim Bau des Entlastungsstollens spezielle Dekompressionstabellen aus. Wegen der Höhenlage, der zu erwartenden Ar-

beitsschwere bei Druckluftarbeiten in der TVM und des Fehlens einer Rekompansionsmöglichkeit vor Ort wurde die maximale Arbeitszeit in Überdruck auf drei Stunden und die längste Ausschleusung auf eine Stunde limitiert.

In Zusammenarbeit der drei deutschsprachigen Länder Deutschland, Österreich und der Schweiz ist die gemeinsame Erarbeitung eines Grundlagenpapiers im Sinne der Vorbereitung von angepassten gesetzlichen Vorschriften in den jeweiligen Ländern im Gange. Insbesondere aufgrund der Frage der Notwendigkeit des Vorhaltens einer Behandlungskammer vor Ort wäre es sehr zu begrüßen, wenn dieses Projekt forciert würde.

8. Schlussbemerkungen

Aus dem Hydroschildvortrieb für den Hochwasserentlastungsstollen Thun kann folgendes Fazit gezogen werden:

- Der Einsatz eines Hydroschildes für das Auffahren der teilweise sehr durchlässigen Schotterstrecke mit k-Werten von bis zu 10^{-2} m/s war richtig.
- Die von Herrenknecht eingemietete TVM mit dem auf die Geologie abgestimmten Schneidraddesign hat sich bewährt.
- Die Separieranlage ist Bestandteil des Förderkreislaufs, sollte aber nicht leistungsbestimmend sein. Diesem Aspekt muss in der Planungsphase besondere Beachtung geschenkt werden
- Dank des hohen Mischverhältnisses der Stützflüssigkeit von bis zu 80 kg/m^3 blieben die Verluste klein.
- Die organisatorischen und technischen Massnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit haben sich vollumfänglich bewährt.
- Die Dekompression mit medizinischem Sauerstoff, die Ausarbeitung spezieller Dekompressionstabellen mit Begrenzung der maximalen Arbeitszeit und der längsten Ausschleuszeit war eine wesentliche Grundlage, dass keine Druckluftbeschwerden aufgetreten sind.

Weitere Informationen:

www.hochwasserschutzthunersee.ch

Bild 23: Durchstichsfeier im April 2008



Am Bau Beteiligte

Bauherrschaft

Bund, Kanton Bern und Stadt Thun

Projekt- und Bauleitung

IG ThunerSeeAare (IG TSA):

- Kissling + Zbinden AG, Spiez
- IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Bern
- Bächtold & Moor AG, Bern

Oberbauleitung

Marchand + Partner AG, Bern

Geologe

Geotechnisches Institut, Spiez

Überwachung

Riesen & Stettler AG, Urtenen-Schönbühl

Bauausführung

ARGE Hochwasserentlastungsstollen Thun:

- Walo Bertschinger AG, Bern/Zürich
- PraderLosinger SA, Sion/Zürich

Tunnel Maurice Lemaire à Saint-Marie aux Mines – Le génie civil au service de la sécurité

André Thiboud, Diplôme d'ingénieur de TPE, Travaux Publics de l'Etat
APRR, Direction des Grands Investissements et de la Construction

SUMMARY

Der 7 km lange, bidirektionale Maurice Lemaire-Tunnel verbindet die Regionen Elsass und Lothringen. Die Tunnel-Sicherheitsmassnahmen beinhalten den Bau eines Parallelstollens, welcher folgende Funktionen erfüllt: Rettung von Personen, Abluft von Brandgasen, Versorgung mit Frischluft und das Sicherstellen von wichtigen

Werkleitungen. Um all diese Funktionen zu gewährleisten, sind mehrere Querverbindungen zwischen dem Tunnel und dem Parallelstollen vorgesehen. Die geplanten Bauarbeiten umfassen auch die Sanierung des bestehenden Tunnels und die Erneuerung der Signaleinrichtungen sowie weiterer Einrichtungen.

1. Introduction

Plus couramment dénommé «tunnel de Ste-Marie-aux-Mines», «il s'agit du plus long tunnel routier français». Reliant l'Alsace à la Lorraine et long de près de 7 km, il a été construit par la SNCF en 1930 et exploité en tunnel ferroviaire.

Transformé en tunnel routier à partir de 1970, il a été ouvert à la circulation en 1976 et rapidement concédé à la Société du tunnel Maurice Lemaire du nom du président du conseil général.

A cette époque, la sécurité consistait avant tout à garantir la ventilation. Dans ce but, la mise en place d'un plafond préfabriqué suspendu en béton armé a été choisie. Le gabarit en fut fortement réduit, nécessitant la mise en place d'un gabarit physique d'entrée à 4,17 m de hauteur.

En 1971, l'Etat français a décidé de confier sa concession d'exploitation à Autoroutes Paris-Rhin-Rhône (APRR) et c'est à ce titre qu'elle intervient aujourd'hui.

A la suite de l'accident du tunnel du Mont Blanc, le tunnel Maurice Lemaire a fait l'objet d'un diagnostic de sécurité, comme l'ensemble des tunnels routiers français de plus de 1 000 m.

Ce diagnostic a mis en évidence la nécessité de réaliser des travaux de sécurisation et, par précaution, il a été décidé de l'interdire aux poids lourds en mars 2000. Le tra-

fic était alors de 3 500 véhicules/jour, dont 35 % de poids lourds.

Afin de rechercher un Maître d'Oeuvre dans le but de réaliser les travaux de sécurité, la SAPRR a décidé d'utiliser la procédure dite de marché de définition. Quatre des plus grands bureaux d'études français et suisses ont proposé leurs meilleures solutions de mise en sécurité du tunnel.

Pas moins de 18 solutions ont été examinées et c'est le Groupement franco-suisse Bonnard & Gardel – Scetauroute qui a été retenu en février 2002 pour assurer la maîtrise d'oeuvre générale.

Une étude préliminaire de réparation d'ouvrages d'art a été proposée à l'approbation de la Direction des Routes. Elle a permis de retenir la solution consistant à creuser une galerie latérale assurant la triple fonction d'accès des secours d'évacuation des usagers, de désenfumage et de ventilation d'air frais.

Par ailleurs, ce tunnel présente une particularité qui date de la période sous exploitation que nous ont laissé nos collègues de la SNCF : six captages ont été construits au centre du tunnel et l'eau a été mise à disposition de la Commune de Ste-Marie-aux-Mines comme appoint d'eau potable pendant l'étiage de ses autres ressources.

Ces captages étant devenus des sites protégés par arrêtés préfectoraux, et devant l'impossibilité de maintenir cette alimentation d'eau potable, APRR a dû trouver des ressources de substitution hors du tunnel.

Au final, l'opération a débuté en 2003 par les travaux préparatoires, suivis des travaux principaux dès janvier 2004.

Le tunnel a été totalement fermé à la circulation en mars 2004.

Comme le tunnel Maurice Lemaire est un tunnel à forte vocation économique régionale, la réouverture à l'ensemble du trafic était souhaitée au plus tôt. Il doit rouvrir le 1 octobre 2008 après 4 ans et demi de travaux, pour un coût total de près de 200 M€ HT (millions euros, valeur 2002, hors taxes), soit 28 M€ HT par kilomètre de tunnel.

2. Le tunnel existant

Le tunnel existant a une longueur de 6 950 m, en alignement sur sa plus grande partie, et comprend une courbe de 500 m de rayon à la tête de Ste-Marie-aux-Mines. En profil en long, il présente une rampe de 1,4 % sur 6 km, puis une pente de 0,1 % sur le dernier kilomètre côté Lusse.

De part son origine ferroviaire, ce tunnel est étroit, avec une chaussée de 6,8 m pour une circulation bidirectionnelle sur deux voies de 3,4 m. Les trottoirs ont une largeur variable de 0,3 à 0,5 m.

La ventilation était de type semi-transversal à partir des usines placées à chacune des têtes du tunnel. Pour assurer la distribution longitudinale de l'air, des caissons en béton armé préfabriqués à trois carneaux ont été suspendus en voûte lors des travaux de transformation du tunnel ferroviaire en tunnel routier, au milieu des années 70.

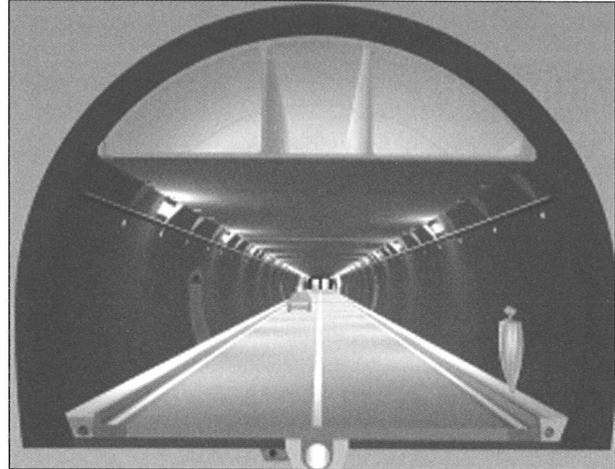
En fonctionnement sanitaire, les trois gaines pulsaient de l'air frais par des bouches réparties tous les 10 m environ. En cas d'incendie, deux gaines étaient réversibles et pouvaient aspirer les fumées par des trappes à ouverture par fusible thermique. La troisième gaine restait dédiée au soufflage d'air frais.

Les réseaux d'alimentation électrique et de communication passaient soit dans les caissons de ventilation, soit sur des chemins de câbles suspendus sous les caissons.

Cette disposition constituait un des problèmes majeurs de la sécurité du tunnel. En effet, les études réalisées dans le cadre du diagnostic des tunnels routiers de plus de 1 000 m suite à l'accident dans le tunnel du Mont Blanc ont montré que la tenue au feu des attaches des caissons de ventilation était inférieure à 10 minutes. Par ailleurs, la

présence des caissons en voûte du tunnel empêchait l'inspection et la réparation du revêtement original du tunnel, constitué de béton coffré et de moellons, réalisé dans les années 30, soit il y a environ 70 ans. Enfin, ces caissons limitaient le gabarit du tunnel et n'autorisaient pas la mise en oeuvre d'équipements en plafond.

Figure 1: Coupe du tunnel existant



Lors de la réalisation du tunnel ferroviaire, des niches ont été réalisées en quinconce tous les 25 m. Certaines de ces niches ont été transformées en poste d'appel d'urgence selon une équidistance de 250 m dans les deux piédroits. Par ailleurs, le tunnel était équipé d'un réseau incendie, alimenté par un seul point, d'une vidéosurveillance et d'un réseau de radiocommunication.

L'absence d'abri sécurisé ou de possibilité de fuite constituait le deuxième problème important pour la sécurité des usagers compte tenu de la longueur importante du tunnel et de la circulation bidirectionnelle.

Les eaux de la chaussée étaient récoltées dans un caniveau au pied du trottoir Nord, et évacuées par un collecteur de 150 mm de diamètre par l'intermédiaire d'avaloirs équidistants de 50 m. Le système d'évacuation saturé et provoquait des résurgences au point bas du tunnel.

3. Les travaux de sécurisation du tunnel

3.1 Généralités

La conception des travaux de sécurisation et de rénovation du tunnel Maurice Lemaire se base sur les directives de la circulaire interministérielle 2000-63 du 25 août 2000 relative à la sécurité des tunnels routiers.

Compte tenu de l'état du tunnel existant, les points suivants ont été pris en compte :

- la tenue au feu insuffisante des caissons préfabriqués en voûte du tunnel;
- l'amélioration des capacités de désenfumage;
- la création d'abris sécurisés et d'une voie de fuite protégée;
- la sécurisation et la rénovation des équipements;
- l'amélioration du réseau d'assainissement. ;
- la possibilité de ne plus avoir de restriction sur la hauteur libre, limitée actuellement à 4,17 m par la présence des caissons de ventilation.

3.2 Etudes de variantes

Lors de l'étude préliminaire, trois familles de solutions ont été examinées :

- une première famille dite «des abris pressurisés» conservant les caissons de ventilation suspendus en voûte;
- une seconde famille prévoyant la construction d'une galerie latérale;
- une troisième famille prévoyant la construction d'un nouveau tunnel.

Les solutions de la première famille ont été écartées compte tenu des difficultés de protection au feu des caissons et du cheminement très restreint que pouvait offrir la dimension des canaux de ventilation. Par ailleurs, ces solutions réduisaient encore plus le gabarit du tunnel.

La réalisation d'un tunnel neuf bidirectionnel ou monodirectionnel a été abandonnée compte tenu de son coût élevé pour un trafic ne justifiant pas de telles solutions.

Le choix s'est donc porté sur la création d'une galerie de sécurité parallèle au tunnel existant.

3.3 Principes de la solution retenue

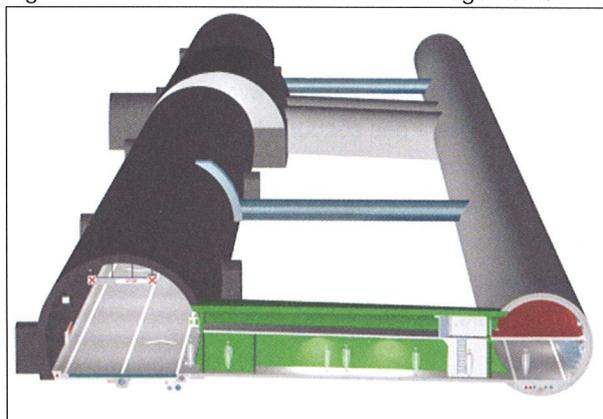
Compte tenu de l'impossibilité d'utiliser les gaines de ventilation (caissons) pour l'évacuation des usagers, la solution d'une galerie latérale s'est donc imposée. Dans ces conditions, il a été imaginé d'utiliser la galerie latérale pour assurer trois autres fonctions principales :

- l'aspiration des fumées en cas d'incendie;
- l'amenée d'air frais et l'aspiration d'air vicié en fonctionnement à fort trafic;
- la sécurisation des divers réseaux (électricité, communication et défense incendie).

Cette option, visant à optimiser l'investissement d'une galerie latérale, permet en outre de déposer les caissons de ventilation, ce qui ouvre alors les possibilités et avantages suivants :

- mise en oeuvre d'accélérateurs permettant la maîtrise rapide des courants d'air longitudinaux en cas d'incendie;
- mise en place d'une signalisation et d'une surveillance vidéo (DAI) plus efficaces;
- possibilité de confortement et de drainage de la voûte du tunnel;
- mise au gabarit réglementaire sans abaissement de la chaussée actuelle;
- suppression définitive des risques liés à la tenue au feu des caissons de ventilation.

Figure 2: Vue tridimensionnelle des aménagements



4. Description du projet

4.1 La géologie

Le tunnel Maurice Lemaire recoupe le massif cristallin des Vosges moyennes. Les grandes unités géologiques suivantes sont rencontrées, en allant de Ste-Marie-aux-Mines (Alsace) à Lusse (Vosges) :

- les gneiss de Ste-Marie, altérés dans la zone d'entrée;
- le granit, longeant dans le sens NE SW la grande faille de Ste-Marie;
- les gneiss de la Croix-aux-Mines;
- les gneiss d'Urbeis, présentant une zone altérée dans la zone de tête.

Dans l'ensemble, les roches sont de résistance moyenne à élevée, avec une forte abrasivité. Les contacts et les failles sont en général subverticaux.

Dans les gneiss de Ste-Marie-aux-Mines, des filons mi-

néralisés (arsenic, plomb, argent, etc.) ont été exploités depuis le Moyen-Âge jusqu'au XIX^{ème} siècle.

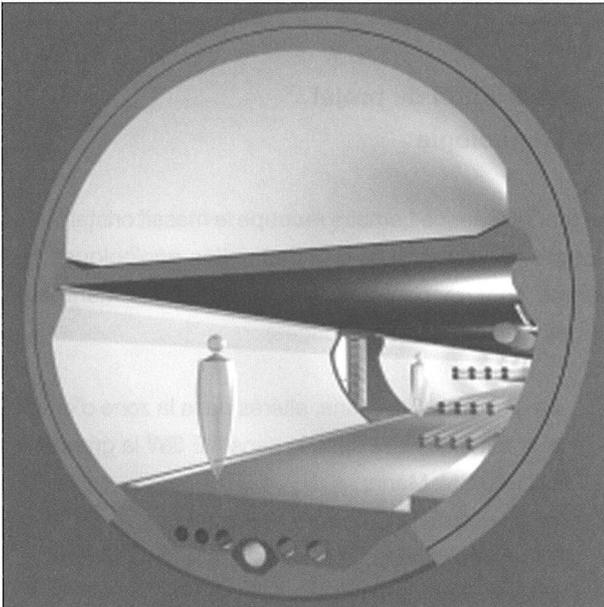
4.2 La galerie de sécurité

La galerie de sécurité est construite parallèlement au Nord du tunnel existant, à une distance d'environ 16 m entre parements. Cette galerie, d'un diamètre intérieur de 5,2 m, est décomposée en deux espaces distincts par une dalle intermédiaire.

Le compartiment supérieur est dédié au désenfumage. Il dégage une section de 7,5 m² environ. La face supérieure de la dalle est revêtue d'une isolation thermique pour garantir la stabilité structurale en cas d'aspiration des fumées très chaudes et la viabilité du compartiment inférieur.

L'espace inférieur dégage un passage de 3 m de largeur sur une hauteur de 2,2 m pour l'évacuation des usagers et l'acheminement des secours. Le parement opposé au tunnel existant comprend des chemins de câbles pour les réseaux électriques et de surveillance. Le parement côté tunnel supporte la conduite d'eau principale de défense incendie et le système de ventilation en air frais réparti en cas d'incendie.

Figure 3: Coupe de la galerie



Le radier inclut des fourreaux pour le bouclage électrique HT et la fibre optique, ainsi que le système de drainage.

Compte tenu des caractéristiques géomécaniques des terrains rencontrés, la galerie a été creusée au tunnelier

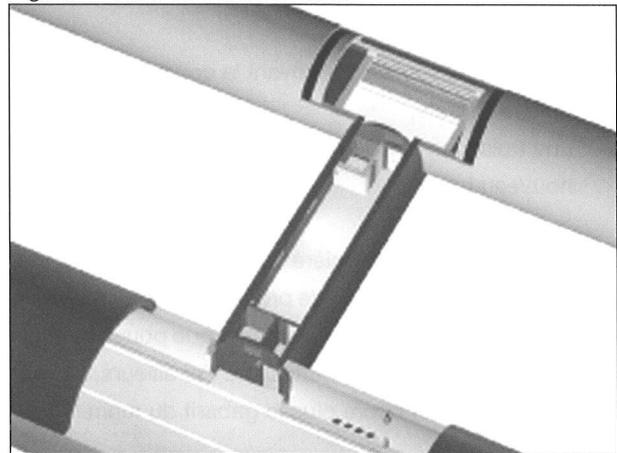
roche dure de 6 m de diamètre, puis revêtue d'un anneau intérieur en béton non armé. Les zones de tête, dans des terrains altérés, sont été excavées de manière traditionnelle (brise-roche ou explosif).

4.3 Les salles de transit

Des salles de transit, équidistantes de 400 m, relient le tunnel à la galerie. Elles sont équipées d'un sas de 5 m² du côté du tunnel et dégagent une surface utile pour des abris de 46 m², et de largeur 4 m.

Une dalle intermédiaire dégage un compartiment supérieur de 3 m² environ pour le soufflage d'air frais en cas de fort trafic.

Figure 4: Salle de transit et abris



La création de salles de transit, qui s'inspirent largement des abris prévus par la circulaire interministérielle 2000-63 du 25 août 2000, a été motivée d'une part par la nécessité de gérer au mieux les manoeuvres d'évacuation des usagers dans un tunnel long (les usagers attendent les secours avant d'être évacués par la galerie) et d'autre part par le temps nécessaire à la désactivation de la ventilation dans la galerie (surpression et vitesse d'air importantes dans les premières minutes en cas de fonctionnement maximal de la ventilation).

Les salles de transit permettent par ailleurs le passage des câbles depuis la galerie en direction du tunnel, par l'intermédiaire d'un local technique situé du côté du tunnel.

Ces salles possèdent les équipements suivants : poste d'appel d'urgence (PAU), vidéo, sonorisation, téléphone et ventilation spécifique.

4.4 Les autres liaisons intertubes

Pour permettre le fonctionnement du tunnel et de la galerie, plusieurs ouvrages de liaison sont nécessaires.

4.4.1 Sous-station électrique

Cinq sous-stations électriques sont construites au droit des garages existants dans le piédroit Nord du tunnel. Elles sont constituées par deux rameaux de liaison, entre le tunnel et la galerie, de 4 m de largeur chacun. Cette disposition permet de séparer les équipements HT-BT de ceux de la TBT et d'avoir des accès aussi bien du côté du tunnel que de celui de la galerie.

4.4.2 Carneaux de désenfumage

Des carneaux servant à l'aspiration des fumées en cas d'incendie et de l'air vicié pour les forts trafics sont prévus selon une équidistance de 100 m.

Ils sont constitués, du côté du tunnel, par une saignée dans le revêtement existant, complétée par une structure métallique permettant d'aspirer à proximité de la calotte. Ils sont prolongés par un conduit de 1,4 m de diamètre reliant le tunnel au compartiment supérieur de la galerie.

4.4.3 Conduits incendie

Les conduits permettent de relier tous les 200 m les niches incendie du tunnel à la conduite d'eau principale située dans la galerie. Ils seront réalisés par des forages de petit diamètre.

Le choix de mettre la conduite d'eau principale dans la galerie découle de la très faible largeur des trottoirs du tunnel.

4.4.4 Conduits de soufflage d'air frais répartis

Ces conduits, de 150 mm de diamètre, sont disposés tous les 25 m. Ils alimentent des bouches d'air frais situées en parement du tunnel à une hauteur d'environ 60 cm en dessus du trottoir. Du côté de la galerie, ils sont connectés directement à la zone circulée de la galerie.

4.5 Les aménagements du tunnel existant

La dépose des caissons de ventilation, associée à l'état d'un tunnel âgé de 70 ans, conduit à des travaux importants.

4.5.1 Réfection de la voûte

La présence des caissons de ventilation a empêché toute réfection de la voûte depuis les années 70. Des inspections

ponctuelles ont montré que certaines portions du tunnel ont un comportement satisfaisant et que d'autres, par contre, nécessitent des travaux de confortement. Les zones très humides ont fait l'objet de travaux de drainage et d'étanchement pour limiter les venues d'eau de la voûte du tunnel sur la chaussée, sous la forme de tôles «parapluie» en inox. Ainsi près d'un tiers du tunnel a été traité.

4.5.2 Reprise de l'assainissement

Le système d'évacuation des eaux de chaussée a été repris.

Le nouveau système d'assainissement se compose d'un caniveau à avaloir continu associé à des siphons coupe-feu et d'une canalisation d'évacuation des eaux de chaussée. Pour collecter les eaux de drainage, une deuxième canalisation est prévue, de manière à séparer autant que possible les eaux de chaussée des eaux de massif.

Figure 5: Coupe du tunnel attention éclairage et PMV



4.5.3 Réfection de la chaussée

L'audit de la chaussée béton a montré qu'une réfection lourde était nécessaire à la tête de Ste-Marie-aux-Mines sur plusieurs centaines de mètres. Sur le reste du tunnel, la chaussée est dans un état satisfaisant, malgré un dévers parfois insuffisant.

La reprise de la chaussée est associée à la reconstruction du trottoir Sud (point haut) de manière à créer un dévers minimal de 2 % dans ces zones.

Des chaussées claires seront construites aux têtes sur 600 m chacune.

4.5.4 Modification des niches

Les niches existantes du tunnel ferroviaire ont été adaptées pour permettre la création de postes de secours fer-

més, selon une équidistance de 200 m des deux côtés de la chaussée ainsi que de niches incendie en intercalation sur le parement Nord, du côté de la galerie.

Les niches non utilisées ont été obturées, de manière à éviter toute confusion pour les usagers.

4.5.5 Création de galeries de retournement

Neuf galeries de retournement ont été creusées à l'explosif au droit des garages existants pour permettre le demi-tour des véhicules de secours dans le tunnel. Les études de giration ont conduit à retenir des galeries d'une largeur de 6,5 m et d'une profondeur équivalente.

4.6 Fonctionnement de la ventilation

4.6.1 Ventilation sanitaire

Du fait des possibilités offertes par l'enlèvement des caissons, le principe de ventilation retenu est une combinaison du système longitudinal et du système transversal.

Pour les trafics faibles et moyens, le système longitudinal est mis en oeuvre avec un contrôle de la vitesse longitudinale dans le tunnel par des accélérateurs placés en voûte.

En cas de fort trafic, le système longitudinal est complété par une insufflation d'air frais tous les 400 m, en partie haute des salles de transit, et une aspiration de l'air vicié tous les 100 m par les carnaux servant également au désenfumage.

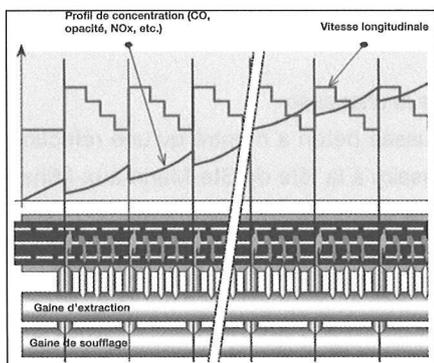


Figure 6:
Graphique
ventilation
sanitaire

Ce système mixte permet de maintenir un courant d'air longitudinal compris entre 1 et 3 m/s dans tous les cas de fort trafic.

Il est à noter que le polluant dimensionnant pour la ventilation sanitaire est le NOx. Les concentrations en CO sont alors à environ 40 % de celles admissibles; pour l'opacité, le ratio est de l'ordre de 10 %.

4.6.2 Ventilation de désenfumage

Le système de ventilation de désenfumage en cas d'incendie est constitué de trois sous-systèmes :

- le désenfumage assurant l'extraction des fumées par des carnaux équidistants de 100 m et reliés à la conduite d'aspiration située en partie haute de la galerie de sécurité;
- la maîtrise du courant d'air longitudinal, dans le sens Alsace vers Lorraine et dans des limites comprise entre 0 et 3 m/s, par des accélérateurs placés en voûte du tunnel;
- l'insufflation d'air frais répartie à faible débit en partie basse du tunnel par des bouches équidistantes de 25 m.

Cet ensemble doit permettre d'extraire plus de 110 m³/s de mélange air/fumée sur 600 m autour d'un incendie et d'assurer un confinement des fumées et une meilleure stratification de celles-ci par la création d'un point de vitesse nul à proximité de l'incendie et de faibles vitesses longitudinales de part et d'autre.

La maîtrise et la limitation de la vitesse longitudinale en fonctionnement normal permettent une meilleure gestion de l'intervention des secours et une limitation de l'extension maximale du nuage de fumée.

4.7 Les autres équipements

L'ensemble des équipements et de la signalisation du tunnel a été rénové. Cette option découle du déplacement nécessaire de tous les câblages par dépose des caissons, de l'augmentation des équipements et de l'ancienneté de certains équipements (plus de 25 ans).

Les principaux équipements sont les suivants :

- l'alimentation électrique redondante à partir de deux sources EDF distinctes à chacune des têtes;
- les installations de ventilation, notamment la mise en place de 38 accélérateurs de 900 N (Newton) en voûte du tunnel et du système de pulsion d'air frais réparti dans la galerie. Les systèmes de ventilation dans les usines de tête ne ont été rénovés;
- l'éclairage du tunnel, y compris les renforcements aux têtes. L'enlèvement des caissons permet de placer les luminaires centrés et plus haut dans la section.
- des plots de balisage sont prévus dans le piédroit Nord uniquement, du côté des issues de secours,

- un réseau d'appel d'urgence, un réseau de téléphone et une sonorisation dans les salles de transit;
- une signalisation en tunnel comprenant notamment des panneaux à message variable, des feux d'arrêt et des barrières tous les 400 m, associés aux salles de transit;
- une surveillance vidéo, avec une détection automatique d'incidents;
- une détection incendie dans le tunnel et les locaux techniques;
- la retransmission des radios d'exploitation, des services de secours et des radios FM publiques.

5. Conclusion

En 1973, lors de la mise en service du tunnel routier, nos prédécesseurs considéraient que les aménagements réalisés garantissaient la sécurité, notamment grâce aux équipements de ventilation.

Aujourd'hui, à la lumière des derniers événements, il convient d'être prudent. La sécurité passe avant tout par la mise à l'abri des usagers, la création d'accès des secours et d'une ventilation renforcée, mais ce projet ne porte toutefois que sur la mise en place de dispositions de génie civil et de matériels performants.

Pour l'avenir, il nous reste un grand pas à franchir, car nos efforts doivent porter sur le comportement des usagers afin que tous nos équipements soient bien utilisés en cas d'accident.

Projektwettbewerb als Weg zur Lösungsfindung – unsere Erfahrung am Beispiel «Instandsetzung Adlertunnel»

Peter Jedelhauser, Dipl. Bauing. ETH; SBB AG, Bern
Markus Sägesser; SBB AG, Olten

ADLER TUNNEL – PROJECT COMPETITION FOR THE REPAIR WORK

The Adler tunnel, which belongs to the Swiss Federal Railways (SBB), is a single tube approx. 5.3 km long twin track tunnel running between Liestal and Pratteln. Since its completion in 2000 deformations (i.e. squeezing and heave of the tunnel cross section) resulting from rock swelling pressures occurred in an approx. 40 m long tunnel section, around 1000 m from the north portal near Pratteln. The SBB has decided to carry out comprehensive repairs to this section, so that its service life corresponds once again to that of the whole of the structure.

In order to obtain different proposals to solve this challenging problem, with the least possible interference to the rail traffic operations, the SBB invited a restricted tender for the work.

In the meantime the preliminary planning and design work for the winning project is well in hand. The knowledge gained thereby, also in relation to the expectations of the SBB from the competition, will be presented.

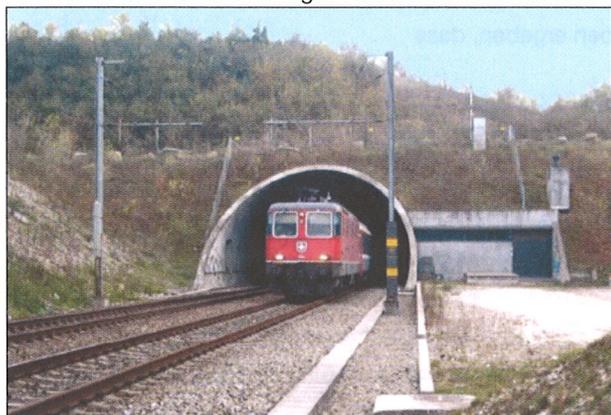
1. Ausgangslage

Der Adlertunnel der SBB AG ist ein einröhriger, ca. 5.3 km langer Doppelspurttunnel als direkte Verbindung zwischen Liestal und Muttenz auf der Linie Basel – Olten (Bild 2).

Der im Gebiet des Tafeljuras 1994–1999 grösstenteils bergmännisch mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) erstellte Tunnel weist einen kreisförmigen Querschnitt mit bewehrtem Tübbingausbau, Innengewölbe und dazwischen angeordneter Abdichtung auf (Bild 3).

Ungefähr 960 m vom westlichen Tunnelportal in Muttenz entfernt, durchfährt der Tunnel mit einer Überlagerung von 34 bis 44m Karststrukturen mit bunten Mergeln und

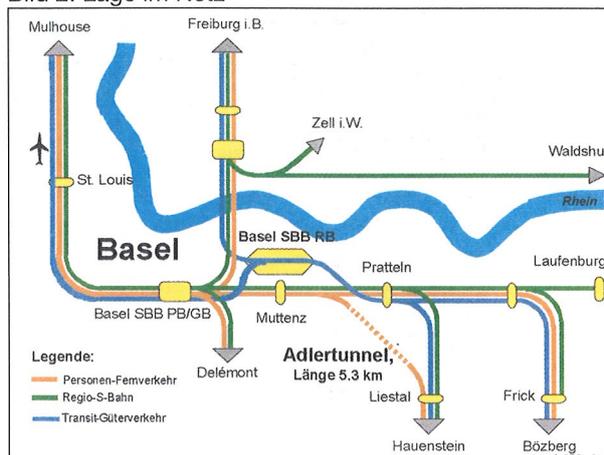
Bild 1: Portal des 5.3 km langen Adlertunnels bei Muttenz



Gipskeuper mit Anhydriteinlagerungen. Hier ereignete sich während der Bauausführung ein Niederbruch vor der TBM, der sich zu einem Tagbruch ausweitete und den Vortrieb stoppte (Bild 4a).

Die geologisch kritische Zone konnte erst nach dem Bau eines Umgehungsstollens und Zementinjektionen von der Oberfläche aus mit der TBM durchfahren werden (Bild 4b). Infolge des Tagbruches und den damit im Zusammenhang stehenden Sanierungsmassnahmen gelangt Wasser zum in der Tunnelsohle anstehenden Anhydrit, was zum bekannten Quellen führte. Im Weiteren wurde die Bettung des Gewölbes im Firstbereich durch den Verbrauch geschwächt.

Bild 2: Lage im Netz



Einige Monate nach Einbau des Innengewölbes wurden in den Tunnelelementen im Bereich des Tagbruches Risse im Betongewölbe festgestellt. Im Oktober 1998 wurden diverse Messsysteme installiert, um die weitere Deformationsentwicklung verfolgen zu können. Das Tunnelbauwerk wurde im Dezember 2000 in Betrieb genommen.

Bild 3: Normalprofil Profiltyp 1

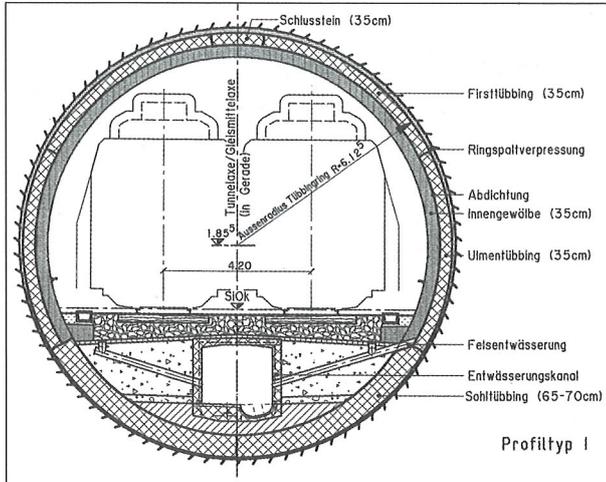


Bild 4a: Geländeoberfläche mit Tagbruch (Dezember 1995)



Bild 4b: Sanierungsmassnahmen im Längsschnitt und im Grundriss

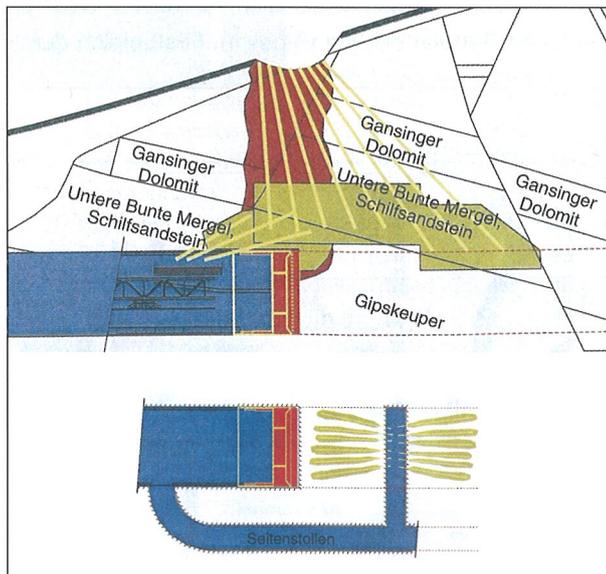


Bild 5: Typisches Rissbild mit Stahlsegmentbögen und Gitternetz gesichert (Phase 1)



Bis ca. Mitte 2003 wurde die gesamte Tunnelröhre auf einer Länge von 40 m durch den in der Sohle wirkenden Quelldruck annähernd gleichmässig gehoben (ca. 0.5 mm/Jahr). Danach verlief die Hebung der Sohle weiterhin linear und die Firsthebung verlangsamte sich, was als eine Art «Quetschung» der Tunnelröhre interpretiert werden muss. In diesem Abschnitt von 40 m Länge ist denn auch das unbewehrte Innengewölbe durch zahlreiche Diagonal- und Radialrisse beschädigt.

Die SBB AG legte das folgende, phasenweise Vorgehen fest:

- Phase 1: Sicherung der Gebrauchstauglichkeit (Sofortmassnahmen)
- Phase 2: Nachweis der Tragfähigkeit bis Endsanierung
- Phase 3: Projektwettbewerb für ein umfassendes Sanierungskonzept
- Phase 4: Instandsetzungsprojekt und Instandsetzung

Als Sofortmassnahme (Phase 1) wurde der Fahrbahnbereich mit Stahlsegmentbögen und Gitternetz gesichert, um die uneingeschränkte Gebrauchstauglichkeit weiterhin gewährleisten zu können (Bild 5).

Die Untersuchungen der Phase 2 im November 2005 haben ergeben, dass

- Tragreserven im Gewölbe vorhanden sind;
- unter der Annahme eines weiteren Deformationsverlaufes von ca. 5mm/Jahr ab ca. 2012 umfassende Sanierungsarbeiten erforderlich werden;
- es absolut zwingend ist, die eingeleiteten Mess- und Überwachungskampagnen weiterzuführen, um die den rechnerischen Untersuchungen zu Grunde gelegten Annahmen stetig zu überprüfen.

2. Projektwettbewerb für ein umfassendes Sanierungsprojekt

Erste Analysen bezüglich möglicher Sanierungskonzepte führten zu folgenden Erkenntnissen:

- es bestehen teilweise sehr divergierende Expertenmeinungen bezüglich zweckmässiger Lösungen zur Sanierung von Tunnels in quellfähigem Gipskeuper;
- entsprechend vielfältig ist die Bandbreite der Kosten;
- die Sanierung hat möglicherweise sehr grosse Einflüsse auf den Bahnbetrieb (Totalsperren, Betriebsauswirkungen).

In Anbetracht obiger Erkenntnisse war es für die SBB von grosser Bedeutung, ein bezüglich Wirkung, Kosten und betrieblichen Einschränkungen optimiertes Sanierungskonzept unter Einbezug des Know-hows von Ingenieurfirmen, der Bauindustrie und der in- und ausländischen Lehre und Forschung zu entwickeln. Es war den SBB ein grosses Anliegen, verschiedene Sanierungskonzepte strukturiert und klaren Spielregeln folgend zu analysieren, miteinander zu vergleichen und basierend darauf eine optimale Lösung zu evaluieren. In diesem Findungsprozess sollten im Sinne des kritischen Hinterfragens und zur breiten Abstützung, gleichberechtigt Experten mit fundierten Kenntnissen in Planung, Ausführung und Bahnbetrieb, sowie aus der Lehre und Forschung einbezogen werden.

Die SBB hat sich deshalb anfangs 2006 entschieden, zur Sanierung des Adlertunnels einen selektiven Projektwettbewerb nach Art. 15 BoeB und nach Art 42 Abs. 1 lit.b VoeB durchzuführen.

3. Die wichtigsten Grundsätze und Spielregeln für einen Projektwettbewerb

Beim gewählten Verfahren sind folgende wichtigen Grundsätze und Spielregeln zu befolgen:

- Das Verfahren ist zweistufig – auf eine Präqualifikation mit genau umschriebenen Auswertungskriterien folgt das eigentliche Wettbewerbsverfahren. Im vorliegenden Fall haben sich 12, zum Teil internationale Teams um eine Präqualifikation beworben. Davon wurden 5 Teams zur Teilnahme am Wettbewerb eingeladen.
- Das eigentliche Wettbewerbsverfahren muss vollkommen anonym erfolgen. Die Jury darf zu keinem Zeitpunkt wissen, welcher Anbieter welches Projekt

verfasst hat. Dadurch wird sichergestellt, dass nur die Projektidee und keinesfalls die Projektverfasser bewertet werden. Folglich sind während der Evaluation durch die Jury auch keine Klärungsgespräche mit den Projektverfassern möglich.

- Es muss ein Preisgericht aus externen und internen Mitgliedern gebildet werden. Dieses muss absolut unabhängig von den präqualifizierten Anbietern sein und ist zur absoluten Diskretion verpflichtet. Im Anhang ist die Zusammensetzung des Preisgerichtes für den Wettbewerb «Sanierung Adlertunnel» aufgezogen.
- Es muss eine Preissumme zur Verfügung gestellt werden. Diese betrug im vorliegenden Fall insgesamt CHF 80'000.–. Zudem wurde allen Wettbewerbsteilnehmern eine Entschädigung von je CHF 70'000.– entrichtet.
- Das Verfahren ist rekursfähig. Alles muss nachvollziehbar und nachweislich dokumentiert sein.

4. Eingereichte Projektvorschläge

Folgende 5 Projektvorschläge wurden eingereicht:

4.1 «AQUILA»

Die Verfasser des Siegerprojekts, Basler & Hofmann AG Zürich in enger Zusammenarbeit mit Prof. Dr. K. Kovári (statisches Konzept und Koreferat), wählten eine reine Widerstands-lösung, die möglichst wenig (und vor allem nicht unter dem Tunnel) ins Gebirge eingreift.

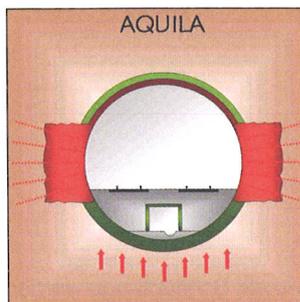


Bild 6: «Aquila»

Damit sollen der vorhandene Spannungszustand möglichst nicht verändert und keine zusätzlichen Quellungen verursacht werden. Beidseits des Tunnels werden das bestehende Innengewölbe und die Tübbinge im Bereich der Ulmen abgebrochen und durch einen massiven bewehrten Betonriegel ersetzt (als verankertes Sohlwiderlager VSW oder Paramentbalken bezeichnet). Die Riegel sind durch eine grosse Anzahl horizontaler vorgespannter

Felsanker rückverankert. Damit wird der Quelldruck aus der Tunnelsohle über die Sohlwiderlager in den anstehenden Fels abgetragen. Das Scheitelgewölbe, dessen gerissene Innenschale ersetzt wird, stützt sich auf die VSW ab und wird nur noch von einem «Auflockerungsdruck» beansprucht. Das Tragwerkskonzept sieht eine Entkoppelung von Sohl- und Scheitelgewölbe und eine Stabilisierung des Tunnelgewölbes durch die Paramentbalken vor. Die statisch klare und solide Lösung mit sauberer Krafteinleitung mobilisiert einen genügenden Widerstand gegen Hebung der gesamten Tunnelröhre. Die Chancen, den Schadenfall mit dieser Einmal-Sanierungsmassnahme definitiv beheben zu können, werden vom Preisgericht als hoch erachtet.

Vorteilhaft wird auch beurteilt, dass für die Ausführung bewährte Baumethoden und erprobte Bautechniken angewendet werden.

4.2 «EAGLE ONE»

Mit der Erstellung eines Hohlraums unter dem Tunnel streben die Verfasser des zweit-platzierten Projekts eine Entlastung des Gewölbes an. Damit wird der Quelldruck unter den Sohlübblingen reduziert, und die Quellhebungen werden abgefangen. Der Hohlraum besteht aus einem direkt unter dem Tunnel erstellten Entlastungsstollen sowie tangential unter dem Sohlgewölbe verlaufenden Kern- oder Entlastungsbohrungen.

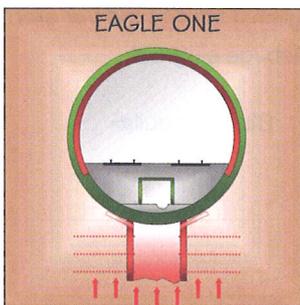


Bild 7: «Eagle One»

Der Fels neben dem Stollen und die Sohlübbinge werden so verstärkt, dass der Tunnel seitlich neben dem Entlastungsstollen aufgelagert werden kann. Die Stollenwände sind mit bewehrtem Spritzbeton und vorgespannten Freispielankern mit deformierbaren Ankerköpfen (Knautschmaterial) gesichert. Die Sohle des Stollens bleibt offen. Wände und Sohle des Stollens sind nachgiebig konzipiert und müssen von Zeit zu Zeit nachgearbeitet werden. Diese Folgemaassnahmen sind Teil des Konzepts. Die Projektidee besteht darin, mit einem kleinen und kostengünstigen bau-

technischen Eingriff einen quelldruckfreien Sohlbereich zu schaffen. Als vorteilhaft wird auch erachtet, dass die Baumaassnahme jederzeit ohne Beeinträchtigung des Bahnbetriebs nachgebessert und erweitert werden kann.

4.3 «MAULWURF»

Beim drittplatzierten Projekt soll unter dem Tunnel eine mächtige, mit hochdeformierbaren Leichtbetonblöcken gefüllte Knautschzone eingebaut werden, um weitere Hebungen in der Schadenzone zu verhindern.

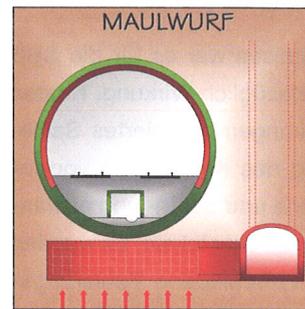


Bild 8: «Maulwurf»

Die Knautschzone mit einer Grundrissfläche von 43 ?14 m besteht aus elf direkt unter dem Tunnel aufgefahrenen Querstollen. Diese werden unten mit Knautschmaterial (ca. 3 m) und darüber mit Spritzbeton gefüllt («Lastverteilungsplatte»). Die Kraftschlüssigkeit zur Tunnelröhre wird mit im Zwischenhorizont eingebauten Injektionskissen erreicht. Die Knautschzone wird mit einem Stollensystem, das nach Bauschluss vollständig verfüllt wird, komplett von der Erdoberfläche aus erstellt.

Die Projektidee wird als grosszügige und technisch funktionsfähige Lösung beurteilt, die aber auch einen grossen Eingriff in den Fels und den Wasserhaushalt im umliegenden Gebirge darstellt. Das vorgesehene Knautschmaterial muss noch fertig entwickelt und geprüft werden, wobei insbesondere sein Langzeitverhalten gegenüber dem aggressiven Bergwasser nicht bekannt ist.

4.4 «CONDOR»

Die Verfasser des Projekts «Condor» sehen die Hauptursache für die heutigen Schäden in einer schlechten Scheitelbettung der Tunnelröhre. Diese wird durch eine grossräumige Bodenverbesserung mit Verdichtungsinjektionen und Jet-Grouting behoben, die von der Oberfläche aus vorgenommen werden sollen.

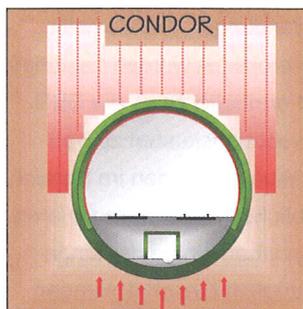


Bild 9: «Condor»

Aufgrund der geringen Tieflage der Tunnelröhre wird von begrenzten Quelldrücken ausgegangen, sodass nur beschränkte Verstärkungsmassnahmen an der Innenschale vorgesehen sind. Es werden Kohlenstofflamellen als Zugbewehrung aufgeklebt und mit einer Spritzbeton-Dünnschale geschützt.

Die Erfolgchancen der Verbesserung eines bereits durch Ereignisse und Massnahmen vorbelasteten Bodens werden als ungewiss und mit Nebenauswirkungen behaftet beurteilt. Auch bezüglich des Sanierungskonzepts für die Innenschale brachte das Preisgericht Vorbehalte an.

4.5 «VARIANTE 1»

Eine radikale Lösung wird im Projekt «Variante 1» vorgeschlagen. Mit zwei Trennfugen (Radialschnitten) wird das am stärksten beschädigte Teilstück der Tunnelröhre vom Rest des Tunnels abgetrennt. Dieses Teilstück soll in Zukunft weiteren Quellhebungen möglichst ungehindert folgen, wobei unterschiedliche Hebungen im Oberbau durch periodisches Tieferlegen der Gleise zu kompensieren sind. Dazu ist durch Herabsetzen des Entwässerungskanales ein ausreichender Spielraum im Schotter unter dem Gleiskörper zu schaffen.

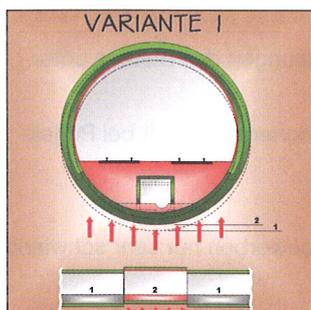


Bild 10: «Variante 1»

Durch einen kleinen bautechnischen Eingriff wird das am stärksten beanspruchte Teilstück vom übrigen Tunnel entkoppelt. Das Verhalten des herausgetrennten Teilstücks kann aus Sicht des Preisgerichtes während der weiteren Nutzung problematisch sein (Kippen, Verdrehen,

Anheben) und zu einer Verschiebung der Fahrbahn führen, sodass der Gleiskörper in kurzen Abständen nachgerichtet werden muss. Auch bezüglich Ringfugenabdichtung und Entwässerung des abgetrennten Abschnitts bestehen gewisse Vorbehalte.

4.6 Kosten der Projektvorschläge

Kostenmässig, auf Vergleichsbasis «Baukosten ohne bahntechnische Aufwendungen und Sicherheitsleistungen, jedoch unter Berücksichtigung von Kosten für Total- und Teilsperungen» lagen die offerierten Projekte zwischen CHF 4.2 Mio. und CHF 20.4 Mio. Das Siegerprojekt liegt mit CHF 7.5 Mio. ungefähr in der Mitte der Bandbreite.

5. Die wichtigsten Erfahrungen

Seit Abschluss des Wettbewerbes im August 2007 ist nun das Siegerprojekt bis auf Stufe Vorprojekt mit einer Kostengenauigkeit von +/- 20% vertieft worden. Aufgrund der dabei gewonnen Erkenntnisse ist es möglich, eine erste Würdigung bezüglich kritischen Erfolgsfaktoren, Wirkung und Verbesserungspotential für einen zukünftigen Projektwettbewerb zu machen.

Kritische Erfolgsfaktoren für einen anspruchsvollen Projektwettbewerb

Einer der wichtigsten Beweggründe für die SBB AG einen Wettbewerb für das Sanierungsprojekt im Adlertunnel durchzuführen war, dass die Lösung (auch nur ansatzweise) nicht festgelegt war. Der Wunsch und der Wille, neue Ansätze offen und intensiv zu diskutieren öffnete den Raum für Kreativität. Zudem war die Fragestellung für die Teilnehmenden attraktiv und enthält das Potential, ein wichtiges Referenzprojekt zu erhalten.

Rückblickend würden wir bei einer ähnlichen Ausgangslage wiederum einen Projektwettbewerb durchführen. Dabei sind aus Sicht der SBB AG als Bauherrin jedoch auch folgende Faktoren für einen Erfolg mitentscheidend:

- *Ein Jahr Zeit seitens des Bauherrn*
Für die Durchführung eines anspruchsvollen Projektwettbewerbes braucht es, inklusive Vorbereitung, Auswertung und Vertragsabschluss mit dem Sieger, mindestens ein Jahr Zeit.
- *Eine als Team arbeitende, engagierte, kritisch hinterfragende Jury*

Die Mitglieder sollten unterschiedliche und komplementäre Erfahrung mitbringen und für die anspruchsvolle Juryarbeit genügend Zeit aufwenden können. Sie muss durch das gemeinsame Ziel, die beste Lösung zu finden motiviert und «getrieben» werden.

– *Erfahrenes Wettbewerbssekretariat und kompetente juristische Unterstützung*

Die verfahrensrechtlichen Anforderungen für die Durchführung eines Wettbewerbes nach BoeB/VoeB sind hoch und die Rekursmöglichkeiten sind offen. Folglich sind auch die Anforderungen an die Wettbewerbsunterlagen, die Dokumentation und Nachvollziehbarkeit der Juryarbeit sowie «verfahrenstechnischer» Korrektheit hoch. Die Unterstützung von diesbezüglichen Fachleuten erhöht die Professionalität, sichert die Einhaltung des Zeitrahmens von einem Jahr und reduziert die Risiken eines Rekurses massiv.

Die SBB wird in einem nächsten Wettbewerb diese erfolgreiche Organisation wiederum anwenden.

– *Ausreichendes Budget*

Ein Wettbewerb kostet einem Bauherrn mehr als ein konventionelles Vorprojekt (Entschädigung Teilnehmer, Preissumme, Entschädigung der Jury, Kosten für Wettbewerbssekretariat und juristische Unterstützung). Diese Kosten rechtfertigen sich dann, wenn durch innovative Lösungsansätze aus dem Wettbewerb die Gesamtprojekt- und Lebenszykluskosten massiv reduziert werden können.

Klar zurückhaltend gegenüber Wettbewerben sind wir für Fragestellungen, bei welchen Lösungsansätze vorhanden und das Potential für innovative Ansätze aus einer Kombination von Planern, Bauindustrie, Lehre und Forschung gering ist.

Wirkung

Gemessen an den durch die SBB gesetzten Ziele für den Projektwettbewerb «Instandsetzung Adlertunnel», nämlich ein bezüglich Wirkung, Kosten und betrieblichen Einschränkungen optimiertes Sanierungskonzept zu erarbeiten, können nach Fertigstellung der Vorprojektarbeiten folgende ersten Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Vielfalt der eingereichten Vorschläge ermöglichte eine konstruktiv kritische Auseinandersetzung mit verschiedenen technischen Lösungsansätzen. Somit konnte das aus der Sicht der Jury langfristig wirkungsvollste Konzept zur weiteren Bearbeitung empfohlen werden.
- Die Machbarkeit und die geschätzten Kosten (exklusive

sive bahntechnische Aufwendungen, Gleislogistik und Sicherheit) des Siegerprojektes wurden bestätigt.

- Das Wettbewerbsresultat ermöglichte es der SBB AG, die vorgesehenen Investitionskosten zu optimieren und die Unterhaltsaufwendungen im Bereich der Schadzone auf ein übliches Mass zu reduzieren.
- Besonders hohe Wirkung haben einige der eingegangenen Vorschläge bezüglich Einschränkungen auf den Bahnbetrieb während den Sanierungsarbeiten. Hier haben die Wettbewerbsteilnehmer sehr innovative Konzepte erarbeitet.

Kritische Punkte und Verbesserungspotentiale

Die Erfahrungen mit dem Projektwettbewerb Adlertunnel haben gezeigt, dass die verfahrensmässig vorgeschriebene und daher unumgängliche Anonymität in der zweiten Stufe als kritischer Punkt dringend zu beachten ist. Diese Anonymität verunmöglicht das direkte und klärende Gespräch zwischen Jury und Teilnehmer. Ein gewisser Austausch erfolgte in den beiden anonymen Fragerunden, die vor der Projektabgabe durchgeführt wurden. Diese führten aber nicht immer zur erwünschten Klärung der bei der Bewertung aufgetretenen Fragestellungen.

Sowohl der Bauherr, die Jury als auch die Wettbewerbsteilnehmer sind deshalb gefordert, ihre Vorgaben, Wünsche, Lösungsansätze, Fragen und Antworten so präzise und prägnant wie möglich zu formulieren. Diesbezüglich haben wir auch seitens SBB AG für einen nächsten Wettbewerb ein klares Verbesserungspotential festgestellt.

Im Weiteren hat uns der Wettbewerb zur Sanierung des Adlertunnels einmal mehr gezeigt, dass Fragestellungen im Zusammenhang mit

- Schnittstellen zu bestehenden bahntechnischen Anlagen;
- spezifischen Randbedingungen des Bauens unter Bahnbetrieb;
- der Baustellen- und Personensicherheit bei Projekten im Bahnbereich

im Rahmen von Projektwettbewerben nur sehr schwierig zu behandeln sind.

6. Ausblick

Das weitere Vorgehen im «Instandsetzungsprojekt Adlertunnel» sieht wie folgt aus:

- Einreichung Auflageprojekt beim Bundesamt für Verkehr: 3. Quartal 2008
- Ausschreibungen: 1. Hälfte 2009
- Ausführung: voraussichtlich 2010
- Projektabschluss: anfangs 2011

Die Resultate der kontinuierlichen Überwachungsmessungen erfordern gemäss den bisherigen Erkenntnissen kein modifiziertes Vorgehen.

7. Dank

Die SBB AG möchten an dieser Stelle allen Beteiligten für ihr Engagement, ihre konstruktive Mitarbeit und das uns entgegengebrachte Vertrauen ganz herzlich bedanken. Es sind dies insbesondere:

- die Jury, welche durch intensive und gut vorbereitete Diskussionen innerhalb des vorgesehenen Zeitrahmens eine klare Empfehlung zu Handen der Bauherrschaft abgegeben hat;
- die Wettbewerbsteilnehmenden, welche mit ihren innovativen, umfassenden Lösungen einen breiten Fächer zur Beurteilung erarbeiteten;
- das Wettbewerbssekretariat, welches die Grundlagen für den Projektwettbewerb bereitstellte und in allen Phasen wichtige Unterstützungsarbeit leistete;
- unser Jurist, der uns immer wieder den Pfad der rechtlichen Tugend verständlich und erfolgreich aufzeigte;
- unsere Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter, welche ebenfalls ein wichtiger Faktor zum erfolgreichen Gelingen des Wettbewerbes waren.

Anhang: Preisgericht

Fachpreisrichter mit Stimmrecht:

Prof. Dr. Georg Anagnostou, Institut für Geotechnik, ETH Zürich; Prof. Dr. Edwin Fecker, Prof. Fecker und Partner GmbH, Ettlingen; Willy Ritz, Bauingenieur, Kastanienbaum Luzern; Daniel Wyder, Bauingenieur, SBB Anlagen Management, Bern; Jan Dirk Chabot, Bauingenieur, SBB Produkte und Systeme, Bern

Sachpreisrichter mit Stimmrecht:

Peter Jedelhauser, SBB Projekt Management, Bern (Jurypräsident); Reto von Salis, SBB Projekt Management Olten

Ersatzpreisrichter:

Erwin Beusch, Bauingenieur, Ennetbaden; Werner Dähler, SBB Projekt Management Olten

Sachverständige ohne Stimmrecht:

Markus Sägesser, SBB Projekt Management Olten (Projektleiter); René Gassmann, SBB Rechtsdienst Zürich

Wettbewerbssekretariat:

Werner Galli, Bauingenieur, Glattbrugg; Dr. Martin Gysel, Bauingenieur, Baden; Kurt Allenbach, Bauingenieur, Wettlingen; Marco Galli, Bauingenieur, Glattbrugg; SBB AG, Projekt Management Olten

Arrowhead Tunnels Project – Piercing the Mountain in Very Adverse Ground and Water Conditions

Brian Fulcher, Bsc in Mechanical Engineering; J.F. Shea Construction Company, Walnut (California)
John Bednarski; Metropolitan Water District of Southern California

ARROWHEAD-TUNNELPROJEKT, KALIFORNIEN, USA – DURCHQUERUNG EINES BERGES IN SEHR SCHLECHTEN BODEN- UND GRUNDWASSER-VERHÄLTNISSEN

Das Arrowhead-Tunnelprojekt stellt den letzten Teil der 70 km langen Wassertransportanlage dar, die Südkalifornien mit 28 m³/sec Wasser versorgen wird. Die Arbeit am 13 km Tunnelprojekt ist zurzeit im vollen Gang. Zwei 5.8 m Durchmesser TBM-Maschinen werden eingesetzt, die für extrem schwankende geologische Verhältnisse geeignet sind.

Dieser Beitrag beschreibt einige der vielen ange-troffenen Probleme und die gewählten Lösungen, um die zwei Hybrid-TBM voranzutreiben in Bedin-gungen, die von hartem Fels ohne Wassereintritt bis zum Vollausschub im nichtbindigen Boden unter 10-bar Druck mit mehr als 40 l/sec Wassereintritts-menge reichen. Infolge der Variabilität und des Schwierigkeitsgrades der angetroffenen Boden- und Grundwasserbedingungen, musste das «Bauherr-Unternehmer-Projektierungsteam» die Ausrüstung, die Mittel und die Methoden ständig modifizieren, um auf die Ausbaubedingungen

schneller reagieren zu können – beinahe auf einem täglichen Rhythmus. Diese Anpassungen werden im Beitrag detailliert beschrieben. Oft waren sie we-sentlich und notwendig, um die grossen Verände-rungen der Bodenverhältnisse erfolgreich zu über-winden.

Das Projekt erforderte von allen Teilnehmern eine enge Zusammenarbeit und Kulanz und benötigte eine breite Auswahl von vorgegebenen, modifizier-ten und innovativen Verfahren und Geräten, um den Bodenbedingungen zu begegnen. Das Arrowhead-Tunnelprojekt war auf keinen Fall typisch für den Vortrieb im festen Fels. Es erforderte eine Ent-schlossenheit im Projektteam, um die schwierigen und herausfordernden Bedingungen zu bewältigen, den Berg zu durchqueren und das Projekt zu einem erfolgreichen Abschluss zu bringen.

The Arrowhead Tunnels Project represents the final portion of a 70 km (44-mile) long water conveyance facility that will bring up to 28 m³/sec (1,000 ft³/sec) of water into Southern California. The 13 km (8-mile) tunnelling project is well underway and consists of two, 5.8 m (19-foot) diameter TBM bores through extremely variable geological conditions.

This summary paper will describe many of the problems encountered and the solutions implemented to advance the two hybrid TBMs under conditions that ranged from hard rock with no water inflows to full-face granular material under 10-bar (145 psi) pressure and in excess of

40 l/sec (500 gpm) inflows. Due to the range and severity of ground and water conditions actually encountered, the Owner-Contractor-Designer team adjusted the equipment, means and methods to be more responsive – virtually on a day-by-day basis – to the conditions found. These changes were often substantial but essential to successfully cope with the wide range of ground conditions actually encountered.

This project required extraordinary cooperation and understanding from all parties involved and required a wide range of prescribed, modified and innovative methods and equipment to overcome the ground conditions. The

Arrowhead Tunnels Project was not by any measure a typical hard rock tunnel. It tested the resolve of the project team to meet and succeed in often difficult and challenging conditions to successfully pierce the mountain and complete the project.

Picture 1: California

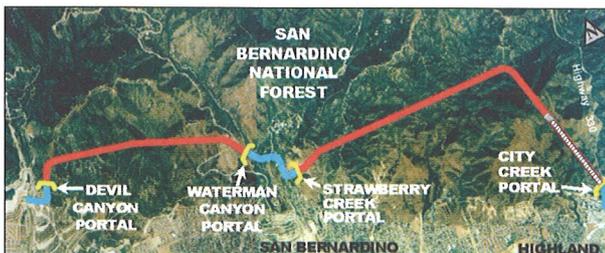


The Arrowhead Tunnels project is located in California. It is part of the California State Water Project to bring water from Northern California to more populated areas in Southern California

- Tunnels in rock 5.8 m
- Initial value \$242 million
- Work Started in 2002
- Completion 2010
- Project Owner - Metropolitan Water District of Southern California
- Contractor - Shea-Kenny, A Joint Venture

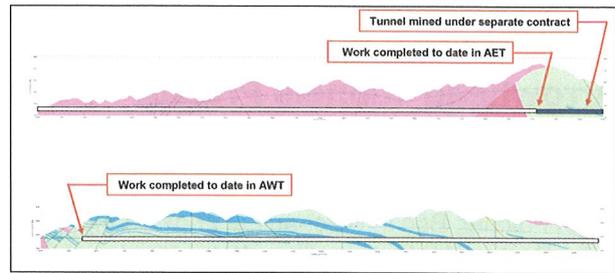
General arrangement of the Waterman (West) and Strawberry (East) Tunnels in the San Bernardino National Forest north of the city and adjacent to the nearby San Andreas Fault.

Picture 2:



Geological profile of the East Tunnel showing predicted ground conditions and progress to date. Geological profile of the West Tunnel showing predicted ground conditions and progress to date.

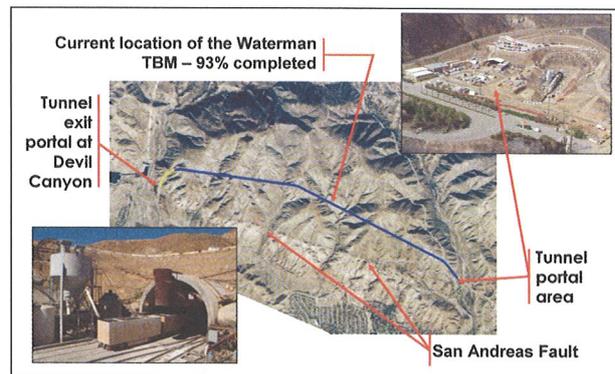
Picture 3:



West Tunnel

Following the forest fires in 2003, surface ground conditions were easier to see as shown in this aerial photo. Also, some of the local fault lines are plainly visible too. The Waterman portal (primary access) is shown in the smaller photos.

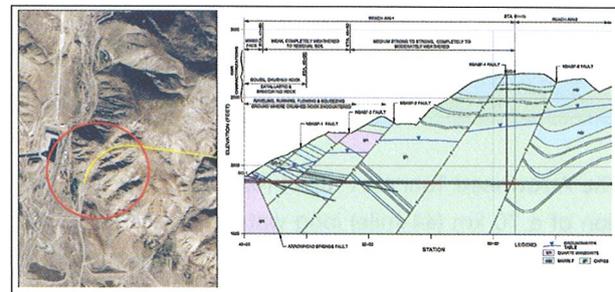
Picture 4:



West Tunnel:

The final 650 m of the West Tunnel has highly variable geology, decreasing ground cover, ground water issues and is located on a 90-degree curve.

Picture 5:



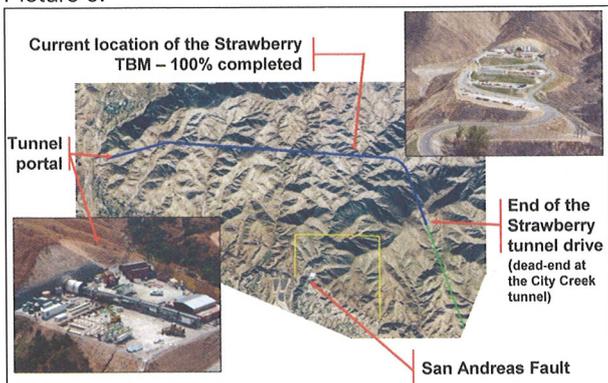
East Tunnel:

The Strawberry portal for the East Tunnel is located in a hill side and passes under as much as 600 m ground cover.

The tunnel alignment follows a path that avoids passing through a Native America Indian reservation (outlined in yellow).

This 6.8 km tunnel was holed-through on 02 May 08 into an existing tunnel – constructed under the first attempt to build the Arrowhead Tunnels.

Picture 6:



Water flows and pressures were considered to be one of the greatest challenges to tunnel excavation. Ground water flows and pressures, if not controlled, can be substantial and quickly curtail mining operations.

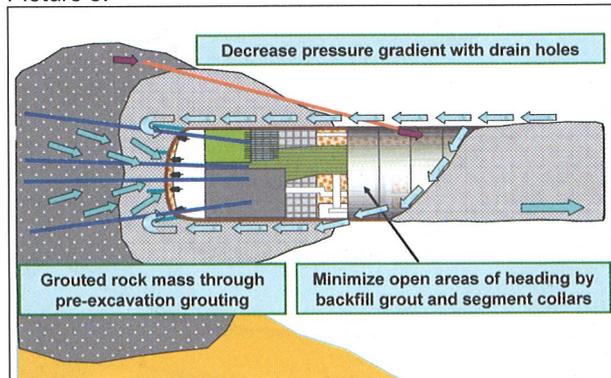
Picture 7:



Ground water pressures could reach 27 bar under the maximum ground cover.

The TBM was design to withstand 10 bar in a «static mode» and mine with approximately 3 bar provided the water inflows could handled.

Picture 8:



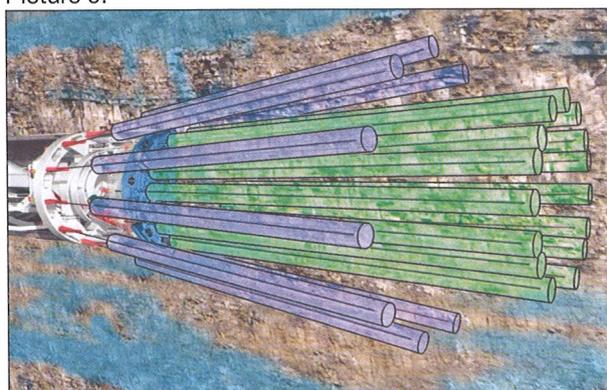
Water inflow rates seriously impacted tunneling production and had to be curtailed with pre-excitation grouting.

Pre-excitation grouting was a major portion of the work performed in the tunnel – up to 70% of the time needed to mine the tunnel per cycle.

The grouting primarily utilized 4-degree holes drilled through the face of the TBM. Additional 1.5 and 8 degree holes were also available.

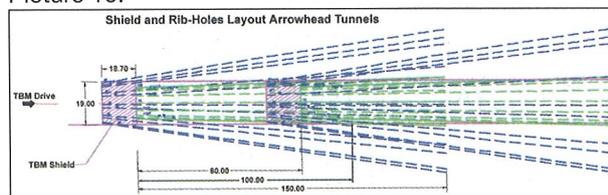
Micro-fine cement was used routinely and with injection pressures up to 70 bar. Colloidal silica grout was also used as needed.

Picture 9:

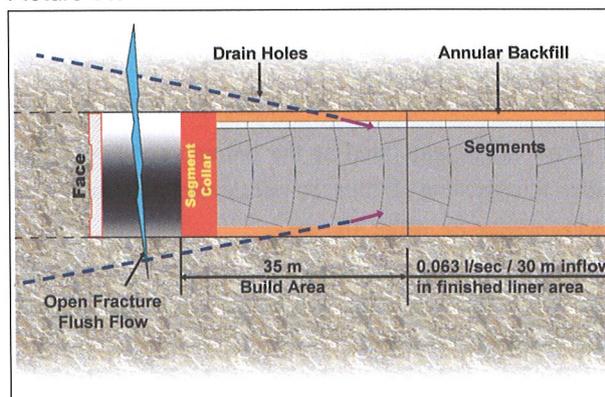


A grouted plug was constantly maintained in front of the TBM to withstand grouting pressures and avoid ground collapse.

Picture 10:



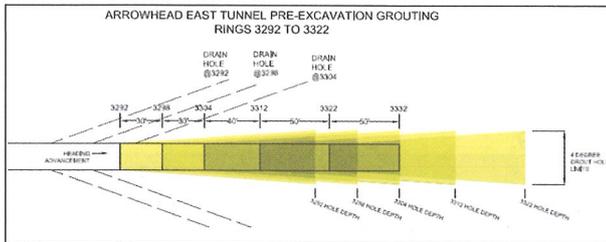
Picture 11:



Drain holes were eventually considered and used in addition to the pre-excitation grouting program. They helped reduce ground water pressures while grouting and while mining the tunnel too. Drain holes were drilled through the completed segmental tunnel liner and allowed to free-flow behind the TBM.

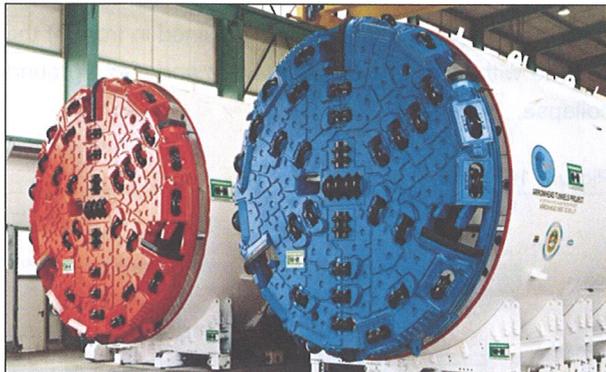
In poor ground conditions – multiple stages of pre-excitation grouting were required to successfully control water and improve ground conditions for mining.

Picture 12:



Two identical hard rock TBMs were designed and built by Herrenknecht specifically for the project. These were hybrid machines and combined many features and functions normally found on soft ground TBMs. The TBMs were well-equipped for extensive drilling and grouting programs.

Picture 13:



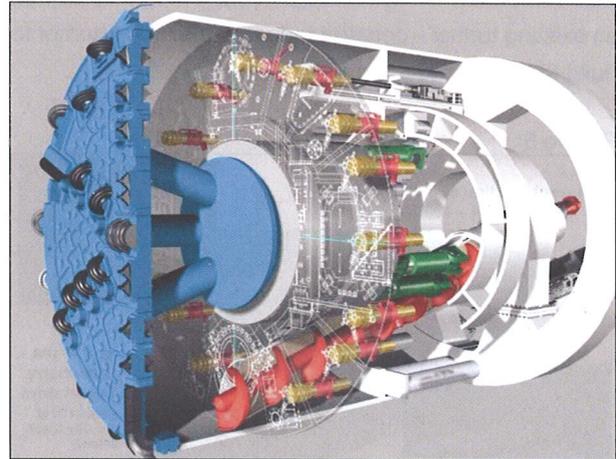
Cut-away rendering of the Herrenknecht 5.8m hybrid hard rock TBM showing the arrangement of the cutterhead, auger and plenum chamber.

A screw auger was used as the primary spoil conveyor within the machine but this did not develop a pressure relieving device for water inflows.

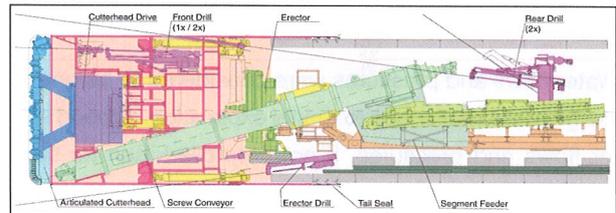
The TBMs were well-designed for the variable geological conditions encountered.

They were equipped with four primary drills and an extensive grouting system.

Picture 14:

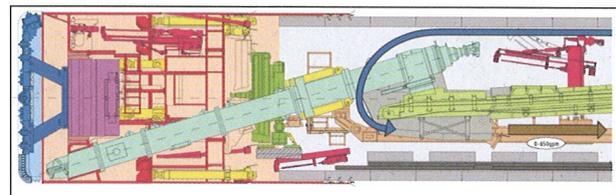


Picture 15:



Slurry handling system was designed and installed due to excess fine (sand & silt) material in the plenum. It is capable to handle up to 15% fines (by weight) using a water slurry system.

Picture 16:

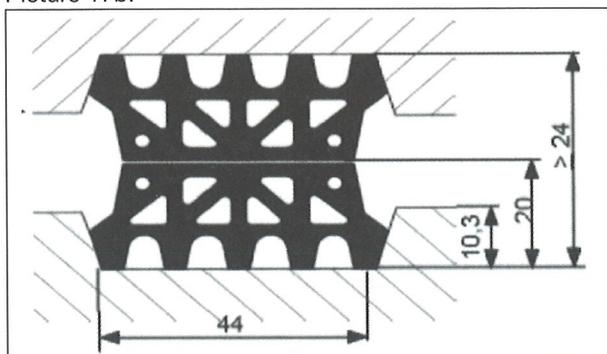


Gaskets tested to 40 bar pressure. Designed for 27 bar pressure for 5 years. Manufactured by Phoenix gasket – profile M 385-73.

Picture 17a:



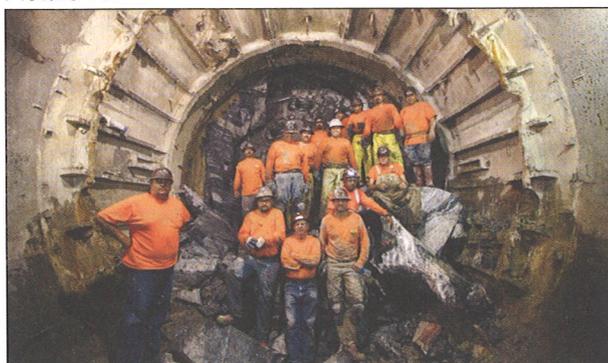
Picture 17b:



The East Tunnel holed-through into an existing tunnel on 02 May after 4 years and 8 months of mining in often very adverse ground and water conditions.

This picture shows one of the three mining crews and the abandoned shield remaining from the first attempt to bore the tunnel in 1999 – 2000.

Picture 18:



Conclusions and recommendations

The Arrowhead Tunnels Project is probably one of the most challenging tunnel projects presently underway in the United States and it has taken considerably longer to excavate than planned. The ground and groundwater conditions have been extremely variable and could not be well predicted largely due to the extent of the ground cover as well as the degree, frequency and severity of the alterations in the rock mass including the influence from nearby faults. The pre-excavation grouting program was intended to address and arrest groundwater inflows into the tunnel as a measure to comply with the U.S. Forest Service Special Use Permit. This essential pre-excavation drilling and grouting program was adjusted in response to the conditions encountered to accomplish the following.

- Install probe holes to measure water inflows and to assess the rock mass relative hardness and stability
- Inject cement and other grouts to curtail water inflows and to improve the quality of the rock mass

for mining. Alternate grout materials were tested and used periodically

- Improve the effectiveness of Stage I and II backfill grouts to encase the segmental tunnel liner without adverse influence of excess water inflows surrounding the tunnel and the TBM
- Help minimize fall-out or raveling or portions weak rock mass as a result of the modest over-excavated volume needed to advance the TBMs in all ground conditions

An effective pre-excavation drilling and grouting program was absolutely essential to successfully mine the tunnel in the presence of high groundwater pressures and flows. Optimization of the program was a continuous task and just as the ground conditions were variable, the pre-excavation drilling and grouting program was equally flexible and adjusted to suit. The Owner, Designer and Contractor constantly worked together to discuss and evaluate various means to drill and grout to control groundwater and then to improve the ground conditions so as to be able to mine the tunnel faster and reduce risks. Groundwater pressures and flows and their effects on the ground behavior became the «enemy» and were eventually treated in a manner that not only provided control of inflows but also improved the safety and production of the overall mining operation. As a team we looked for and considered;

- Clues from the ground including those provided while drilling, grouting and mining
- Implemented pro-active methods based on current experience and Best Management Practices
- The ground would largely dictate the quantities, means and methods so we adjusted accordingly

The Arrowhead East and West Tunnels have passed through some extremely variable ground and the challenges as described above were probably the most difficult any TBM has mined through. The «cuttings» during mining often looked like «sand». The ability to successfully penetrate such adverse conditions must be attributed to a combination of several important factors including the following, for example.

- A motivated Owner, Designer and Contractor team with highly experienced and dedicated tunnelling staffs working in close cooperation with consultants to develop technical solutions for all situations
- A custom-designed TBM that allowed the drilling of a sufficient number of probe holes to adequately cover the tunnel periphery with positions for probing and pre-excavation grouting

- Use of colloidal silica that permeated into a portion of unstable or altered ground where micro-fine cement could not penetrate adequately, thus completing the grouting coverage and preventing local blow-outs from high water pressure zones

Acknowledgements, references, and selected readings

This paper includes key contributions from a number of persons in addition to the co-authors. We would, therefore, like to acknowledge Stuart Warren of Hatch Mott MacDonald, the Construction Manager, Brad Murray and Dwayne Easterling of Jacobs Associates, the Designer, Steve Duke and John Waggoner of GeoPentech Geotechnical and Geoscience Consultants, the Geotechnical Consultant and Tom Hibner of the Metropolitan Water District of Southern California, the project Owner. In addition, the authors would like to acknowledge Robert Gordon of Shea-Kenny, the Joint Venture Contractor for their valuable and timely assistance in the preparation of this paper.

There have been many recent papers written on the design and development of the Arrowhead Tunnels Project as part of the Inland Feeder Program for the Metropolitan Water District of Southern California. These include;

Duke, S., Arabshahi, J., 2007, Evaluating Ground Conditions Ahead of a TBM Using Probe Drill Data, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference 2007, Traylor and Townsend (eds.), p. 430-441, 2007. Littleton: Society of Mining Engineers.

Fulcher, B., Bednarski, J., Bell, M., Tzobery, S., Burger, W., 2007, Piercing the Mountain and Overcoming Difficult Ground and Water Conditions with Two Hybrid Hard Rock TBMs, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference 2007, Traylor and Townsend (eds.), p. 229-254, 2007. Littleton: Society of Mining Engineers.

Hibner, T., Shamma, J., Tempelis, D., 2003, Managing the Groundwater Impacts of Tunnel Construction, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference 2003, Robinson and Marquardt (eds.), p. 592-599, 2003. Littleton: Society of Mining Engineers.

King, M., Ghazi, M., Hebert, C., 2003, The Design and Manufacture of the Arrowhead Tunnels Project Precast Segmental Lining, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference 2003, Robinson and Marquardt

(eds.), p. 688-696, 2003. Littleton: Society of Mining Engineers.

Lum, H., Crouthamel, D., Hopkins, D., Cording, E., Shamma, J., 2002, Behavior of a Single Gasket System for a Precast Concrete Segmental Liner Subject to High External Hydrostatic. Proceedings of the North American Tunnelling 2002, Ozdemir, L. (ed.), p. 141-150, 2002. Lisse: Swets & Zeitlinger.

Shamma, J., Tempelis, D., Duke, S., Fordham, E., Freeman, T., 2003, Arrowhead Tunnels: Assessing Groundwater Control Measures in a Fractured Hard Rock Medium, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference 2003, Robinson and Marquardt (eds.), p. 296-305, 2003. Littleton: Society of Mining Engineers.

Swartz, S., Lum, H., McRae, M., Curtis, D., Shamma, J., 2002, Structural Design and Testing of a Bolted and Gasketed Precast Concrete Segmental Lining for High External Hydrostatic Pressure. Proceedings of the North American Tunnelling 2002, Ozdemir, L. (ed.), p. 151-160, 2002. Lisse: Swets & Zeitlinger.

Swartz, S., Tzobery, S., Hemphill, G., Shamma, J., 2005, Trapezoidal Tapered Ring – Key Position Selection in Curved Tunnels, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference 2005, Hutton and Rogstad (eds.), p. 957-969, 2005. Littleton: Society of Mining Engineers.

Selected Additional Readings

Crouthamel, D., Farmer, D., Klein, S., Phillips, S., 2005, Pre-Excavation Grouting Guidelines in Hard Rock Excavations, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference 2005, Hutton and Rogstad (eds.), p. 408-417, 2005. Littleton: Society of Mining Engineers.

Henn, R., Davenport, J., Tzobery, S., Bandimere, S., 2005, Additional Test Results for Comparison of Penetration of Grout Made with Various Ultrafine Cement Products, Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference 2005, Hutton and Rogstad (eds.), p. 1039-1050, 2005. Littleton: Society of Mining Engineers.

Swiss Tunnel Colloquium 2008

Injektionen als Bauhilfsmassnahme im Vortrieb

10. Juni 2008 in Luzern



FGU Fachgruppe für Untertagbau

GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains

GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo

STS Swiss Tunnelling Society

Bauhilfsmassnahmen im Tunnelvortrieb

Georg Anagnostou, Prof. Dr.
Institut für Geotechnik ETH-Hönggerberg, Zürich

1. Einleitung

Als Bauhilfsmassnahmen werden jene Tätigkeiten bezeichnet, die dem Vortrieb vorausseilend, zur Gewährleistung der Standsicherheit des Hohlraums, zur Beschränkung der Verformungen oder der Wasserzutritte im Bauzustand ausgeführt werden [1]. Hierzu gehören vorausseilende Sicherungen (wie Rohrschirme, Spiesse, Pfändungen, Brustanker oder Jetpfähle), Gebirgsdrainagen sowie baugrundverbessernde Massnahmen, wie Gefrierverfahren und Injektionen.

Zweck, Anwendungsbereiche, Wirkungsweisen und Einsatzgrenzen der erwähnten Bauhilfsmassnahmen sind unterschiedlich. Je nach Problemstellung und geotechnischer Situation können eine oder mehrere Massnahmen, einzeln oder in Kombination mit anderen, zielführend sein. In diesem einführenden Referat wird ausgehend von den Injektionen, dem Gegenstand dieses Kolloquiums, ein Überblick über die verschiedenen Bauhilfsmassnahmen gegeben und der Versuch einer Gegenüberstellung unternommen (Tabelle 1).

2. Injektionen

Bei den Injektionen wird eine Flüssigkeit in das Gebirge eingepresst, die sich in der Folge verfestigt. Somit wird die Festigkeit und die Steifigkeit des Gebirges erhöht und seine Durchlässigkeit reduziert [2, 3]. Den durch systematische Injektionen behandelten Gebirgsbereich nennt man Injektionskörper. Dieser soll folgende Funktionen einzeln oder gleichzeitig erfüllen:

- Verfestigung des Gebirges zur Wahrung der Standsicherheit des Hohlraums;
- Versteifung des Gebirges zur Verringerung der Hohlraumverformungen oder der Oberflächensetzungen;
- Abdichtung des Gebirges mit dem Ziel, den Wasserzutritt in den Hohlraum zu beschränken.

Welche dieser Funktionen im Vordergrund steht, hängt von der konkreten bautechnischen Situation ab.

Im Gebirgstunnelbau durch wasserführenden, geklüfteten aber stabilen Fels können grössere Wasserzutritte die Vortriebsarbeiten übermässig erschweren oder den Grundwasserhaushalt unzulässig beeinflussen. Die drainagebedingte Entspannung des Bergwassers kann ferner selbst bei tiefliegenden Tunnels zu unzulässigen Setzungen der Geländeoberfläche führen [4]. In solchen Fällen steht also die Verringerung der Durchlässigkeit des Gebirges im Vordergrund. Eine Verfestigung wird beim Antreffen von stark zerlegtem oder zerschertem Fels mit lockergesteinähnlichem Verhalten angestrebt (z.B. [5]).

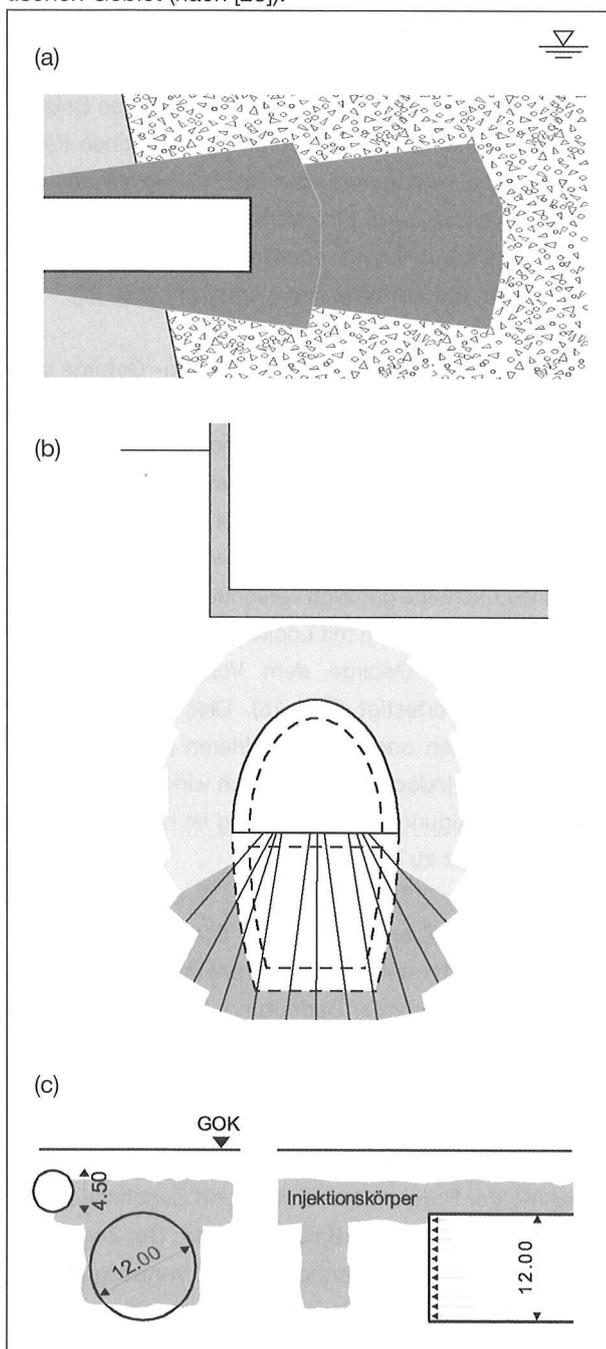
Zonen mit sogenanntem «schwimmenden» Gebirge stellen einen klassischen Anwendungsfall von abdichtenden und zugleich verfestigenden und versteifenden Injektionen im Gebirgstunnelbau dar [6]. Beim überraschenden Anstechen einer solchen Zone bricht Lockermaterial mit Wasser in den Hohlraum ein, das in extremen Fällen lange Tunnelabschnitte gänzlich verschütten kann. Zur Überwindung von Störzonen mit Lockergestein unter Wasserdruck wird das Gebirge dem Vortrieb vorausseilend drainiert und verfestigt (Bild 1a). Dies kann entweder durch Injektionen oder durch Gefrieren geschehen. Ein Frostkörper ist jedoch nur bauzeitlich wirksam. Eine dauerhafte Verfestigung und Abdichtung ist nur durch einen Injektionskörper zu bewerkstelligen.

Im städtischen Tunnelbau ist die Standsicherheit des Vortriebsbereichs und die Beschränkung der Geländesetzungen von zentraler Bedeutung. Bei geringer Überlagerung kann eine Instabilität der Ortsbrust bis zur Oberfläche fortschreiten und zum Tagbruch führen. Unzulässige Geländesetzungen können auch als Folge der Drainagewirkung des Tunnels auftreten, weil diese zur Abnahme der Porenwasserdrucke und Zunahme der effektiven Spannungen im Baugrund führt. Der Zweck der Injektionen ist also die Versteifung und Verfestigung des Baugrundes sowie – bei weichen, wasserführenden Böden und setzungsempfindlicher Überbauung – die Ver-

hinderung einer Sickerströmung gegen den Hohlraum (Bild 1b).

Tunnels in wasserführendem Lockergestein werden vermehrt durch den Einsatz geschlossener Schilde ausgeführt, welche die Tunnelortsbrust kontinuierlich während des Vortriebs stützen und das Grundwasser fernhalten. Obwohl das Einsatzspektrum solcher Maschinen in den letzten Jahren ausgeweitet wurde, kann man noch nicht die Ortsbrust in jedem Baugrund mit der erforderlichen

Bild 1: Injektionskörper (a) für die Überwindung einer geologischen Störzone, (b) bei der bergmännischen Unterfahrung eines Gebäudes, (c) als flankierende Massnahme bei geschlossenem Schildvortrieb im städtischen Gebiet (nach [23]).



Zuverlässigkeit beherrschen. Hinzu kommt, dass die Standsicherheit der Ortsbrust nicht nur während des laufenden Vortriebs, sondern auch während der Durchführung von Arbeiten in der Arbeitskammer (Erhaltungs- oder Reparaturmassnahmen, händisches Entfernen von Fremdoobjekten usw.) gewährleistet werden muss. Ferner kommen für bestimmte Untertagbauten (kürzere Tunnels oder vereinzelte Streckenabschnitte im Lockergestein, Querschläge usw.) nur konventionelle Vortriebsmethoden in Frage. In all diesen Fällen ist eine Baugrundverbesserung durch Injektionen oder Vereisung oft unverzichtbar (Bild 1c).

Für die Planung einer Injektionsmassnahme ist es wichtig zwischen Ziel und Weg, d.h. zwischen folgenden Fragen klar zu unterscheiden:

- Was muss durch die Injektionsmassnahme erreicht werden?
- Kann dies durch Injektionen zuverlässig erreicht werden und wie?

Die erste Frage betrifft die Dimensionierung, d.h. die Bestimmung der erforderlichen Geometrie, Festigkeit, Steifigkeit und Durchlässigkeit eines Injektionskörpers. Statische und hydraulische Berechnungsmodelle, wie die in [7, 8] dargestellten, ermöglichen quantitative Aussagen über diese Parameter, verbessern das Verständnis für die Funktion von Injektionskörpern und stellen daher eine wertvolle Entscheidungshilfe beim Entwurfsprozess dar.

Die zweite Frage setzt vertiefte Kenntnisse der Injektionstechnik und Materialtechnologie voraus, betrifft sie doch zum einen die technische und wirtschaftliche Machbarkeit einer Injektionsmassnahme (sie kann durch die Gebirgsbeschaffenheit oder Umweltauflagen eingeschränkt sein), zum anderen die Bestimmung der wesentlichen injektionstechnischen Parameter (wie Zusammensetzung des Injektionsmittels, Anordnung und Art der Injektionsbohrungen, Injektionsphasen, Injektionsdrucke und Injektionsmengen). Diese Themen werden in [9, 10, 11] eingehend behandelt.

3. Gefrierverfahren

Beim Gefrierverfahren wird der Baugrund temporär künstlich vereist und somit verfestigt, versteift und abgedichtet [12]. Baugrundvereisungsmassnahmen sind zwar kostenintensiv und zeitaufwändig, können aber – wie deren vermehrter Einsatz in den letzten Jahren zeigt – fallweise vor-

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Bauhilfsmassnahmen

| Massnahmen | Baugrundverbessernde Massnahme | Stützende Massnahme | Als permanente Massnahme möglich | Ausführung entkoppelt vom Vortrieb möglich | Trägt auch zur Profilsicherung in grosser Entfernung von der Ortsbrust bei | Stabilisierung Tunnelaibung im Vortriebsbereich | Stabilisierung Ortsbrust | Reduktion der Verformungen | Fernhalten Bergwasser | Potentiell kritische Aspekte |
|-----------------|--------------------------------|---------------------|----------------------------------|--|--|---|--------------------------|----------------------------|-----------------------|---|
| Injektionen | x | | x | (5) | x | x | x | x | x | Kornverteilung, Kluftweite und -füllungen; sehr hohe Strömungsgeschwindigkeit des Bergwassers |
| Bodenvereisung | x | | | (6) | x | x | x | x | x | Sickergeschwindigkeit Grundwasser; Hebungen Oberfläche (siltige Böden) |
| Drainage | (1) | | (3) | (7) | | x | x | (10) | (11) | Setzungen Oberfläche; Beeinflussung GW-Haushalt; Lange Vorlaufzeit bei siltig-tonigem Baugrund; Vollkommenheit Drainage bei heterogenem Baugrund; Wassermenge |
| Jetting Pfähle | (2) | x | (8) | (4) | x | x | x | x | (9) | Hohe Scherfestigkeit des Bodens; Heterogenität des Bodens (Einschnürungen Pfahl); Setzungen bei der Herstellung (locker-gelagerte Böden) |
| Pfändung | | x | | | | x | | | | |
| Spiesse | | x | | | | x | | | | In rolligem, wasserführendem Baugrund: Kombination mit Injektionen / Drainage erforderlich; Möglicherweise Setzungen bei der Rohrschirmherstellung |
| Rohrschirm | | x | | | | x | | | | |
| Brustanker | | x | | | | | x | (12) | | |
| Grossrohrschild | | x | x | (6) | x | x | | x | | Möglicherweise Setzungen bei der Herstellung; evtl. Kombination mit Injektionen |

Bemerkungen:

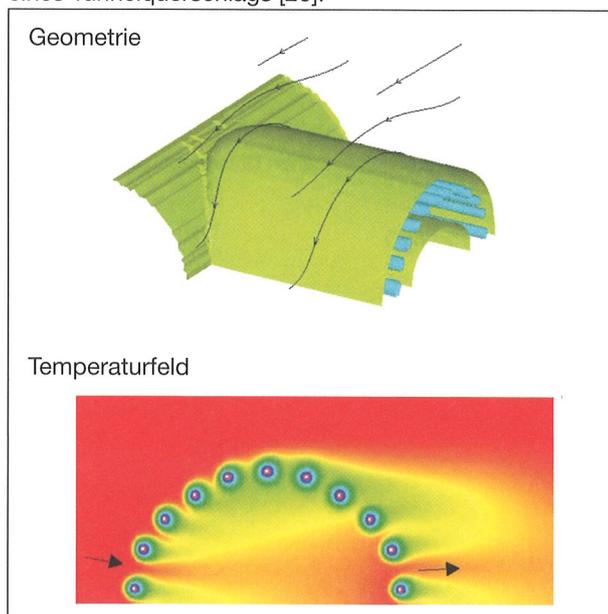
- (1) Erhöhung der kurzfristigen Scherfestigkeit (Baugrund niedriger Durchlässigkeit)
- (2) Verdichtung des Bodens zwischen den Pfählen
- (3) Abhängig von Umweltauflagen und Wassermengen
- (4) Senkrechte Jetting Pfähle zur Stabilisierung der Ortsbrust von der Oberfläche aus (je nach Überlagerung und Verfügbarkeit Oberfläche)
- (5) Aus der Oberfläche (je nach Überlagerung und Verfügbarkeit Oberfläche), Hilfsstollen oder Schächten
- (6) Aus Portal, Startschacht oder Hilfsstollen (lange Vorlaufzeit)
- (7) Mittels Brunnen (je nach Überlagerung und Verfügbarkeit Oberfläche) oder aus Hilfsstollen o.a. benachbarten Untertagbauten
- (8) Dauerhaftigkeit fallweise prüfen
- (9) Nur in Ausnahmefällen und mit grossem Aufwand (Überschneidung, Überlappung, Anordnung?)
- (10) Verbesserung des Kurzzeitverhaltens im Baugrund niedriger Durchlässigkeit
- (11) Reduktion unkontrollierter Wasserzutritte
- (12) Verformungen der Ortsbrust in druckhaftem Gebirge

teilhafter als Injektionen oder gar die einzige technisch machbare Methode sein: Das Verfahren ist generell anwendbar (feuchter Baugrund und geringe Strömungsgeschwindigkeit vorausgesetzt), die mechanischen Eigenschaften des gefrorenen Bodens sind zuverlässiger bestimmbar als jene eines Injektionskörpers, die Massnahme ist reversibel und absolut schadstofffrei, das aus früheren Einsätzen bekannte Problem von Fehlstellen im Frostkörper ist mit der Entwicklung der Mess- und Richtbohrtechnik entschärft.

Potentielle Probleme beim Einsatz des Gefrierverfahrens sind Oberflächenhebungen bzw. -setzungen während der Gefrier- bzw. Auftauphase in gewissen Böden (siltige Böden ziehen beim Frieren Wasser von der Umgebung an, welches Eislinsen bildet und zu einer Volumenvergrößerung des Bodens führt) sowie hohe Fließgeschwindigkeiten des Grundwassers.

Strömendes Grundwasser schränkt den Einsatz des Gefrierverfahrens ein, weil es stets neue Wärmemengen heranzführt, die das Anwachsen der Frostkörper verlangsamen oder die Bildung eines geschlossenen Frostkörpers sogar verhindern. In solchen Fällen sind flankierende Massnahmen (wie Abdichtungsinjektionen oder Bodenverdichtung) zur Reduktion der Fließgeschwindigkeit erforderlich. Mit neu entwickelten Berechnungsverfahren [13] können potentiell problematische Stellen im Frostkörper erkannt und wichtige, für die Projektierung benötigte Grössen wie Gefrierzeit, Temperaturverteilung und Kälteleistung selbst in komplexen Situationen zuverlässiger abgeschätzt werden (Bild 2).

Bild 2: Kritische Stellen im Frostkörper beim Gefrieren eines Tunnelquerschlags [20].



4. Drainage

Ist die Entwässerung des Gebirges oder die Entspannung des Bergwassers mindestens bauzeitlich zulässig, so stehen auch Drainagemassnahmen als eine sehr wirksame Bauhilfsmassnahme dem Ingenieur zur Verfügung.

In standfestem Fels hoher Durchlässigkeit reduziert eine geschlossene Wasserhaltung mittels vorauseilender Drainagebohrungen die durch unkontrollierte Wasserzutritte bedingten Arbeiterschwernisse im Vortriebsbereich. Besonders hoch ist aber der Stellenwert der Gebirgsdrainage als Bauhilfsmassnahme zur Stabilisierung des Gebirges. Dies wird durch die Erfahrungen aus der Bewältigung von geologischen Störzonen mit Lockergestein im Gebirgstunnelbau bestätigt. Bei dichter Lagerung des Materials und kleinen Profilen genügt in vielen Fällen alleine schon eine Drainage, um eine solche Zone zu überwinden.

Worauf beruht die günstige Wirkung einer vorauseilenden Drainage? Ohne diese würde das Bergwasser gegen die Ortsbrust strömen und die sogenannte Strömungskraft auf das Gebirge ausüben [15]. Die Strömungskraft wirkt sich destabilisierend aus, weil sie ähnlich wie die Sickerströmung gegen die Ortsbrust gerichtet ist. Ihre Grösse entspricht dem Wasserdruckgradient im Gebirge (Bild 3a). Durch eine vorauseilende Drainage werden die Entspannung des Bergwassers und die damit verknüpften Druckgradienten bzw. Strömungskräfte in einem sicheren Abstand von der gefährdeten Ortsbrust tiefer ins Gebirge verlagert, wodurch die Standsicherheit der Ortsbrust erhöht wird (Bild 3b).

Problematisch sind die Drainagemassnahmen bei heterogenen Sedimentablagerungen mit komplexer Hydrogeologie (verschiedene Grundwasserstockwerke). In solchen Fällen kann die Drainage selbst bei dicht angeordneten Bohrungen unvollkommen bleiben. Besonders ungünstig sind rollige (und daher nicht standfeste), aber wenig durchlässige siltreiche Schichten. Letztere können kaum durch die Schwerkraft entwässert werden und erfordern zeitintensive Drainagen mittels Vakuumanlagen. Am anderen Ende der Skala, schränkt auch eine extrem hohe Baugrunddurchlässigkeit in Kombination mit hohen Wasserdrücken die Wirksamkeit einer Drainagemassnahme wegen der grossen Wassermengen ein (z.B. [14]).

Eine vorauseilende Drainage des Gebirges kann selbst bei einem wenig durchlässigen Gebirge, bei welchem die Frage der Wasserzutritte irrelevant ist, eine äusserst wirksame Bauhilfsmassnahme darstellen. Dies ist der

Fall z.B. beim Tunnelbau in weichem Gebirge. Bei letzterem können grosse Verformungen rasch, bereits in der Nähe der Ortsbrust, auftreten und die Vortriebsarbeiten erheblich beeinträchtigen. Massgebend für das Verhalten des Gebirges im Ortsbrustbereich ist seine kurzfristige Scherfestigkeit. Diese hängt im wesentlichen von den effektiven Spannungen ab, die vor dem Ausbruch im Gebirge herrschen [15]. Durch die vorausseilende Drainage nimmt der Porenwasserdruck ab und die effektiven Spannung zu. Die vorausseilende Drainage eines Gebirges niedriger Durchlässigkeit, hoher Verformbarkeit und niedriger Festigkeit wirkt sich deshalb verfestigend und versteifend aus (Bild 4). Es handelt sich um eine Gebirgsverbesserung durch «Konsolidation» im engeren Sinn des Wortes.

Allerdings ist für die Entspannung des Porenwassers in einem Gebirge niedriger Durchlässigkeit eine lange Vorlaufzeit der Drainagemassnahme erforderlich, was längere vorausseilende Bohrungen bedingt. Die Entwicklungen in der Richtbohrtechnik eröffnen diesbezüglich neue Möglichkeiten [16]. Bei einem tiefliegenden Tunnel im Gebirge extrem niedriger Durchlässigkeit kann ein vorausseilender Pilot- oder Ulmenstollen die für eine Konsolidation benötigte Vorlaufzeit bieten.

Bild 3: (a) Niveaulinien der piezometrischen Höhe im Baugrund vor der Tunnelortsbrust; (b) Erforderlicher Stützdruck zur Stabilisierung der Ortsbrust mit und ohne vorausseilender Drainage (Berechnung nach [22]).

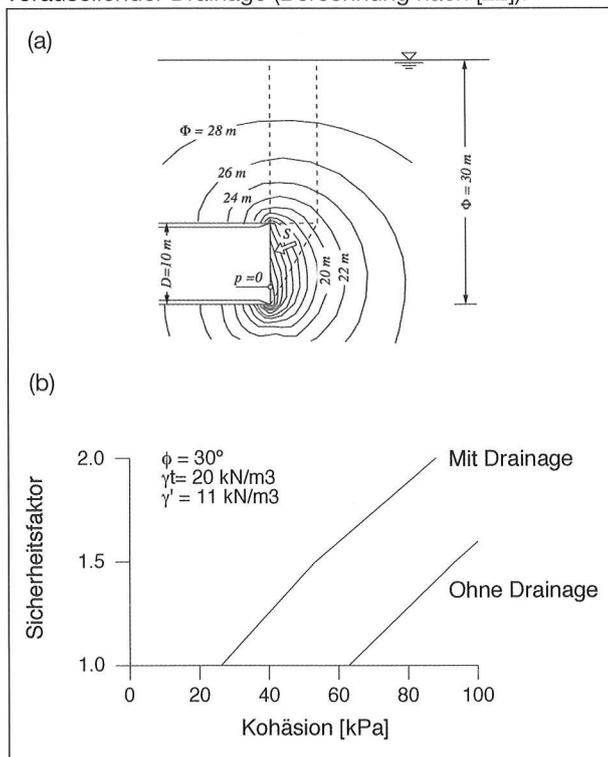
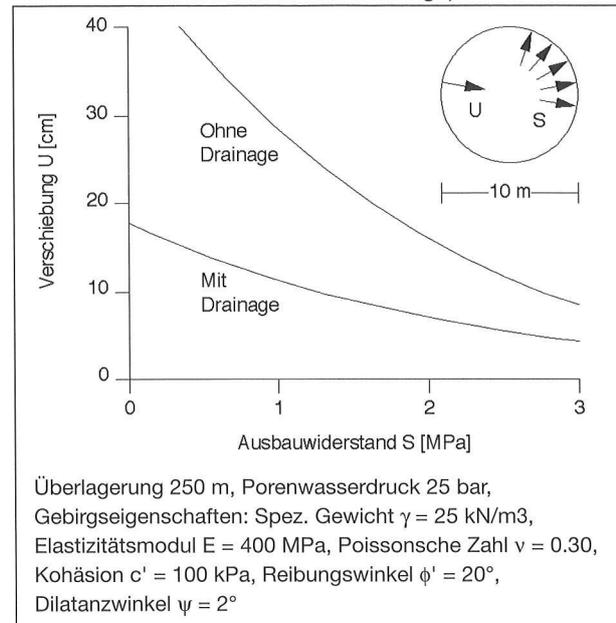


Bild 4: Einfluss einer vorausseilender Drainage auf das Kurzzeitverhalten eines tiefliegenden Tunnels in druckhaftem Gebirge geringer Durchlässigkeit (Zusammenhang zwischen Ausbauwiderstand und Verschiebung des Ausbruchrandes mit bzw. ohne Drainage).



5. Jetting Pfähle

Beim Jetting wird der Baugrund nach der Erstellung des Bohrlochs durch einen Hochdrucksuspensionsstrahl aufgeschnitten, welcher von einem rotierenden, mit Düsen versehenen Bohrgestänge erzeugt wird [3]. Dabei findet teilweise ein Materialersatz statt, weil die feinere Kornfraktion des gelösten Bodens mit der Rücklaufsuspension abtransportiert wird, während der restliche Boden sich mit der Suspension vermischt. Durch das gleichzeitige Drehen und Zurückziehen des Gestänges entsteht ein säulenartiger Körper, der sich zu einem Pfahl erhärtet. Anders als bei den eigentlichen Injektionen, bei welchen die Poren verfüllt werden, wird bei Jetting die Struktur des Bodens zerstört, was die Verfestigung auch von feinkörnigen, nicht injizierbaren Böden erlaubt.

Im Untertagbau wird das Jetting in der Regel von der Ortsbrust aus bei konventionellen Vortrieben (Spritzbetonbauweise) eingesetzt. In selteneren Fällen werden senkrechte Jet Pfähle zur Stabilisierung der Ortsbrust von der Oberfläche aus hergestellt (als Notlösung oder planmässig, z.B. für die Begehung der Arbeitskammer bei maschinellen Vortrieben). Im typischen Anwendungsfall wird durch fächerförmig angeordnete und sich überschneidende Pfähle (Bild 5a) ein sogenannter Jetschirm erstellt, welcher die Tunnelleibung unmittelbar nach jedem Abschlag flächenhaft stützt. Die Lastabtragung erfolgt vorwiegend über Gewölbewirkung in der Querschnittsebene des Tunnels. Die Längstragwirkung ist aufgrund der prak-

tisch fehlenden Zugfestigkeit der Pfähle von untergeordneter Bedeutung.

Unter der Voraussetzung einer genügenden Überlappungslänge (so, dass sich die Pfähle auch vor der Ortsbrust überschneiden) wirkt sich der Jetschirm auch auf die Ortsbrust stabilisierend aus, trägt er doch mindestens einen Teil der Überlagerungslasten über Gewölbewirkung ab. Zur Stabilisierung der Ortsbrust werden oft Horizontalpfähle erstellt (Bild 5b), die durch Nachbohren mit einem Zugglied ergänzt werden können. In der Regel werden diese aber unbewehrt ausgeführt und wirken sich deshalb wie Schubdübel aus, d.h. sie erhöhen den Scherwiderstand entlang der Gleitfläche eines potentiellen «Keils» vor der Ortsbrust. Ferner wird der Baugrund während des Jetting-Vorgangs zwischen den Pfählen verdichtet, was auch zur Erhöhung der Standsicherheit beiträgt. Jet Pfähle können ferner zur sicheren Abtragung der Gewölbefundationslasten eingesetzt werden (Bild 5c).

Eine Abdichtung des Gebirges mittels Jetting wäre in Prinzip zwar möglich, jedoch extrem aufwändig, weil in der Regel eine Grundwasserströmung auch in die Längsrichtung (gegen die Ortsbrust) unterbunden werden muss, was eine vollflächige Gebirgsabdichtung erfordert.

6. Rohrschirme, andere Voraussicherungen

Rohrschirme werden durch das Einführen von Stahlrohren in fächerförmig angeordnete, subhorizontale Bohrungen längs des Tunnelprofils hergestellt (Bild 6). Die Rohre überbrücken die Spannweite zwischen Ausbruchsicherung und Ortsbrust und dienen der temporären Stützung der Ausbruchlaibung unmittelbar nach jedem Abschlag.

Bild 5: Einsatz und Tragwirkung des Jetting als Massnahme zur Stabilisierung der Tunnelaibung (a), der Ortsbrust (b) oder der Gewölbewiderlager (c).

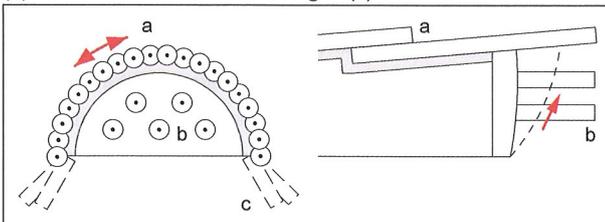
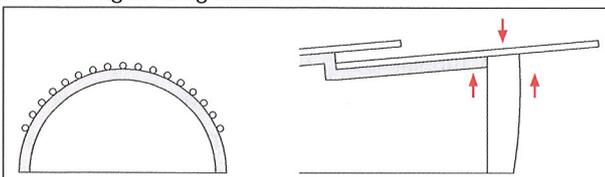


Bild 6: Tragwirkung eines Rohrschirms.



Die Lastabtragung erfolgt (anders als bei einem Jetschirm) in Längsrichtung. Durch den Rohrschirm werden die Lasten aus dem überlagernden Baugrund abgetragen; einerseits auf die Spritzbetonschale, andererseits auf den Baugrund vor der Ortsbrust.

Da die Stützung der Hohlraumleibung durch die Rohre linienhaft erfolgt, kann die Standsicherheit des Bodens zwischen den Rohren massgebend für deren Achsabstand sein. Im Fall von kohäsionslosem Baugrund sind Zusatzmassnahmen erforderlich (Injektionen, Drainage).

Über die Längsrichtung erfolgt die Lastabtragung auch bei anderen Voraussicherungen wie Spiessen, Pfändungen und parallel zur Tunnelachse verlaufenden Grossrohrschirmen. Unterschiede bestehen in Bezug auf Folgendes:

- Tragfähigkeit und Steifigkeit dieser Stützmittel (niedriger bei Spiessen und Pfändungen, höher bei Rohrschirmen und besonders hoch bei Grossrohrschirmen);
- Einbindetiefe in den Baugrund vor der Ortsbrust (klein bei Spiessen und Pfändungen, höher bei Rohrschirmen und praktisch unbeschränkt bei parallel zur Tunnelachse verlaufenden Grossrohrschirmen);
- Flexibilität (gross bei Spiessen und Pfändungen);
- Ausbruchgeometrie ("sägezahnförmig" bei fächerförmig angeordneten Rohrschirmen, konstant bei den anderen Stützmitteln);
- Stützung der Hohlraumleibung (linienhaft bei Rohrschirmen und Spiessen, flächenhaft bei Pfändungen und geschlossenen Grossrohrschirmen);
- Tragwirkung in der Tunnelquerschnittsebene (besteht nur bei den Grossrohrschirmen).

Zur Vermeidung einer Überbeanspruchung der Rohre ist neben der Beschränkung der Abschlagslänge eine genügende Einbindetiefe in den Baugrund vor der Ortsbrust wichtig. Ein Rohrschirm stellt keine Lösung für eine instabile Ortsbrust dar. Im Gegenteil, die Abtragung der Lasten aus dem Rohrschirm im Baugrund vor der Ortsbrust setzt eine standsichere Ortsbrust voraus. Deshalb werden Rohrschirme in der Regel in Kombination mit Massnahmen zur Stabilisierung der Ortsbrust ausgeführt (Bild 7): Brustanker, Drainagebohrungen, Injektionen oder, seltener, Jetting Pfähle (besteht die Möglichkeit für Jetting, so würde man auch eher ein Jetgewölbe anstelle des Rohrschirms erstellen).

Brustanker bestehen aus vollverpressten Zuggliedern aus GFK oder Stahl. Da während des Ausbruchs keine An-

kerplatten an der Ortsbrust vorhanden sind, beruht die stützende Wirkung der Brustanker ausschliesslich auf der Haftung zwischen Verpresskörper und Boden (Bild 8). Neben der Tragfähigkeit des Zuggliedes ist deshalb der Durchmesser des Verpresskörpers sowie die Verbundspannung zwischen Verpresskörper und Baugrund wichtig. (Für nähere Angaben zur Wirkungsweise und Bemessung von Brustankern siehe [18, 19].)

Brustanker werden auch zur Beschränkung der Axialverformungen der Ortsbrust in druckhaftem Gebirge eingesetzt [21].

Bild 7: Bauhilfsmassnahmen bei einem Tunnel im Lockergestein [17].

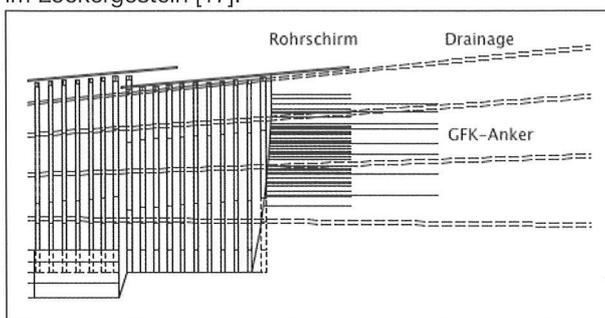
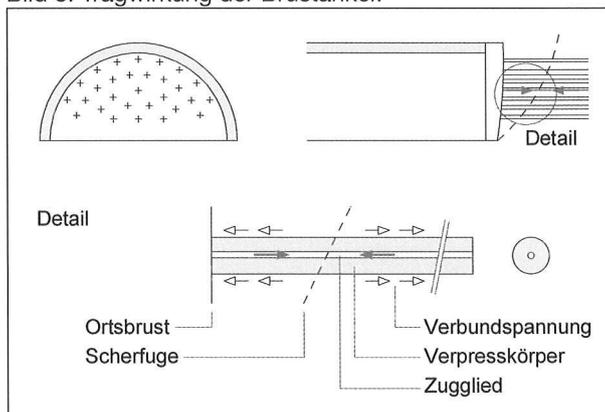


Bild 8: Tragwirkung der Brustanker.



7. Schlussbemerkungen

Manchmal kann es gelingen, die Bauhilfsmassnahme aus der Oberfläche oder aus benachbarten Hilfsstollen oder Schächten auszuführen und somit von den eigentlichen Vortriebsarbeiten zu entkoppeln. In den meisten Fällen jedoch können diese Tätigkeiten ausschliesslich aus dem Ortsbrustbereich, intermitierend mit dem Tunnelvortrieb ausgeführt werden. Der Tunnelbau kann dann – wegen der unvermeidbaren gegenseitigen Behinderung mit den Ausbruchs- und Profilsicherungsarbeiten – äusserst zeit- und kostenintensiv sein. Eine sorgfältige Planung (unter Berücksichtigung geotechnischer, ausführungstechnischer und materialtechnologischer Gesichtspunkte) sowie angemessene vertragliche Regelungen sind sehr

wichtig. Die folgenden Referenten dieses Kolloquiums werden diese Aspekte vertieft behandeln.

8. Referenzen

- [1] SIA 197 : 2004. Projektierung Tunnel – Grundlagen.
- [2] M. Donel, 1991. Bodeninjektionstechnik. Verlag Glückauf GmbH, Essen.
- [3] Ch. Kutzner, 1991. Injektionen im Baugrund. F. Enke Verlag, Stuttgart.
- [4] G. Lombardi, 1999. Tassements de massifs rocheux au-dessus de tunnel. In: Löw, S. & Wyss, R. (Hrsg.), Vorerkundung und Prognose der Basistunnel am Gotthard und am Lötschberg, Balkema, Rotterdam.
- [5] R. Amberg, 1994. Die Bewältigung der Serpentinizone in der Zweispurstrasse Vereinatunnel Nord. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 44.
- [6] G. Anagnostou & K. Kovári, 1999. Tunnelbau in Störzonen. In: Löw, S. & Wyss, R. (Hrsg.), Vorerkundung und Prognose der Basistunnel am Gotthard und am Lötschberg, Balkema, Rotterdam.
- [7] K. Kovári & M. Ramoni, 2006. Urban tunnelling in soft ground using TBMs. Int. Conf. & exhibition on tunnelling and trenchless technology, Subang Jaya – Selangor Da-rul Ehsan; 17-31; The Institution of Engineers, Malaysia.
- [8] G. Anagnostou & K. Kovari, 2003. The stability of tunnels in grouted fault zones. Mitt. des Inst. für Geotechnik der ETH Zürich, Band 220.
- [9] R. Bremen, 2008. Injektionstechnische Massnahmen zur Herstellung, Sicherung und Sanierung von Tunnelbauwerken. STC 2008 Kolloquium "Injektion als Bauhilfsmassnahme im Vortrieb".
- [10] K. Kogler, 2008. Praktische Anwendung, Baumethodik, Geräte. STC 2008 Kolloquium «Injektion als Bauhilfsmassnahme im Vortrieb».
- [11] C. Hürlimann, 2008. Materialtechnologie der Verfestigungs- und Abdichtungsinjektionen. STC 2008 Kolloquium «Injektion als Bauhilfsmassnahme im Vortrieb».
- [12] H. L. Jessberger & R. Jagow-Klaff, 1996. Bodenvereisung. In: U. Smolczyk (Hrsg.), Grundbau Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren. Berlin: Ernst & Sohn.
- [13] E. Pimentel, A. Sres & G. Anagnostou, 2006. Numerische FE Simulation in 3D der Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren und der Vergleich zu experimentellen Labormessungen. 29. Baugrundtagung, Bremen, Verlag Glueckauf, Essen.

- [14] R. Sternath, 1994. Geotechnische Sonderverfahren für die Vortriebe des Eisenbahntunnels unter dem Grossen Belt. Baugrundtagung, 175-195. Köln
- [15] H.-J. Lang & J. Huder, 1990. Bodenmechanik und Grundbau, 4. Auflage. Springer Verlag, Berlin u.a.
- [16] I. Vielmo, 2005. Grouting and Drainage Treatment with relevant Boring Layouts. Gibraltar Strait Crossing – 4. UN – ITA Workshop. Madrid.
- [17] G. Anagnostou, 1999. Standsicherheit im Ortsbrustbereich beim Vortrieb von oberflächennahen Tunneln. Symp. «Städtischer Tunnelbau – Bautechnik und funktionelle Ausschreibung», Zürich, 85-95.
- [18] G. Anagnostou & K. Serafeimidis, 2007. The dimensioning of tunnel face reinforcement. In: Bartak, Hrdina, Romancov & Zlamal (Hrsg.) «Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises», 291-296. Taylor & Francis Group, London.
- [19] K. Serafeimidis, M. Ramoni & G. Anagnostou, 2007. Analysing the stability of reinforced tunnel faces. In: V. Cuéllar et al. (Hrsg.), «Geotechnical Engineering in Urban Environments», Proc. of the 14th Eur. Conf. on Soil Mech. and Geot. Engng., Madrid, Spain, 1079-1084.
- [20] M. Neracher, 2007. Bodenverbesserung durch Vereisung für die Erstellung von Tunnelquerschlägen unter Berücksichtigung einer Grundwasserströmung. Bachelor-Arbeit ETH Zürich.
- [21] P. Lunardi, 2006. Progetto e costruzione di gallerie. Hoepli, Milano.
- [22] G. Anagnostou & K. Kovari, 1996. Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology, 11 (2), 165-173.
- [23] K. Kovari, 2001. Analyse und Handhabung von Risiken im Tunnelbau am Beispiel Zimmerbergtunnel. Dokumentation SIA D 0169 «Tunnelvortriebe im Raum Zürich – Risikomanagement im Untertagbau», 5-16.

Injektionen als Bauhilfsmassnahmen – Teil 1: Grundlagen

Dr. Roger Bremen, Dr. Ing.
Lombardi AG, Minusio

1. Einleitung

Es sind fast 200 Jahre vergangen, seitdem zum ersten Mal Zementinjektionen zur Verbesserung der Bodeneigenschaften eingesetzt worden sind. Seitdem hat eine bedeutende Entwicklung der Injektionsverfahren stattgefunden und Injektionen wurden bei unzähligen Bauwerken mit unterschiedlichem Erfolg angewendet. Injektionen in Boden und Fels bleiben aber weiterhin eine im Wesentlichen empirische Angelegenheit. In den letzten zwei Jahrzehnten wurde versucht, von einigen «Injektionsdogmen» und unnötig aufwendigen Vorgangsweisen abzukommen.

Im ersten Teil des Vortrages wird versucht, einige wesentliche Grundlagen der Anwendung von Injektionen im Untertagbau darzustellen. Dabei werden einige leider immer noch weit verbreitete Modellvorstellungen kritisch hinterfragt. Im zweiten Teil werden dann spezifisch Injektionen als Bauhilfsmassnahme behandelt, wobei einige aktuelle Beispiele betrachtet werden. Spezielle Injektionsverfahren wie Jetting oder Kompensationsinjektionen werden im Rahmen dieses Vortrages nicht behandelt.

Wie in den meisten Bereichen des Bauwesens beruhen Entwicklungen in der Injektionsproblematik nur selten auf theoretischen Überlegungen, sondern werden meistens aus praktischen Erfahrungen abgeleitet. Bei Injektionen hat dies zur Folge, dass fast dogmatische «Regeln» über Jahrzehnte die angewendeten Injektionsverfahren beherrscht haben. Dabei handelt es sich nicht selten um willkürliche und oberflächliche Generalisierungen einzelner Erfahrungen. Sie werden durch die meistens indirekten und somit schwierigen Qualitätskontrollen z. T. noch gefördert.

Erschwerend kommt hinzu, dass eine umfassende Behandlung der Injektionsproblematik vielfältige Kenntnisse in sehr unterschiedlichen Fachbereichen voraussetzt. Dazu bilden Grundkenntnisse in der Fels- und Bodenmechanik, Fließhydraulik sowie Materialtechnologie eine notwendige Voraussetzung. Weiter muss der «Injektionspezialist» mit den auf dem Markt vorhandenen unzähligen Produkten vertraut sein und die Möglichkeiten sowie Gren-

zen der heutigen Bohrgeräte und Injektionsinstallationen kennen. Schliesslich ist zur angemessenen Projektierung von Injektionsmassnahmen eine gewisse praktische Erfahrung unerlässlich, welche aber in keinem Fall die einzige Grundlage des «Injektionsfachmannes» sein sollte.

2. Problemstellung

Das Ziel jeglicher Injektion liegt in der Verbesserung der mechanischen und/oder der hydraulischen Eigenschaften des injizierten Körpers. Dies geschieht durch Verfüllung bestehender Klüfte oder Hohlräume, deren Geometrie meistens unbekannt ist und durch die Injektion beeinflusst werden kann. Praktisch alle im Bauwesen angewendeten Injektionsmethoden beruhen darauf ein möglichst flüssiges Mittel zu injizieren, dessen physikalische Eigenschaften sich innert einer gegebenen Zeitspanne ändern müssen.

Grundsätzlich geht es somit darum, das Ziel der Verbesserung der mechanischen und/oder hydraulischen Eigenschaften in optimaler Weise zu erreichen. Was unter optimaler Weise zu verstehen ist, wird in der Folge noch erläutert. Zur Erfüllung dieser Zielsetzung sind meistens nur die Eigenschaften des injizierten Körpers im Endzustand von Bedeutung. Das Injektionsverfahren stellt nur das Mittel dar, um das angestrebte Ziel zu erreichen. Leider wird vom Projektingenieur oft ungenügend zwischen Zielsetzung der Injektion und Lösungsaufbau, sowie der entsprechenden Massnahmenplanung unterschieden. Es handelt sich hierbei um einen wesentlichen Aspekt, welcher bei Injektionsmassnahmen zu beachten ist. Dies ist insbesondere wichtig, um die Verantwortlichkeiten aller involvierten Parteien klar abzugrenzen.

Der generelle Ablauf einer Injektionsmassnahme kann somit in folgende Hauptphasen unterteilt werden:

- Festlegung der Zielsetzungen und der Verantwortlichkeiten,
- Lösungsaufbau,

- Vorversuche und Massnahmenplanung,
- Injektionsausführung unter allfälliger Anpassung/Optimierung der baulichen Massnahmen, und
- Kontrolle der Zielsetzungen.

Es wird oft festgestellt, dass eine oder mehrere der

obenerwähnten Phasen nicht mit der notwendigen Aufmerksamkeit betrachtet werden. Ich bin überzeugt, dass eine systematische Projektabwicklung gemäss der oben erwähnten Unterteilung die meisten Missverständnisse zwischen den üblicherweise bei Injektionen involvierten Parteien (Bauherr, Projekt Ingenieur, Unternehmung, Materiallieferant) verhindern könnte.

Bevor die verschiedenen Phasen etwas näher untersucht werden, erscheint es mir notwendig einige wesentliche Grundkonzepte und Modellüberlegungen festzuhalten, welche öfters vernachlässigt werden.

3. Grundkonzepte und Modellüberlegungen

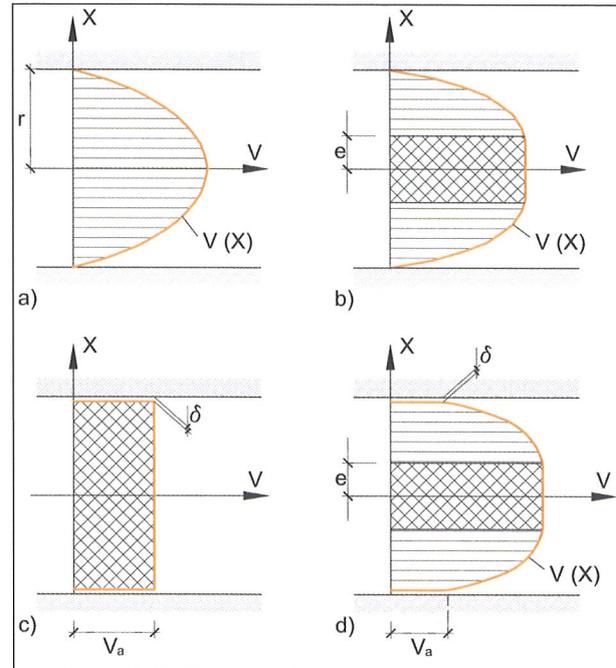
Konzepte und Modellüberlegungen stellen eine Idealisierung und damit Vereinfachung der Realität dar, erlauben aber die wesentlichen Zusammenhänge und Faktoren, welche die Injektion beeinflussen, festzuhalten.

Es ist zweifellos zu bedauern, dass Erdöl- oder Lebensmittelingenieure sehr gut über die Rheologie flüssiger Stoffe Bescheid wissen, während sich Bauingenieure normalerweise damit begnügen, die Fliesseigenschaften von Wasser zu beherrschen. Das Verhalten von flüssigen Injektionsmitteln unterscheidet sich aber oft bedeutend von dem des Wassers.

Das Fliesen eines Injektionsgutes innerhalb einer idealisierten Kluft kann grundsätzlich unter vier möglichen Fliezzuständen stattfinden, wie dies in Bild 1 dargestellt wird. Grundsätzlich sind folgende Fälle zu unterscheiden.

- rein viskoses Verhalten einer Newtonschen Flüssigkeit, wie z. B. Wasser. Dabei ist die Geschwindigkeitsverteilung parabelförmig.
- viskoplastisches Verhalten einer Bingham'schen Flüssigkeit wie z. B. Injektionsgut auf Zementbasis. Bei diesem Verhalten entsteht ein steifer Kern, der sich geschlossen verschiebt und seitliche Schichten, in welchen die Geschwindigkeitsverteilung parabelförmig verläuft.

Bild 1: Mögliche Fliezzustände eines Injektionsgutes in einer idealisierten Kluft.

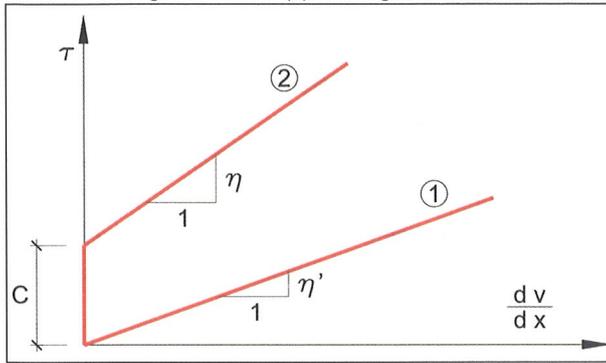


- eine Fliesspressung tritt auf, wenn die Haftung an den glatten Wänden geringer ist als die innere Kohäsion der Flüssigkeit.
- Im allgemeinen Fall tritt eine Fliesspressung zusammen mit einem Steifen Kern auf. Der Übergang vom Kern zur Wand ist durch eine parabolische Geschwindigkeitsverteilung charakterisiert.

In Bild 2 ist das rheologische Verhalten einer rein viskosen oder «newtonischen» Flüssigkeit (wie z. Bsp. Wasser, Öl, Silikate, usw.) sowie einer viskoplastischen oder «Binghamischen» Flüssigkeit (Zementsuspension, Blut, usw.) dargestellt. Ausser einer bestimmten Viskosität weisen diese Flüssigkeiten eine Plastizität oder Kohäsionsschwelle auf, welche deren Fliessverhalten bedeutend beeinflussen kann. Insbesondere muss auf eine Binghamische Flüssigkeit eine bestimmte Kraft vor Einsetzen der Bewegung oder der relativen Verschiebung aufgebracht werden, um den Scherwiderstand zu überwinden. Aufgrund der bedeutenden Unterschiede im Fliessverhalten zwischen Wasser und den meisten Injektionsmitteln besteht somit keine quantitative Beziehung zwischen der Wasseraufnahme (Lugeon) und der Aufnahme eines Injektionsgutes. Diese Tatsache ist unbedingt zu berücksichtigen.

Werden Zementschlämme betrachtet, ist zu berücksichtigen dass es sich eigentlich um Suspensionen handelt, bei welchen die Granulometrie der suspendierten Körper eine wesentliche Rolle beim Injektionsablauf spielt.

Bild 2: Rheologisches Verhalten einer Newtonschen (1) und einer Binghamischen (2) Flüssigkeit.



Die grössten Körner des Zementes bestimmen die minimale Weite der injizierbaren Klüfte, unabhängig von der beigefügten Wassermenge. Wird somit ein gewöhnlicher Zement mit einer maximalen Korngrösse von etwa 100–150 μ eingesetzt, so ergibt sich eine minimale Weite der injizierbaren Klüfte von etwa 0.3–0.4 mm. Falls kleinere Klüfte oder Hohlräume zu verfüllen sind, müssen andere Produkte verwendet werden, entweder Suspensionen mit kleinerer Korngrösse, Silikate oder Harze verschiedener Art. Das Beifügen von Zusatzmitteln oder das Aufbringen von höheren Injektionsdrücken ändern zwar den Injektionsradius, aber nicht die Injizierbarkeit feiner Klüfte.

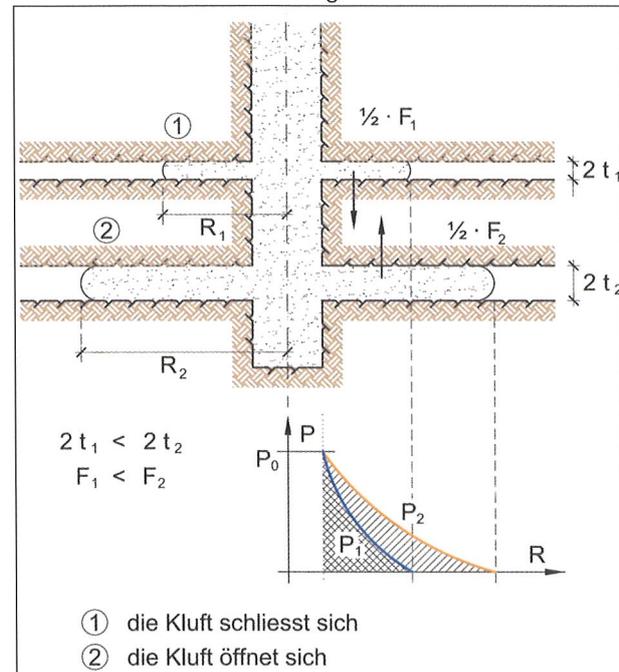
Aus dieser Grundlage beruht auch die Tatsache, dass ausschliesslich stabile Zementsuspensionen einzusetzen sind, also Suspensionen mit einem recht bescheidenen Absatzmass. Trotz der unzähligen Gründe, welche den Einsatz von stabilen Suspensionen rechtfertigen, kommt es nicht selten vor, dass nichtstabile Suspensionen eingesetzt werden. In diesem Fall werden nur ein Teil der Klüfte oder Hohlräume im Endzustand mit Zement gefüllt sein, während der obere Teil mit Wasser gefüllt wird.

Ich möchte noch kurz auf die Grenzen der mechanischen Verbesserung der Felskennwerte durch Injektionen eingehen. Die Möglichkeit die Felseigenschaften (Verformbarkeit und oder Scherfestigkeit) zu verbessern wird oft überschätzt. Bei einem geklüftete Fels wie in Bild 3 gilt es zu berücksichtigen dass nur die breiteren Klüfte injiziert werden, während die feineren Klüfte, im besten Fall zusammengedrückt werden. Je nach geologischen Verhältnissen kann es somit sein, dass nur ein sehr geringer Prozentsatz der Kluftanzahl mit Injektionsgut verfüllt wird.

Zur Verbesserung der Scherfestigkeit ist eine gute Bindung zwischen Injektionsgut und Felsoberfläche notwendig. Dies setzt aber grundsätzlich saubere und tonfreie Klüfte voraus. Etwas vereinfacht ausgedrückt heisst das, dass Injektionen in einer geklüfteten Felsmasse zwar die

Durchlässigkeit verringern, aber nur sehr bedingt die mechanischen Eigenschaften verbessern können. In einem Boden oder in einer strukturlosen Störzone können Injektionen jedoch eine bedeutende Verbesserung der mechanischen Parameter erzeugen.

Bild 3: Modellverhalten einer geklüfteten Felsmasse



4. Zielsetzungen der Injektionen und Verantwortlichkeiten

Aufgrund meiner bisherigen Erfahrungen bei Injektionsarbeiten erscheint es mir wichtig, noch einmal auf die Bedeutung einer klaren Zielsetzung und Verantwortlichkeiten hinzuweisen. Diese Punkte werden oft vernachlässigt.

Bevor überhaupt über mögliche Lösungsansätze nachgedacht wird, erscheint es mir wichtig, die Problemstellung und die Zielsetzung möglichst klar und umfassend zu untersuchen. Nur eine klare Vorstellung des oder der zu erreichenden Ziele erlaubt auch die entsprechenden Kontrollmethoden während und nach den Injektionen zu bestimmen. Die Ziele, wie z.B. eine angestrebte Reduktion der Durchlässigkeit oder eine maximale Verformbarkeit eines Bodens, sind möglichst quantitativ zu bestimmen. Nur quantitativ formulierte Zielsetzungen können während oder nach Abschluss der Injektionskampagne überprüft werden.

Eine zweite wesentliche Grundsatzfrage, welche möglichst vor Beginn der Arbeiten zu klären ist, betrifft die Aufteilung der Verantwortlichkeiten für die Injektionsmassnahmen. In dieser Hinsicht muss ich gestehen, dass sich der Projektingenieur seiner Verantwortung oft entzieht.

Um spätere Konfliktsituationen zu vermeiden, ist es unerlässlich, dass die Verantwortlichkeiten bei der Festlegung und Ausführung der Injektionsmassnahmen allen Parteien bewusst sind. Es sind natürlich verschiedene organisatorische Abwicklungsmöglichkeiten denkbar und jede weist Vor- und Nachteile auf. Die Erfahrungen und Kenntnisse aller Parteien, können zu einer optimalen Projektierung und Abwicklung der Injektionstätigkeiten beitragen, dürfen aber in keinem Fall zu einer Verschiebung der Verantwortlichkeiten führen. Weil die bestehenden Normen den organisatorischen Teil nicht abdecken, ist der Bauherr gut beraten, wenn er unmittelbar nach Beschluss einer Injektionsmassnahme die Verantwortungen für Projektierungstätigkeiten, Ausführung und Kontrolle zwischen allen beteiligten Parteien eindeutig regelt und allfällige Risiken bewertet und zuteilt.

5. Lösungsaufbau

Sind einmal die Zielsetzungen klar definiert, ist ein Lösungskonzept zu erstellen. Zweck dieses Konzeptes ist die Zielsetzungen unter optimalen Bedingungen zu erfüllen. Je nach Situation und Prioritäten ist das Lösungskonzept anzupassen. Falls eine Injektionskampagne innerhalb eines Tunnelvortriebes auszuführen ist, erweist sich der benötigte Zeitaufwand oft als ein wesentlicher Faktor, während die Kosten des Injektionsgutes oft von untergeordneter Bedeutung sind. Beim Lösungsaufbau sind somit nicht nur die Zielsetzungen, sondern ebenfalls die projektbezogenen Prioritäten mit dem Bauherrn abzuklären.

Zur Erstellung des Lösungskonzeptes sind in erster Linie die Randbedingungen möglichst umfassend zu bestimmen oder wenigstens zu umschreiben. Dabei sind folgende Aspekte von besonderer Bedeutung:

- Kenntnisse des zu injizierenden Körpers, insbesondere, geologische Verhältnisse, Kluftbildung und Lage, Grundwasserspiegel und allfällige Fließzustände
- Baustellenrandbedingungen (Platzzustände, Konfliktsituationen mit anderen Bautätigkeiten, usw.)

Aufgrund von diesen Angaben, sowie der bekannten Zielsetzungen und Prioritäten, kann ein Lösungskonzept erstellt werden. Dieses Konzept sollte im Allgemeinen folgende Aspekte umfassen

- Die Abmessung des zu behandelnden Körpers
- Provisorische Lage und Anzahl der allfälligen Drainagebohrungen und der Injektionsbohrungen.

- Erste Wahl des Injektionsgutes, sowie der Injektionsmethode und der Injektionsabwicklung.
- Bestimmung der Kontrollmethoden während und zum Abschluss der Injektionsmassnahme inkl. Abbruchkriterien.
- Bewertung allfälliger Folgen der Injektionen auf das Bauwerk.
- Bestimmung aller Untersuchungen, welche zur Festlegung der Injektionsabwicklung notwendig sind.

Mit Ausnahme von Spezialfällen muss man sich von Beginn der Lösungsentwicklung an bewusst sein, dass keine ernsthafte Injektionsmassnahme ohne Vorversuche und spezifische Abklärungen, sowie Optimierungen während des Injektionsablaufes erfolgreich durchgeführt werden kann. Eine Projektierung der Injektionsmassnahmen ohne die notwendigen örtlichen Anpassungen ist in den wenigsten Fällen zielführend. Diese Tatsache sollte seitens der Projekt Ingenieure bei der Erstellung der Ausschreibungsunterlagen vermehrt berücksichtigt werden.

Nicht selten führt der Mangel von Vorversuchen dazu, dass die ganze Injektionsmassnahme zum Versuch wird, was unweigerlich zu Mehrkosten und Verzögerungen führt.

Je umfangreicher die Kenntnisse des zuständigen Projekt Ingenieurs in dieser Phase sind, desto gezielter können die Vorversuche geplant und ausgeführt werden.

6. Vorversuche und Massnahmenplanung

Nach der Erstellung des Lösungskonzeptes sind im Normalfall Vorversuche auszuführen. Dabei sind alle Aspekte zu untersuchen, welche die definitive Massnahmenplanung beeinflussen können. Grundsätzlich sollte mit Versuchen des Injektionsgutes begonnen werden. Um alle Anforderungen im flüssigen und ausgehärteten Zustand zu erfüllen, sind die rheologischen Eigenschaften von Zementsuspensionen unter Berücksichtigung der örtlichen Bedingungen (Wasser, Temperatur, Zement, allfällige Zusatzmittel) zu untersuchen.

Beim Einsatz von Harzen oder Silikaten kann in den meisten Fällen auf Laborversuche verzichtet werden, da die rheologischen Eigenschaften dieser Produkte von den Herstellern regelmässig geprüft werden.

Nur Injektionsgut, welches die grundsätzlichen Anforderungen einhält, sollte in einer zweiten Phase innerhalb ei-

nes Injektionsversuches erprobt werden. Diese Injektionsproben sind auch beim Einsatz von Silikaten und Harzen unbedingt notwendig. Ziel dieser Vorversuche ist es, die Details der Injektionsmassnahme festzulegen. Dabei handelt es sich um folgende Hauptaspekte:

- Bestimmung der Zusammensetzung des Injektionsgutes.
- Lage, Länge und Eigenschaften allfälliger Drainagebohrungen.
- Lage, Länge und allfällige Phaseneinteilung der Injektionsbohrungen.
- Injektionsmethode, Abbruchkriterien jeder Injektionsetappe.
- Bestimmung der aufzunehmenden Bohr- und Injektionsparameter und Kontrollen beim Injektionsvorgang.
- Abschliessende Kontrollen zur Überprüfung der Zielsetzungen.

Zu den Bohr und Injektionsparameter ist zu erwähnen, dass heute mit wenig Aufwand eine bedeutende Anzahl von Bohr- und Injektionsparameter aufgezeichnet werden können. Leider ist oft der Aufwand für die Auswertung dieser Parameter aufwendiger als deren Erfassung, sodass der Nutzen dieser Messwerte meistens nicht oder nur sehr beschränkt wahrgenommen wird.

7. Injektionsausführung und Optimierungen

Im Falle, dass Vorversuche sowie die Massnahmenplanung vollständig ausgeführt wurden, sollten bei der Ausführung keine grundsätzlichen Anpassungen oder unvorhergesehene Schwierigkeiten auftreten.

Man muss sich aber bewusst sein, dass normalerweise ein nicht homogener Körper injiziert wird und diese örtlichen Änderungen bei der Ausführung der Injektionsmassnahme zu berücksichtigen sind. Es sei hier noch einmal darauf hingewiesen, dass Injektionsmassnahmen nicht nach strikten Spezifikationen oder Rezepten ausführbar sind. Nur eine kontinuierliche Auswertung des beobachteten Verhaltens durch erfahrene Injektionsspezialisten sowie eine enge Zusammenarbeit zwischen den beteiligten Parteien erlaubt eine optimale Abwicklung der Injektionsmassnahmen. Eine ausschliesslich aufgrund von Spezifikationen ausgeführte Injektionskampagne stellt im besten Fall einen unnötigen Kostenaufwand dar.

8. Kontrolle des Injektionserfolges

Wegen nicht quantifizierter Injektionsziele erweist sich oft die Kontrolle des Injektionserfolges, wenn überhaupt, als schwierig. Die Möglichkeit einer Kontrolle sollte schon in der Projektierungsphase berücksichtigt werden. Als Kontrollparameter sind natürlich soweit wie möglich integrale Werte vorzuziehen, also z.B. bei einer Tunnelabdichtung die gesamte Abflussmenge im Bereich der Abdichtungsmassnahmen. Werden örtliche Werte wie die Permeabilität in einer Bohrung oder die Steifigkeit einer Kernentnahme als Kontrollparameter definiert, so ist eine genügende Anzahl von Proben zu entnehmen, damit diese auch einen repräsentativen Charakter aufweisen.

Schliesslich ist auch in diesem Fall darauf hinzuweisen dass eine schrittweise Reduktion der injizierten Volumen infolge einer progressiven Verfeinerung des Injektionsrasters zwar einen Hinweis für den Injektionserfolg darstellt, dies aber keine quantitative Aussage in Bezug auf eine Permeabilitätsreduktion oder erhöhte mechanische Parameter erlaubt.

9. Schlussbemerkungen

In der vorliegenden Einleitung wurden einige Grundlagen zur Injektionsproblematik zusammengefasst. Die praktische Umsetzung der genannten Konzepte, sowie der Projektabwicklung sind in der Praxis nicht immer einfach.

Es erscheint mir aber notwendig, die Injektionsproblematik von verschiedenen Standpunkten aus zu betrachten und die Injektionsmassnahmen möglichst systematisch abzuwickeln.

Im zweiten Teil der Präsentation werden die erläuterten Konzepte in praktische Anwendungsmethoden umgesetzt und anhand von verschiedenen Beispielen erläutert.

10. Referenzen

- [1] G. Lombardi «The role of cohesion in cement grouting of rock», CIGB 15 Congrès des Grands Barrages, Lausanne 1985, Q.58, R.13, pp 235.261.
- [2] G. Lombardi, D. Deere. «Grouting design and control using the GIN principle», Water power and Dam construction, June 1993, pp 15-22.

- [3] R. Bremen «Use of additives in cement grouts», The Inter-national Journal on Hydropower and Dams, Volume 4, Issue 1, 1997, pp71-76.
- [4] G. Lombardi. «Considerations générales sur l'injection des massifs rocheux», Syposium sur l'injection, Rabat février 2007.

Injektionen als Bauhilfsmassnahmen – Teil 2: Injektionstechnische Massnahmen zur Herstellung, Sicherung und Sanierung von Tunnelbauwerken

Dr. Roger Bremen, Dr. Ing.
Lombardi AG, Minusio

1. Einleitung

Im ersten Teil des Vortrages haben wir uns mit einigen wesentlichen Grundlagen der Injektionen im Bauwesen befasst, sowie die generellen Aspekte einer Injektionsmassnahme kurz beschrieben. Es erscheint mir an dieser Stelle wichtig, die Bedeutung der verschiedenen Phasen noch einmal zu unterstreichen, um häufig auftretende Missverständnisse bei unbefriedigenden Injektionsergebnissen möglichst zu vermeiden.

In diesem zweiten Teil werden wir gewisse Aspekte etwas vertieft behandeln und die praktische Umsetzung einiger Konzepte betrachten. Dabei ist zu erwähnen, dass bei der Anwendung von Injektionen praktisch keine Normengrundlage zur Verfügung steht, und dass die Anwendung von Kochbuchrezepten immer mit einer gewissen Skepsis zu beurteilen ist. Jede Injektionsmassnahme, ob in Fels, Boden oder Beton, muss immer aufs Neue untersucht werden, um das beste Lösungskonzept festzulegen. Dessen praktische Umsetzung muss im Voraus anhand von Vorversuchen überprüft und allenfalls optimiert werden. Erfahrung dient dabei höchstens um vergangene Fehler möglichst zu vermeiden.

2. Injektionsgut

2.1 Grundlagen

Auch wenn der ausgehärtete Zustand des Injektionsgutes für die Zielerfüllung in den meisten Fällen massgebend ist, muss auch der flüssige Zustand berücksichtigt werden. Dies, um das bestmögliche Injektionsgut zu identifizieren und somit das angestrebte Resultat so gut wie möglich erreichen zu können.

Das ideale Injektionsgut weist im flüssigen Zustand ein den Anforderungen entsprechendes Durchdringvermögen («nicht zu viel, nicht zu wenig»), auf, wird nicht ausgewaschen, und weist sofort nach dem Abschluss der Injektion die angestrebten mechanischen Eigenschaften auf. Dabei ist nicht nur die Festigkeit von Bedeutung, son-

dern ebenfalls die Haftung am Injektionskörper und die Dauerhaftigkeit. Schliesslich muss das Injektionsgut natürlich noch kostengünstig sein.

Trotz bedeutender Fortschritte bei der Entwicklung von Injektionsprodukten sind wir leider von diesen idealisierten Eigenschaften noch weit entfernt. Die Wahl eines Injektionsgutes oder dessen Zusammensetzung stellt immer eine Kompromisslösung dar, bei welcher die verschiedenen Anforderungen im flüssigen und im ausgehärteten Zustand abzuwiegen sind. Ohne in der Folge auf eine detaillierte Beschreibung aller möglichen Anwendungen eingehen zu wollen, werden im Bauwesen grundsätzlich folgende Injektionsgutfamilien eingesetzt:

- Zementschlämme
- Harze
- Silikate

Jede der obenerwähnten Produktfamilien kann in sehr unterschiedlichen Formen eingesetzt werden. Insbesondere gibt es bei den Harzen unzählige Zusammensetzungen, welche deren Eigenschaften während und nach der Injektion sehr bedeutend beeinflussen. Es ist somit unmöglich, die Anwendungsbereiche und Einsatzmöglichkeiten zusammenfassend zu umschreiben. Grundsätzlich ist zu den Produktfamilien folgendes zu erwähnen:

- Zementschlämme sind die am häufigsten angewendeten Injektionsmittel. Sie sind kostengünstig und relativ einfach in der Verarbeitung. Im festen Zustand weisen sie normalerweise gute mechanische Eigenschaften auf. Die Haupteinschränkung in der Anwendung von Zementschlämmen liegt in der Behandlung von feinen Rissen und Klüften. Beim Einsatz von Normalzement sind Risse mit einer Weite unterhalb von 0.3 mm praktisch nicht injizierbar, Falls Feinstzemente eingesetzt werden, liegt die unterste Grenze bei etwa 0.1 mm.
- Harze werden in sehr unterschiedlichen Formen eingesetzt. Von Polyurethanharzen bis zu Epoxydharzen variieren die Eigenschaften im flüssigen sowie

im festen Zustand sehr bedeutend. Im Allgemeinen ist die Anwendung von Harzen aufwendiger und komplexer als von Zementsuspensionen. Der Einfluss der Temperatur auf der Polymerisierung ist bedeutend und die Präsenz von Wasser kann in manchen Fällen zu Emulsionierungen führen.

- Silikate werden im Bauwesen zur Behandlung von Böden oder stark zerklüfteten Felsen regelmässig eingesetzt. Sie verwandeln sich in Gele, die normalerweise so etwas wie ein Mittelding zwischen Flüssigkeit und Festkörper sind. Im «festen» Zustand sind die mechanischen Eigenschaften somit eher mittelmässig, hingegen weisen sie ein sehr gutes Durchdringungsvermögen auf und sind eher kostengünstig. Bei Silikaten haben sich in der Vergangenheit Umweltverträglichkeitsprobleme ergeben, welche heute wenigstens zum Teil gelöst wurden.

Bei der Wahl des geeigneten Injektionsgutes sind somit folgende Aspekte im flüssigen Zustand zu berücksichtigen:

- Eigengewicht sowie rheologische Parameter (Viskosität, Kohäsion),
- Durchdringungsvermögen im allgemeinen,
- Stabilität, Auswaschbarkeit, Reaktionszeit.

Diese Eigenschaften sind beim Injektionsvorgang von Bedeutung und sind somit bei der Bestimmung des Injektionsablaufes zu berücksichtigen. Im «festen» Zustand sind hingegen folgende Eigenschaften von Bedeutung:

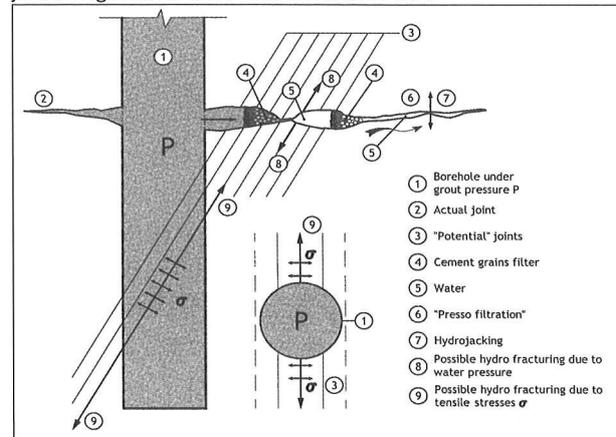
- Mechanische Eigenschaften und Haftungseigenschaften,
- Durchlässigkeit,
- Dauerhaftigkeit unter den verschiedenen Einflüssen (chemisch und mechanisch),
- Kosten.

Diese Eigenschaften sind gemäss den Projektanforderungen festzulegen und werden somit aufgrund der Zielsetzungen bestimmt.

Im Zusammenhang mit dem Einsatz von Zementschlamm ist zu erwähnen, dass nur die Verwendung von stabilen Suspensionen (weniger als 5% Absetzmass nach 2 Std.) zu qualitativ zufriedenstellenden Resultaten führt. Wasserüberschüssige Suspensionen weisen allenfalls ein besseres Durchdringungsvermögen des Wasseranteiles auf, das Durchdringungsvermögen des Zementanteils wird nicht verbessert. In Bild 1 sind die möglichen Fließzustände innerhalb einer Kluft unter Einsatz einer nichtstabilen Suspen-

sion dargestellt. Viele praktische Anwendungsbeispiele haben bestätigt, dass die in einer Kluft injizierte Zementmenge vom W/Z-Faktor praktisch unabhängig ist. Hingegen muss beim Einsatz von nichtstabilen Suspensionen der Injektionsvorgang mehrmals wiederholt werden, was die Gesamtdauer der Injektion wesentlich verlängert.

Bild 1: Mögliche Fließzustände eines nichtstabilen Injektionsgutes in einer idealisierten Kluft.



Weiter ist zu erwähnen dass stabile Suspensionen bedeutend bessere mechanische Eigenschaften im festen Zustand aufweisen als nichtstabile.

Es ist hier nochmals darauf hinzuweisen, dass alle oben erwähnten Anforderungen ausgewogen zu bewerten sind. Hohe mechanische Ansprüche des Injektionsgutes können z.Bsp. nur zu Lasten des Durchdringungsvermögens oder der Kosten erreicht werden. Bei der Festlegung der Anforderungen an das Injektionsgut im flüssigen und im festen Zustand darf somit kein Aspekt vernachlässigt oder bevorzugt werden. Es wird leider oft festgestellt, dass gewisse Eigenschaften wie die Druckfestigkeit eines Injektionsgutes überbewertet werden, was die Bestimmung einer optimalen Injektionsmischung wesentlich erschwert.

Schliesslich ist zu erwähnen, dass dem Projektgenieur eine grosse Anzahl von fast «wunderwirkenden» Zusatzmitteln angepriesen wird. Von Bentonit über Superverflüssiger bis hin zu thixotropischen Zusatzmitteln sind die Möglichkeiten fast grenzenlos. Wenn gewisse Zusatzmittel ohne Zweifel die Eigenschaften des Injektionsmittels, insbesondere in der flüssigen Form wesentlich verbessern können, muss man sich den «Nebenwirkungen» bewusst sein. Weiter ist die Wirkungsdauer gewisser Zusatzmittel kritisch zu hinterfragen und auf jeden Fall im Voraus zu prüfen. Ein Injektionsschlamm mit einer möglichst einfachen Zusammensetzung kann vielleicht etwas unwissenschaftlich erscheinen, hat aber oft den Vorteil, dass der Einfluss der verschiedenen Komponenten überschaubar bleibt.

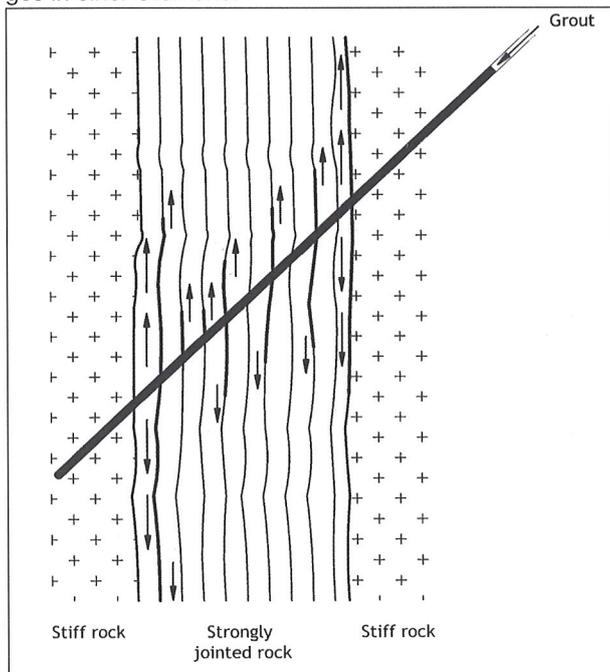
3. Injektionsprinzipien

3.1 Injektionsvorgang

Das Injektionsprinzip besteht darin in Hohlräume oder Felsklüfte eine Flüssigkeit einzupressen, welche dann im weiteren Verlauf Ihre physikalischen Eigenschaften ändert und die gewünschte Verbesserung der mechanischen und/oder hydraulischen Eigenschaften herbeiführt. Dieses relativ einfache Prinzip ist in Wirklichkeit nicht immer ohne Probleme umzusetzen.

Soll die Festigkeit des Gebirges verbessert werden, so muss das Injektionsgut nicht nur erhöhte Festigkeiten erreichen, sondern auch mit genügend Kraft an den Oberflächen haften. Mit anderen Worten; Injizieren heisst teilweise die sich aus dem Zusammenpressen der Fugen und dem Herausdrücken des Wassers ergebende Verformbarkeit verhindern. Die Beschaffenheit des Felsgesteins ist dabei wenig veränderbar. Bild 2 veranschaulicht, dass auch das vollständige Verfüllen von feinen Klüften nur ausnahmsweise möglich ist. Um die feineren Klüfte ebenfalls mit Injektionsgut zu verpressen, ist oft mehr als ein Injektionsgang notwendig.

Bild 2: Schematische Darstellung des Injektionsvorganges in einer Störzone.



Um den Fortschritt der Verfüllung einer Klufft etwas näher zu untersuchen, müssen einige Modellannahmen herangezogen werden, welche nur teilweise der Realität entsprechen.

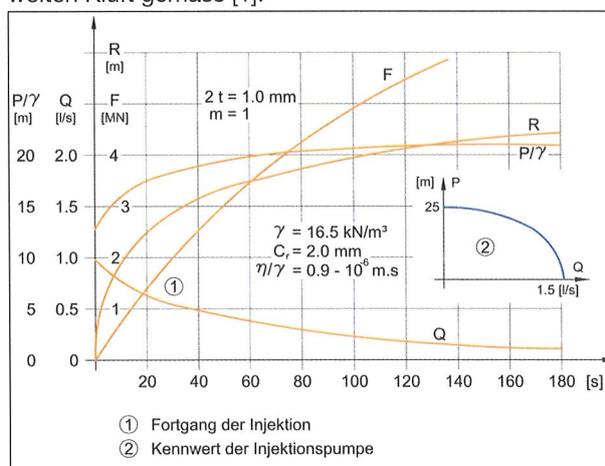
Ohne hier auf numerische Berechnungen eingehen zu wollen, wird in Bild 3 als Beispiel der theoretische Injektionsvorgang einer stabilen Zementsuspension (Bing-

hamische Flüssigkeit) in einer 1.0 mm breiten Klufft dargestellt. Dabei ist «Q» die Fließmenge, «R» der Injektionsradius vom Bohrloch gemessen, «F» die gesamte Auftriebskraft, und «P» der Injektionsdruck. Alle Parameter werden als Funktion der Zeit dargestellt. In Bild 4 wird für das gleiche Beispiel die Änderung der Druckverteilung im Verlauf der Zeit dargestellt. Für eine Zementsuspension wird ein maximaler Injektionsradius erreicht. Dieser Radius kann anhand der Gleichung:

$$R_{\max} = P_{\max} \cdot t / C \quad (1)$$

bestimmt werden. Dabei ist «t» die Halbweite der Klufft und «C» die innere Kohäsion des Injektionsgutes. Wegen der grösseren Unregelmässigkeit realer Klüfte gegenüber den Modellannahmen ist der maximale Radius in der Praxis etwa 2 bis 10 Mal geringer ist als nach Gl(1).

Bild 3: Beispiel des Injektionsvorganges in einer 1.0 mm weiten Klufft gemäss [1].

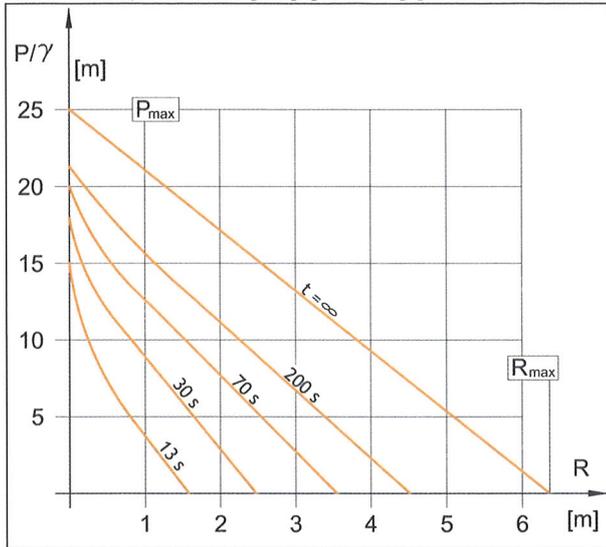


Bei einer Newtonischen Flüssigkeit wie Wasser ist die Distanz gemäss Gl(1) unendlich. Hingegen steigt die Auftriebskraft beim Injizieren mit Wasser bedeutend mehr an als beim Injizieren mit einer Zementsuspension.

Das Injektionsgut breitet sich somit schneller in breiten Klüften aus als in feineren, was zur bekannten Schliessung der letzteren führen kann. Eine bessere Abdichtung, aber ebenfalls eine Konsolidierung des Gebirges kann somit nur in mehreren Arbeitsgängen vorgenommen werden, wobei der Abstand zwischen den Bohrlochern ab und die Injektionsdrücke von einer Bohrerreihe zur Nächsten zunehmen müssen.

Die Anzahl der Arbeitsgänge hängt im Wesentlichen von der Variabilität des Injektionskörpers, sowie von den zu erreichenden Zielsetzungen der Injektionsmassnahme ab.

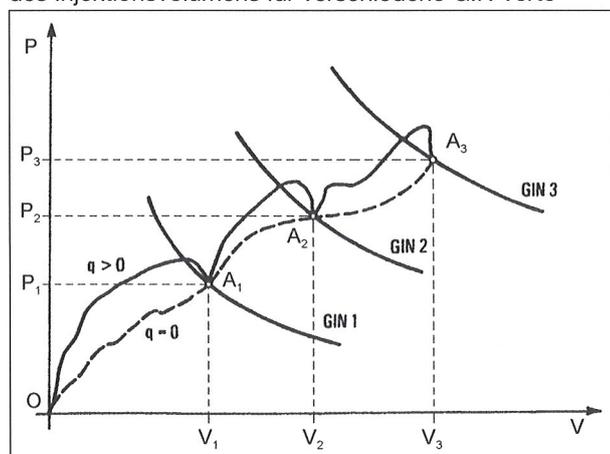
Bild 4: Druckverteilung als Funktion der Distanz und der Zeit beim Injektionsvorgang gemäss [1].



3.2 Das GIN Konzept

Aufgrund der bisherigen Untersuchungen ergibt sich, dass ein konstanter Injektionsradius für ein gegebenes Injektionsgut bei konstanter Injektionsintensität, dass heisst, bei konstantem Produkt der Injektionsmenge oder Injektionsvolumen «V» mit dem Injektionsdruck «P» erreicht wird. Dieses Produkt weist die Einheit der Energie auf. Mit anderen Worten ist für einen gegebenen Injektionsradius das Produkt des Injektionsvolumens mit dem Injektionsdruck immer das gleiche, unabhängig von der Rissweite. In Bild 5 wird das Produkt des Injektionsvolumens mit dem Injektionsdruck für verschiedene Konstanten dargestellt.

Bild 5: Darstellung des Injektionsdruckes als Funktion des Injektionsvolumens für verschiedene GIN Werte



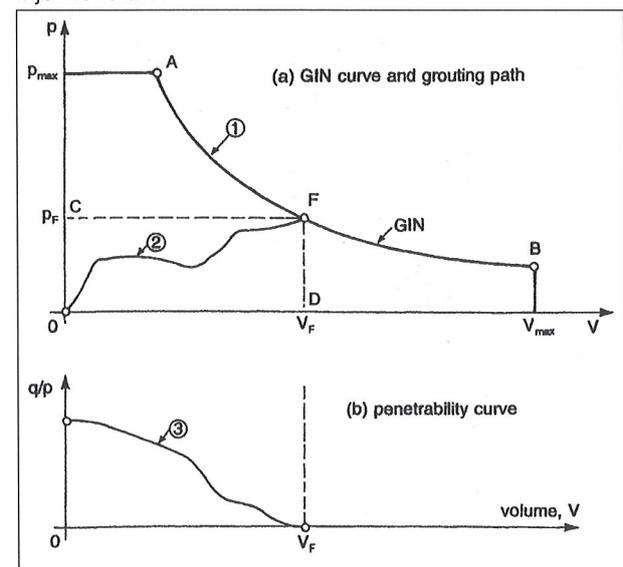
Das Grundkonzept der GIN Methode (Grouting Intensity Number) beruht somit auf der Idee im Wesentlichen nicht das Injektionsvolumen oder den Injektionsdruck, sondern deren Produkt zu begrenzen. Die Anwendung der GIN Methode beruht somit auf folgenden einfachen Grundregeln:

- Nur stabile Suspensionen einsetzen.
- Wahl des Injektionsgutes in erster Linie aufgrund der Zielsetzungen und nicht aufgrund der Anwendungseinfachheit.
- Möglichst nur eine Mischung einsetzen. Falls verschiedene Mischungen eingesetzt werden, müssen diese unterschiedliche maximale Korngrössen aufweisen. Der W/Z-Faktor hat auf das Durchdringungsvermögen des Zementes keinen bedeutenden Einfluss.
- Permanente Kontrolle des Injektionsvorganges um die progressive Reduktion der injizierten Mengen zu prüfen.

Bei der GIN Methode ist es somit notwendig drei Parameter zu bestimmen:

- Der maximale Injektionsdruck
- Das maximale Injektionsvolumen pro Laufmeter Bohrloch,
- Die Injektionsintensität als Produkt des Injektionsvolumens und des Injektionsdruckes ebenfalls pro Laufmeter Injektionsbohrung.

Bild 6: Typische GIN-Kurve mit Druck und Volumengrenze. (1) GIN-Grenzwert, und (2) Injektionsvorgang, und (3) Injektionsrate.



In Bild 6 ist eine typische GIN Kurve mit den drei «Grenzbereichen Grenzwerten» (Druck und Volumen) dargestellt. Grundlagen zur Bestimmung der GIN Parameter sind in [2] behandelt. Es ist zu erwähnen dass bei der Anwendung der GIN Methode folgende Abbruchkriterien anzuwenden sind:

- Der maximale Injektionsdruck wird erreicht.
- «Das maximale Injektionsvolumen pro Laufmeter

- Bohrloch wird erreicht, oder»
- Die GIN Konstante wird erreicht.

Es ist aber eindeutig zwischen Abbruchkriterium und Erreichen der Zielsetzung zu unterscheiden.

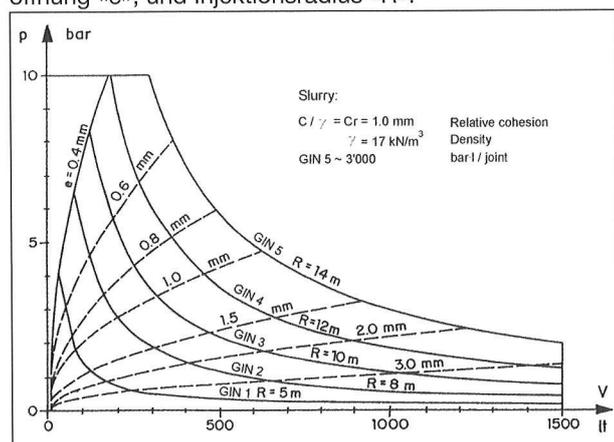
Wird der maximale Injektionsdruck erreicht, so ist dies ein Anzeichen einer bescheidenen Aufnahme des Injektionsgutes. Eine weitere Verbesserung des Injektionsresultates mit der eingesetzten Mischung ist somit nicht möglich.

Wird hingegen das maximale Injektionsvolumen bei geringem Druck erreicht, so sind allenfalls Massnahmen zu treffen, um das Durchdringungsvermögen anzupassen, ausser es werden karstähnliche Hohlräume mit dem Injektionsgut gefüllt.

Wird schliesslich der GIN Wert erreicht, so scheinen die gewählten Injektionsparameter angemessen zu sein. Im Idealfall wird natürlich in einem ersten Gang der GIN Wert eher bei geringen «Drücken» erreicht was bedeutet dass eher die breiteren Klüfte injiziert werden. In einem zweiten oder allenfalls dritten Gang wird der GIN Wert dann bei höheren Drücken erreicht, was auf ein progressives Injizieren der feineren Klüfte deutet. Bei gewissen Injektionsmassnahmen wurde z.B. festgehalten, dass eine Injektion als zufriedenstellend gilt, wenn der GIN Wert bei mindestens halbem Maximaldruck erreicht wird. Sollte dies nicht der Fall sein, ist ein weiterer Injektionsgang notwendig, dies um die feineren Klüfte auszupressen.

In Bild 7 wird als Beispiel die Injektion einer einzelnen Kluff dargestellt. Dabei werden für verschiedene GIN-Werte der Injektionsradius sowie die entsprechende Kluffweite angezeigt.

Bild 7: Beispiel der Injektion einer einzigen Kluff. Beziehung zwischen druck «P», Injektionsvolumen «V», Klufföffnung «e», und Injektionsradius «R».



Wie schon erwähnt, zeigt das Bild wie bei einem konstanten GIN-Wert der Injektionsradius konstant bleibt. Hingegen werden bei geringen Drücken die offenen Klüfte injiziert, während nur bei höheren Drücken ebenfalls die feineren bis zur gleichen Distanz ausgepresst werden.

4. Vorversuche

Mit wenigen Ausnahmen sind vor der Ausführung von Injektionen die anzusetzenden Injektionsmittel in einem Versuch zu prüfen.

Dabei ist grundsätzlich zwischen Injektionsgut auf Zementbasis und anderen Injektionsmitteln zu unterscheiden.

Bei Zementsuspensionen sind die Versuche immer in zwei Phasen abzuwickeln. In einer ersten Phase geht es darum die rheologischen Parameter zu prüfen. Diese Parameter können sich je nach Zementtyp, Wasserqualität und allenfalls Zusatzmittel wesentlich ändern. Es sind zwar Richtwerte bekannt [3], diese sind aber bei jeder spezifischen Anwendung unter den jeweiligen Bedingungen neu zu prüfen.

Da es sich bei der Anwendung von Harzen oder Silikaten normalerweise um Industrieprodukte handelt, sind deren rheologische Eigenschaften üblicherweise bekannt und müssen nur in Ausnahmefällen nochmals spezifisch ermittelt werden. Der Einfluss der verschiedenen Faktoren wie Temperatur und Druck werden ebenfalls systematisch untersucht.

Die zweite Versuchsphase sollte bei allen Injektionsmassnahmen durchgeführt werden. Dabei geht es um die Überprüfung des Verhaltens des Injektionsgutes während der Injektion. Insbesondere sind bei diesem Versuch folgende Aspekte zu untersuchen:

- Die Bauinstallationen.
- Das Durchdringungsvermögen des Injektionsgutes.
- Das zeitliche Verhalten des Injektionsgutes.
- Die Eigenschaften des injizierten Körpers.

Leider wird oft aus verschiedenen Überlegungen auf Injektionsversuche verzichtet. Die Injektionsmassnahme wird dann oft als Gesamtes zum Versuch, was natürlich meistens zu Verzögerungen und zu qualitativ nicht unbedingt optimalen Resultaten führt.

Nur infolge der Auswertung aller Versuche ist es möglich, das/die Injektionsmittel definitiv festzulegen und den Ablauf der Injektionsmassnahmen zu bestimmen.

5. Kontrollen während und nach dem Injektionsvorgang

5.1 Kontrollen während des Injektionsvorganges

Ziel der Kontrollen während des Injektionsvorganges ist einerseits zu prüfen, ob die Eigenschaften des Injektionsgutes sowie der Injektionsablauf den gestellten Anforderungen entsprechen. Andererseits erlauben nur die Kontrollen des Injektionsvorganges gewisse Anpassungen vorzunehmen. Wie schon erwähnt, ist aufgrund des Injektionsverhaltens zu beschliessen, ob ein zweiter oder allenfalls ein dritter Injektionsgang notwendig ist. Die Grundlagen zu dieser Beschlussfassung beruhen nur auf dem beobachteten Verhalten. Während des Injektionsvorganges werden somit normalerweise mindestens folgende Parameter aufgenommen:

- Die Bohrparameter.
- Die reologischen Parameter des Injektionsgutes inkl. Absetzmass bei Zementsuspensionen.
- Temperatur des Injektionsgutes sowie des zu injizierenden Körpers.
- Mechanische Eigenschaften des festen Injektionsgutes.
- Druck und Injektionsvolumen sowie GIN Wert im Falle, dass die GIN Methode angewandt wird.

Es wird leider oft festgestellt, dass zwar eine Unmenge von Daten aufgenommen werden, diese aber nicht oder nur nach Abschluss der Injektionsmassnahme ausgewertet werden. In diesem Fall ist natürlich eine Optimierung der Injektionsmassnahme nicht mehr möglich.

5.2 Kontrollen nach dem Injektionsvorgang

Das Ziel der Überprüfungen am Schluss der Injektionsmassnahme ist eindeutig das Erfüllen der Zielsetzung zu prüfen. Die anzuwendende Prüfmethode ist somit von den Zielsetzungen abhängig, und sollte schon frühzeitig bei der Planung der Injektionsmassnahme bestimmt werden.

In gewissen Fällen wie z. Bsp. bei der Abdichtung eines Tunnelabschnittes erweist sich die Kontrolle als relativ einfach, da die im Tunnel austretende Wassermenge einfach gemessen werden kann.

In anderen Fällen wie z. Bsp. bei der Verbesserung der mechanischen Eigenschaften einer Störzone erweist sich die Überprüfung als schwieriger, wenn nicht aus technischen und logistischen Gründen ganz und gar unmöglich.

Grundsätzlich sollten die Zielsetzungen der Injektionsmassnahme so bestimmt werden, dass sie auch quantitativ und nicht nur qualitativ überprüfbar sind. Die Kontrolle von Integralwerten wie Wasserzufluss, Druckabbau oder allgemeine Verformungen sind dabei den lokalen Werten (Permeabilität, Spannungen, usw.) vorzuziehen.

6. Schlussbemerkungen

Im vorliegenden Beitrag wurden einige Grundprinzipien zur Injektionsproblematik erläutert.

Insbesondere wurden einige wesentliche Konzepte dargestellt, welche es erlauben, die Zusammenhänge sowie die Grenzen von Injektionen anhand von Modellüberlegungen darzustellen. Trotz der Komplexität der Vorgänge und der Schwierigkeit einer Voraussage des Verhaltens eines Injektionsgutes erscheint es möglich, anhand einfacher Modellüberlegungen gewisse Schlussfolgerungen zu ziehen und diese bei der Projektierung von Injektionsmassnahmen anzuwenden.

Man muss sich natürlich auch den Grenzen dieser Modellüberlegungen bewusst sein, welche insbesondere mit den oft geringen Kenntnissen des zu injizierenden Körpers zusammenhängen.

7. Referenzen

- [1] G. Lombardi «Grouting of Rock masses» 3th International Conference on Grouting and Grout Treatment, New Orleans, February 9-12, 2003.
- [2] G. Lombardi «Selecting the grouting intensity, Grouting design and control using the GIN principle», The International Journal on Hydropower and Dams, Volume 3, Issue 4, 1996, pp62-66.
- [3] R. Bremen «Use of additives in cement grouts», The International Journal on Hydropower and Dams, Volume 4, Issue 1, 1997, pp71-76.
- [4] G. Lombardi. «Grouting of rock with cement mixes» ICOLD Symposium Antalya, September 1999.

Praktische Anwendung, Baumethodik, Geräte

Kurt Kogler, Ing.
INSOND Spezialtiefbau Ges.m.b.H., Wien

1. Einleitung

Die Entwicklung des Tunnelbaues in den letzten Jahren zeigt, dass die Projekte unter immer schwierigeren geologischen Bedingungen und ungünstigen bautechnischen Randbedingungen ausgeführt werden müssen. Diese Situation stellt sowohl Bauherrn, wie auch Planer und Ausführende vor immer schwierig werdende Aufgaben und erfordert ein umfangreiches Fachwissen über die mannigfaltigen Tunnelbaumethoden.

Eine wesentliche Rolle bei der Planung und Ausführung solcher Tunnelprojekte spielt dabei eine detaillierte Kenntnis von Injektionsverfahren und in letzter Zeit auch immer mehr von Vereisungsverfahren.

Die Anwendung des richtigen Verfahrens im Zusammenhang mit der gewählten Tunnelbaumethode spielt dabei eine grosse Rolle in Bezug auf die Wirtschaftlichkeit aber vor allem auch auf die Sicherheit in der Ausführung des Projektes.

Das Ziel jeder Tunnelbaumassnahme ist die Wahl einer geeigneten Vortriebsicherung, welche die Sicherheit für das Personal, die eingesetzten Geräte und die betroffenen Anrainer gewährleistet.

Der Vortrag sollte eine kurze Anleitung zur Planung und Ausführung solcher Sicherungsmethoden geben und einen Überblick über mögliche Bauverfahren wie Injektionsverfahren, horizontal Jetting und Rohrschirme in Kombination mit modernen Tunnelbautechniken verschaffen.

2. Auswahl der Injektionsverfahren

Die Wahl des geeigneten Vortriebssicherungsverfahrens erfolgt im Prinzip nach folgenden wesentlichen Kriterien:

- Art des Untergrundes (Fels oder Lockergestein)
- Injektionsziel
- Bautechnische Randbedingungen

2.1 Nach der Art des Untergrundes

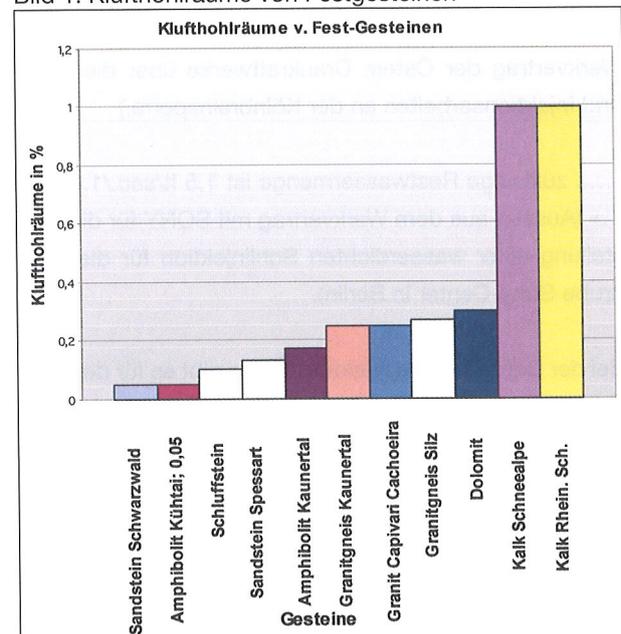
2.1.1 Fels

Bei der Behandlung von Felsuntergrund geht es in erster Linie um Risse, Spalten und Klüfte bis hin zu kavernenartigen Hohlräumen, wie diese vor allem in karstigem Gebirge auftreten können.

Im kompakten und standfesten Gebirge wird sich die Injektionsmassnahme in erster Linie auf die Abdichtung von offenen Klüften konzentrieren, dazu ist eine genaue Kenntnis von Lage, Richtung und Kluffweite von grösster Bedeutung. Bei Felsinjektionen ist das Injektionsziel meist eine vollständige Verfüllung der offenen Klüfte bei möglichst grosser Reichweite des jeweiligen Injektionsvorganges.

Oft stehen nur wenige Promille an Kluffhohlräumen im Fels zur Verfügung, zusätzlich wirken widrige Umstände wie Wasserdruck, Unstetigkeiten, Kluffverengungen, Umlenkverluste, Ausfällung, Ausspülung, elastische Kluffaufweitungen etc. Bild 1 zeigt den Anteil des Kluff-Volumens in den verschiedenen Festgesteinsformationen.

Bild 1: Kluffhohlräume von Festgesteinen



2.1.2 Lockergestein

Bei Injektionen im Lockergestein geht es in erster Linie um die möglichst vollständige Verfüllung der natürlichen Hohlräume (Poren) im Boden mit entsprechenden Injektionsmaterialien. Da diese Poren im Untergrund meist wassergesättigt sind, ist mit dem Injektionsverfahren auch eine «Verdrängung» des Porenwassers verbunden.

Die gebräuchlichste Methode ist die sogenannte Niederdruckinjektion über Manschettenrohre, dabei wird das Injektionsgut mit geringen Injektionsdrücken im Boden injiziert, ohne die Struktur des Untergrundes zu verändern, also keine Verformungen zu erzeugen.

Zum Gegensatz dazu spricht man von Aufbrechinjektionen oder Compection grouting wenn mit höheren Injektionsdrücken das natürliche Gefüge des Bodens durch sogenannte «Injektionsfracs» aufgerissen wird und damit eine bewusste Verformung des Bodens erzeugt wird.

2.2 Nach dem Injektionsziel

Die Definition des Injektionszieles ist ein wichtiger Bestandteil bei der Festlegung von Injektionsmassnahmen, dabei sollte besonderer Wert auf die exakte Definition von Begriffen wie Festigkeit, Verformung und zu erreichende Dichtigkeit gelegt werden.

Beispiele aus der Praxis:

«Ziel der Injektionsmassnahme ist das Erreichen des Vollstaues auf kote 1902 m ü.A. und der uneingeschränkte Betrieb des Speichers Kölnbrein ...» (Auszug aus dem Werkvertrag der Österr. Draukraftwerke über die Bohr- und Injektionsarbeiten an der Kölnbreinsperre.)

«..... zulässige Restwassermenge ist 1,5 lt/sec./1.000 m ...» (Auszug aus dem Werkvertrag mit SONY für die Herstellung einer wasserdichten Sohlinjektion für die Baugrube Sony-Center in Berlin).

Bei der Definition des Injektionszieles gibt es für den Tunnelbau folgende Unterscheidungskriterien:

- Verfestigungsinjektion zur Vortriebssicherung
- Abdichtungsinjektionen
- Druckstolleninjektionen
- Kompensationsinjektion
- Injektionsmassnahmen zur Verbrauchsianerung

2.3 Nach den bautechnischen Randbedingungen

Unter bautechnischen Randbedingungen versteht man die Lage des Bauwerkes (innerstädtisch, Gebirge), Länge und Tunnelquerschnitt, Grundwasserverhältnisse und Überlagerungshöhe.

Eine Überlagerungshöhe von 2.000 m kann dieselben Schwierigkeiten bereiten wie ein innerstädtischer Tunnel im Grundwasser mit nur 5,0 m Überlagerungshöhe.

Aus dieser Situation ergeben sich zwei weitere Injektionsbegriffe wie:

- Injektionen von Ober- oder Untertage
- Systematische und sporadische Injektionsmassnahmen

3. Voruntersuchungen

Die Voruntersuchungen sind ein wesentlicher Bestandteil bei der Planung und Ausführung von Injektionsmassnahmen.

Im Fels sollten dazu Kernbohrungen mit möglichst hoher Kernqualität hergestellt werden. Der Einsatz von Seilkernrohren und Doppelkernrohren garantieren eine hohe Kernqualität mit der Möglichkeit möglichst exakte Aussagen über Formation, Kluftlage, Anzahl der Klüfte (RQD-Werte) und Kluftgrösse zu treffen. Diese Erkundungen können noch mit den modernen Technologien der Bohrlochuntersuchung wie Bohrlochscans und Kamerabefahrung ergänzt werden. Weiters ist die Bestimmung der Durchlässigkeiten durch Wasserabpressversuche ein wichtiger Bestandteil für die Festlegung von Injektionsmassnahmen.

Im Lockermaterial sind ebenfalls Erkundungsbohrungen mit Kerngewinn Voraussetzung für die Ausführung von Injektionsarbeiten und können durch Ramm- oder Drucksondierungen ergänzt werden. Als wichtigste Parameter sollten auf alle Fälle Kennwerte wie Korngrössen durch Siebkurven, Lagerungsdichte und Durchlässigkeiten durch K-Wertversuche festgestellt werden.

Die Untersuchungsdichte sollte dabei möglichst unter Einhaltung von wirtschaftlichen Gesichtspunkten auf die Heterogenität des Bodens Rücksicht nehmen.

Ferner sollten die Voruntersuchungen ein möglichst globales Bild über die Einflüsse von Wasser und Verformungen auf das Tunnelbauwerk bringen (Bild 2).

Bild 2: Einfluss von Wasser auf Tunnelbauwerke

- 1 Zuflüsse in den Vortrieben
- 2 Ausflüsse bei den Portalen (Bau- u. Betriebszustand)
- 3 Beeinflussung von Oberflächenquellen
- 4 Beeinflussung von Bauten an der Oberfläche

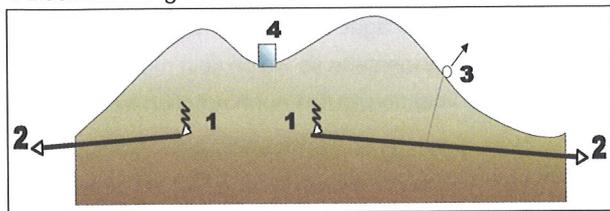
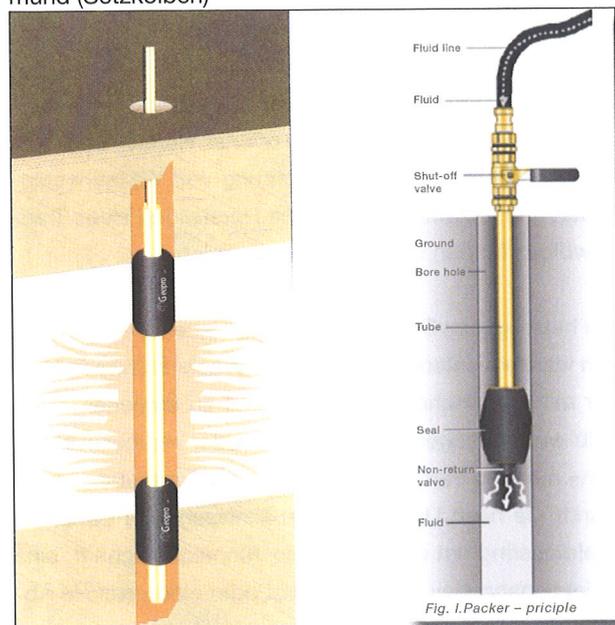


Bild 3: Doppelpacker und Einfachpacker am Bohrlochmund (Setzkolben)



4. Verfahren zur Vortriebssicherung im Tunnelbau

Zur Vortriebssicherung im Tunnelbau im Zusammenhang mit Bohr- und Injektionsarbeiten stehen folgende Verfahren und Baumethoden zur Verfügung:

4.1 Injektion über unverrohrte Bohrungen im Fels

Injektionen über unverrohrte Bohrungen im Fels erfolgen meist von unter Tage im Zuge des Tunnelvortriebes als systematische Injektionen zur Abdichtung gegen Druckwasser und zur Stabilisierung von gebrächnen Gebirgsformationen.

Im standfesten Fels werden die Bohrungen vorwiegend als Hammerbohrungen mit Aussenhammer in vielen Fällen mit dem vorhandenen Bohrwagen für die Vortriebsarbeiten hergestellt, d.h. das Gerät für die Herstellung der Sprenglochbohrungen eignet sich normalerweise auch für die Her-

stellung von Injektionsbohrungen. Die Bohrtiefen liegen bei 15 – 20 m mit Bohrochdurchmessern von ca. 50 – 80 mm.

Für grössere Bohrtiefen sollte ein Tunnelbohrgerät mit entsprechender Lafettenlänge zum Einsatz kommen. Mit diesen Geräten kann sowohl mit Aussenhammer, wie auch mit Inlochhammerbohrmethoden gebohrt werden. Damit können Bohrtiefen von 25 – 30 m mit Bohrdurchmesser von 50 – 100 mm noch einigermaßen zielgenau abgebohrt werden. Für grössere Bohrtiefen sollten auf jeden Fall gesteuerte Bohrsysteme zum Einsatz kommen.

Die Injektionsabschnitte richten sich normalerweise nach den Abschlagslängen des Tunnelbaues, d.h. die Bohrtiefen für die Injektionsbohrungen entsprechen einer Abschlagslänge plus einer darauf abgestimmten «Überlappungslänge».

Die Injektion von unverrohrten Bohrungen im Fels erfolgt normalerweise in Injektionsstufen (Injektionspassen) von 3 – 5 m vom Bohrlochende zum Bohrlochmund über Einfachpacker (Bild 3). Je nach Geometrie und Gebirgszustand sind jedoch auch Passenlängen von über 10 m möglich. Für die Injektion der letzten Stufe am Bohrlochmund wird ein mechanisch verspannbarer Packer (Setzkolben) verwendet, der so lange im Bohrloch verbleibt, bis das Injektionsgut ausgehärtet ist.

Die Reihenfolge der Injektion richtet sich in erster Linie nach dem Wasserandrang und dem Zustand des Gebirges. Begriffe wie «Umläufigkeit», «Verbindung» und «Austritte» spielen in der Wahl des Injektionsablaufes eine grosse Rolle.

Unter «Umläufigkeit» versteht man das «Verlaufen» von Injektionsgut über eine Packerposition in eine darüber liegende Passe über seitliche Klüfte.

«Verbindung» nennt man das Verlaufen von Injektionsgut von einer Bohrung zu einer oder mehreren benachbarten Bohrungen.

«Austritte» nennt man das Austreten von Injektionsgut an der Oberfläche (Tunnel-Auskleidung) oder am Bohrlochmund.

Im gebrächnen Gebirge wird oft auch die Methode der Injektion und Wiederaufbohrung angewandt. Dabei wird die erste Passe vom Bohrlochmund über Setzkolben injiziert, nach Aushärtung des Injektionsgutes wird die injizierte

Bohrlochstrecke wieder aufgebohrt und die Injektion in der nächsten Tiefenstufe wiederholt. (Grouting in descending sequences)

4.2 Injektionen im Lockergestein über Manschettenrohre

Im Lockergestein erfolgen die Injektionen grösstenteils über Manschettenrohre, die in die fertig gestellten Injektionsbohrungen eingebaut werden.

Die Manschettenrohre haben üblicherweise Durchmesser von 1 – 2 Zoll und können je nach Anforderung aus Stahl oder Kunststoff (PVC- oder PE-Material) sein (Bild 4). Die Rohre sind in vorgegebenen Abständen je nach Injektionsabschnitten (Passen) im Abstand von 0,33 m bis 0,50 m gelocht und an diesen Öffnungen mit einem sogenannten Manschettengummi versehen. Die Injektion erfolgt über diese Manschettenrohre durch den Einbau von Doppelpackern, welche hydraulisch durch Aufblasen mit Luft oder Wasser im Manschettenrohr verspannt werden und somit einen exakten Abschluss der Injektionsstelle bilden. Durch den Injektionsdruck wird der Manschettengummi verformt und das Injektionsgut kann an dieser Stelle gezielt austreten. Man nennt diesen Vorgang «Manschettenöffnung».

Der Vorteil des Manschettenrohrsystems besteht darin, dass nach Abschluss der Injektionsarbeiten das Injektionsrohr über die gesamte Länge gespült werden kann und somit eine Nachinjektion bzw. die Injektion einer zweiten oder dritten Phase an ausgewählten Stellen zu einem späteren Zeitpunkt erfolgen kann.



Bild 4: PVC-Manschettenrohre

Einen wesentlichen Anteil für die Funktion der Manschettenrohrinjektion spielt dabei die «Ummantelung». Darunter versteht man die Verfüllung des Ringraumes zwischen Manschettenrohr und Bohrlochwandung mit einer Suspension, die einerseits so steif sein muss, dass ein Aufsteigen von Injektionsgut entlang der Bohrlochwandung verhindert wird, andererseits so weich sein muss, dass das Austreten des Injektionsgutes noch möglich ist.

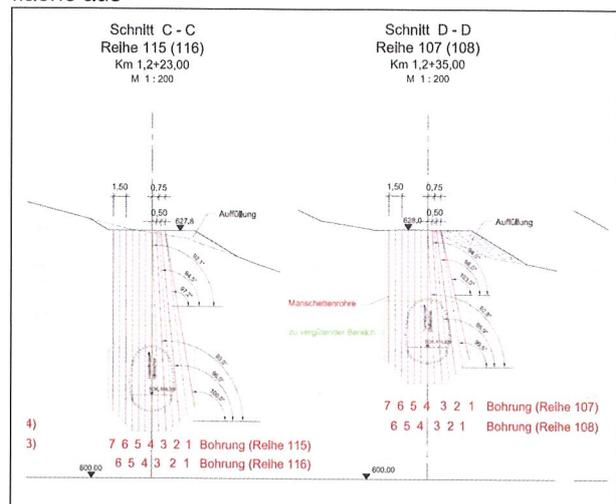
Bei seichten Tunnelprofilen wird meist von der Oberfläche aus gearbeitet (Bild 5). Bei tief liegenden Tunnels muss von der Ortsbrust aus gearbeitet werden. Ist so was nicht möglich (z.B. bei einem TBM-Vortrieb), so müssen erst geeignete Nischen oder Kavernen geschaffen werden.

Das Ziel von Manschettenrohrinjektionen ist einerseits eine Verfüllung / Verfestigung von offenen Hohlräumen oder Poren, eine Reduktion / Abdichtung von Wasserwegigkeiten und letztendlich meist die Herstellung eines Traggewölbes für den weiteren Tunnelvortrieb.

Bei heterogenen Bodenverhältnissen ist eine Ausführung von wasserdichten Injektionskörpern sehr schwierig bzw. nur mit unwirtschaftlichem Aufwand zu erreichen. Deshalb werden sogenannte «Deckel- oder Haubeninjektionen» meist in Verbindung mit Druckluftvortrieben angewandt. Je nach Untergrundverhältnissen wird dabei ein Injektionsring um den gesamten Tunnelquerschnitt, eine «Injektionshaube» über dem First oder eine vertikale Abschottung über die Ortsbrust hergestellt.

Ziel dieser Injektionsmassnahmen ist, die Durchlässigkeit im Boden soweit zu reduzieren, dass ein Verlust der Druckluft durch «Ausbläsern» verhindert und eine zusätzliche Stabilisation für den Tunnelvortrieb geschaffen wird.

Bild 5: Beispiel Manschettenrohrinjektion von der Oberfläche aus



4.3 Vortriebssicherungen mit Rohrschirmen

Vortriebssicherungen mit Rohrschirmen bestehen meist aus eng aneinanderliegenden Bohrungen über der Tunnelfirste, in welche Stahlrohre mit Wandstärken über 10 mm bis zu einer Tiefe von ca. 15–20 m eingebaut und über Manschetten injiziert werden.

Die Kombination aus Stahlrohren in Verbindung mit der Injektionsmassnahme ergibt ein vorseilendes Traggewölbe für den Tunnelvortrieb. Für die Ausführung der Bohr- und Injektionsarbeiten gelten im Prinzip dieselben Grundsätze wie für klassische Injektionsarbeiten.

4.4 Vortriebssicherungen mit horizontalen DSV-Säulen

Horizontale Vortriebssicherungen mit DSV-Säulen erfolgen nach denselben Kriterien wie für Rohrschirmarbeiten, jedoch werden die Stahlrohre durch horizontal liegende DSV-Säulen ersetzt. Für die Ausführung der Bohrarbeiten kommen Tunnelbohrgeräte wie für Rohrschirm- oder Injektionsarbeiten zum Einsatz. Die Injektion erfolgt jedoch im Gegensatz zu Niederdruckinjektionen mit Hochdruckpumpen über Jetdüsen. D.h. der Boden wird mechanisch durch den hohen Injektionsdruck durch die Jetdüse ausgespült und beim Rückzug des Bohrgestänges mit Zementsuspension ersetzt.

5. Geräte

Für die Ausführung der Bohrarbeiten unter Tage kommen meist Tunnelbohrgeräte für Horizontalbohrungen mit Lafettenlängen von 10 – 20 m in ein- oder zweiarmiger Ausführung zum Einsatz (Bild 6). Als Bohrkopf kann je nach Bohrmethode ein Aussenhammer, Inlochhammer oder Doppelkopfböhrsysteme eingesetzt werden. Für kleinere Injektionsmassnahmen werden aber auch alle Arten von Raupenbohrgeräten wie für Ankerungsarbeiten eingesetzt.

Für die Bohrarbeiten von obertage kommen Raupenbohrgeräte mit jeweils auf die erforderliche Bohrtiefe abgestimmten Lafettenlängen zum Einsatz.

Bei Injektionsarbeiten ist der Einsatz von modernen Injektionscontainern mit automatischer Mischanlage und Mengendosierung und hydraulisch gesteuerten Injektionspumpen die wirtschaftlichste Lösung.

Bild 6: Tunnelbohrgerät für Horizontalbohrungen



Als Injektionspumpen werden vorwiegend hydraulisch gesteuerte Kolbenpumpen verwendet. Diese Injektionspumpen werden je nach Injektionsanforderung in den verschiedensten Größenordnungen angeboten, wobei Pumpraten und Injektionsdrücke dementsprechend aufeinander abgestimmt werden sollten. Moderne, hydraulisch gesteuerte Kolbenpumpen sind so konzipiert, dass durch den Einbau einer entsprechenden Druckdämpfung keine «Injektionsstöße» entstehen und somit ein kontinuierlicher Injektionsstrom gewährleistet ist. Weiters kann die Pumprate und der Injektionsdruck unabhängig voneinander gesteuert werden sowie ein Abschalten der Pumpe bei Erreichen des Maximaldruckes bzw. einer maximalen Durchflussmenge eingestellt werden.

Die Mindestanforderung an eine moderne Mischanlage besteht aus einem Mischbehälter zum Anmischen von Feststoffen und Flüssigkeiten, sowie einem Vorratsbehälter mit einem Rührwerk, in dem die Suspension in Bewegung gehalten werden kann.

Zusätzlich kommen bei modernen Mischanlagen sogenannte Kolloidmischer (Wirbelradpumpen mit hoher Drehzahl) zum Einsatz, welche ein mechanisches Mischen und Zerkleinern von Zementkörnern zur Folge haben. Nur durch den Einsatz solcher Kolloidmischer ist es möglich Zementsuspensionen so aufzubereiten, dass die Feststoffe in ihre kleinsten Teile zerlegt werden und es zu keiner «Klumpenbildung» kommt.

Ein wichtiger Bestandteil der modernen Injektionstechnik ist die Erfassung der Injektionsdaten. Dazu stehen entsprechende Datenerfassungsgeräte zur Verfügung. Die früher verwendeten Bandschreiber, welche Injektionsdruck und Injektionsmenge aufgezeichnet haben, werden heute hauptsächlich durch elektronische Datenerfassungsgeräte ersetzt. Das sind meist computergesteuerte Geräte, welche die Injektionsdaten, wie Drücke, Mengen, Pumpraten,

eventuelle Verformungen udgl., auf einem Computer als Dateien speichern und meist auf einem Bildschirm in Form einer Grafik visualisiert werden können. Die Erfassung der Injektionsdaten erfolgt durch elektronische Geber, die an Durchflussmessern bzw. Manometern angebracht sind. (Die Erfassung des Injektionsdruckes sollte dabei möglichst am Bohrlochmund erfolgen.)

6. Ausführungsbeispiele

6.1 Baustelle OMNIA Sterzing – Sporadische Felsinjektionen mit Polyamid

Bei dieser Baustelle handelt es sich um einen Zugangs- und Förderstollen für den Bergbau der OMNIA-Werke in Sterzing. Der Tunnel wurde in konventioneller Tunnelbauweise mit Sprengvortrieb mit ca. 30° Steigung aufgeföhren. Während des Tunnelvortriebes kam es immer wieder zu extrem starken Wasseraustritten, welche mit sporadischen Zementinjektionen behandelt wurden. Nach ca. 1,3 km Vortrieb wurde jedoch eine Störzone angefahren, deren Wasserandrang mit herkömmlichen Zementinjektionen nicht mehr zu beherrschen waren. Die Abdichtung dieses extremen Wasserandranges erfolgte letztendlich durch den Einsatz von Polyamidinjektionen (Bild 7).

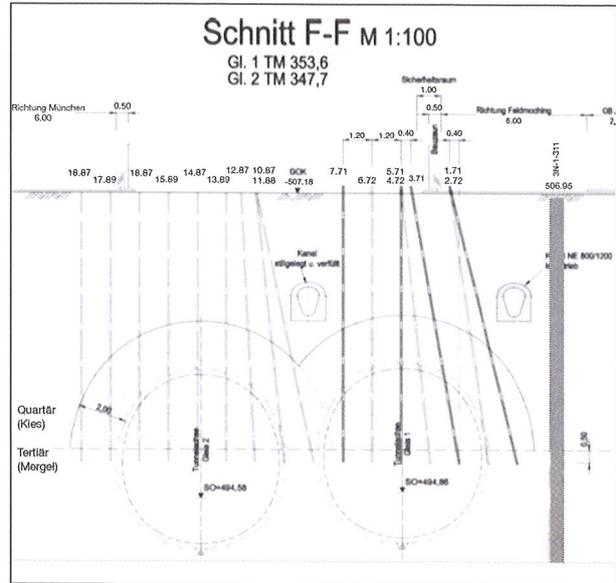
Bild 7: Beispiel Polyamidinjektionen



Bild 8: Manschettenrohrinjektion von untertage



Bild 9: Querschnitt Deckelinjektion



6.2 Baustelle U-Bahn München – Deckelinjektion zur Abdichtung gegen Druckluft

Beim Baulos Olympiapark der U-Bahnlinie 3 werden 2 einspurige Tunnelröhren in Spritzbetonbauweise auf eine Länge von ca. 400 m unter Druckluft aufgeföhren. Voraussetzung für den Einsatz von Druckluft in den sehr durchlässigen Münchner Kiesen ist eine Vorababdichtung der aufzufahrenden Tunnelstrecke mit Zement- / Bentonitinjektionen.

Die Ausführung der Injektionsarbeiten erfolgt durch Zementinjektionen über Manschettenrohre, wobei ca. die Hälfte der Strecke mit horizontalen Bohrungen von unter Tage ausgeführt wurden (Bild 8), die restliche Strecke wurde mit vertikal und geneigten Bohrungen von der Oberfläche aus hergestellt (Bild 9).

6.3 Gotthard Basistunnel Baulos Amsteg – Injektionsarbeiten zur Bergung der TBM nach einem Tunnelverbruch

Beim Bau des Gotthard Basistunnels kam es im Baulos Amsteg beim Auffahren der Weströhre zu einem Tunnelverbruch, dessen Bewältigung die Vortriebsarbeiten um ca. ein halbes Jahr verzögerte.

Aufgabe der injektionstechnischen Massnahmen war einerseits die Injektion eines «Schutzmantels» um das Schneidrad der Tunnelbohrmaschine mit Polygel, um das Eindringen der nachfolgenden Zementinjektionen in die Maschine zu verhindern, andererseits die Injektion eines Traggewölbes mit Zementsuspensionen im verbrochenen Bergsturzmaterial. Anschliessend erfolgte im Schutz die-

Materialtechnologie der Verfestigungs- und Abdichtungsinjektionen

Conradin Hürlimann
Sika Schweiz AG, Zürich

1. Einleitung

Das diesjährige Swiss Tunnel Colloquium hat als Thema Injektionen als Bauhilfsmassnahme im Vortrieb. Als Vertreter der Produktehersteller und -lieferanten behandle ich im folgenden Referat schwergewichtig Materialtechnologische Aspekte und damit zusammenhängende Bereiche der Injektionen im Tunnelbau.

Auf Aspekte der Projektierung und Ausführung wird vertieft in den Beiträgen der anderen Referenten eingegangen.

2. Injektionen im Tunnelbau: Allgemeine Betrachtungen

2.1 Ziel der Injektionen

Injektionen als Hilfsmassnahmen im Vortrieb verfolgen im Wesentlichen folgende Ziele:

- Verfestigung und Versteifung des Gebirges im Bereich von geologischen Störzonen.
- Versteifung des Gebirges zur Verringerung der Oberflächensetzungen.
- Abdichtung des Gebirges: Wasserzutritt in den Tunnelhohlraum soll verhindert oder begrenzt werden, wasserführende Gesteinsschichten sollen abgedichtet werden.

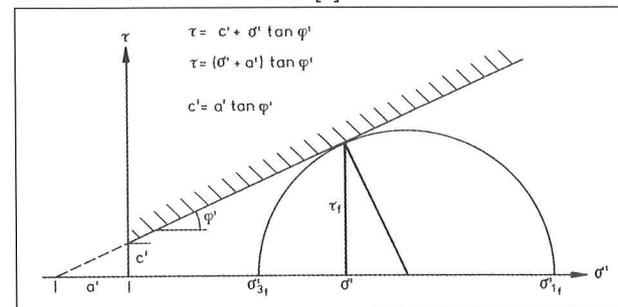
2.1.1 Verfestigung und Versteifung des Gebirges

Die Festigkeitskriterien für Fels und Böden werden nach Mohr-Coulomb wie folgt beschrieben [1]:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + C \quad (1)$$

τ = Scherspannung (N/mm²)
 σ = Normalspannung (N/mm²)
 φ = Reibungswinkel
 C = Kohäsion (N/mm²)

Bild 1: Mohr'scher Spannungskreis des Bruchzustandes eines Bodens mit Kohäsion [1]



Injektionen, welche eine Verfestigung des Gebirges erreichen, können im Untergrund zwei verschiedene Verbesserungen bewirken:

- Mit der Verfüllung der Hohl- und Porenräume kann der Reibungswinkel φ in Gleichung (1) erhöht und damit eine Erhöhung der Gesamtfestigkeit des Systems erreicht werden
- Die Kohäsion C in Gleichung (1) wird erhöht, womit die Festigkeit des Gesamtsystems ebenfalls verbessert wird. Günstig wirken hier Injektionen, welche eine hohe Klebkraft aufweisen.

Die zu erzielenden felsmechanischen Eigenschaften bestimmen die Anforderungen an das Injektionsgut. Niedrige Viskosität soll eine hohe Penetration der Hohlräume und Poren des zu verfestigenden Mediums ermöglichen. Die möglichst gute Verfüllung der Hohlräume bewirkt einen Anstieg der Kohäsion C , des Reibungswinkels φ oder eventuell beidem. Um die Verbesserung rasch zu erreichen soll sich das Injektionsgut möglichst kurz nach der Injektion verfestigen.

2.1.2 Abdichtung eines Gebirgskörpers

Um die Abdichtung eines Gebirgskörpers zu erreichen, müssen die oben genannten Kriterien für die Verfestigung meist auch erfüllt werden.

Zusätzlich soll auch die Wasserdurchlässigkeit durch möglichst lückenloses Verfüllen der Poren- und Hohlräume stark reduziert werden. Das Injektionsgut selber soll also nach der Erhärtung auch möglichst undurchlässig sein und allenfalls auftretende Bewegungen in den verfüllten Hohlräumen aufnehmen können.

Beim Abdichten muss unterschieden werden, ob nur eine temporäre Abdichtung meist in Kombination mit dem Stoppen von starkem Wasserandrang erreicht werden muss, oder ob eine permanente, über mehrere Jahre währende Abdichtung das Ziel ist.

2.2 Massgebende Eigenschaften des Injektionsguts

Folgende Materialeigenschaften sind wichtig bei der richtigen Bestimmung und Auswahl des Injektionsguts.

Der Vergleich dieser Eigenschaften bei den unterschiedlichen Injektionsmaterialien ist im Abschnitt 5 zu finden.

2.2.1 Viskosität

Die Viskosität beschreibt die innere Reibung einer Flüssigkeit, welche überwunden werden muss, um sie zu bewegen.

Alte Masseinheit: 1 Poise (P) = 100 cP

SI-Masseinheit: 1 Pascalsekunde (Pa.s) = 1000 mPa.s

Umrechnung: 1 cP = 1 mPa.s

Viskosität von Wasser bei 20 °C = 1 mPa.s

Je tiefer die Viskosität eines Injektionsguts ist, desto besser dringt es bei gleichem Injektionsdruck in die Hohlräume des Bodens ein.

Je länger die Viskosität auf dem tiefen Niveau bleibt, desto länger kann das Injektionsgut verarbeitet werden. Die Entwicklung der Viskosität variiert bei den unterschiedlichen eingesetzten Materialien stark (vgl. Bild 18, Abschnitt 5.3).

2.2.2 Verarbeitbarkeitsdauer

Die unterschiedlichen Materialien weisen sehr unterschiedliche Verarbeitbarkeitszeiten auf. Dies wirkt sich auf die Chargengrösse beim Mischen aus und bedeutet bei extrem kurzen Reaktionszeiten, dass 2-Komponenten-Pumpen zur Verarbeitbarkeit notwendig werden.

Die Verarbeitbarkeitsdauer hat auf die Endigenschaften des injizierten Bodens nur geringen Einfluss, ist jedoch ein wichtiger Faktor bei der Wahl von Injektionsverfahren und -geräten sowie beim optimalen Einbinden der Injektionsarbeiten in den restlichen Bauablauf.

2.2.3 Druckfestigkeit

Die Endfestigkeiten des reinen Injektionsgutes geben bloss Anhaltspunkte zur Vergleichbarkeit der verschiedenen Injektionsmaterialien. Bei Injektionen als unterstützende Massnahmen für den Vortrieb im Tunnelbau sind die Frühfestigkeiten viel wichtiger, da der injizierte Bereich bereits kurze Zeit nach Erstellung durch die Vortriebsarbeiten die massgebenden Beanspruchungen erfährt.

Schlussendlich sind die Festigkeiten des injizierten Bodens die massgebenden Werte. Die Erfahrung zeigt, dass diese mindestens genau so stark davon abhängen, wie gut das Injektionsgut in die Hohlräume eindringt, wie von den Festigkeiten des Injektionsguts.

2.2.4 Erhärtungszeit / Festigkeitsentwicklung

Es versteht sich von selbst, dass gerade im Tunnelbau eine kurze Erhärtungszeit beziehungsweise eine schnelle Entwicklung der Frühfestigkeit gewünscht ist. So bestimmt dieser Parameter massgeblich, wie schnell nach der Injektion mit dem nächsten Arbeitsschritt (Bohren der Sprenglöcher, Bohren der Löcher für die nächste Injektionsstufe, usw.) begonnen werden kann.

Alle Materialien für Injektionen im Tunnelbau weisen eine Festigkeitsentwicklung auf, deren Geschwindigkeit von der Temperatur des Injektionsguts und des zu injizierenden Mediums abhängt. Je kälter die Temperaturen, desto langsamer die Festigkeitsentwicklung. Die Verzögerung der Festigkeitsentwicklung unter kalten Temperaturbedingungen variiert dabei aber zwischen Tagen und wenigen Minuten bei den unterschiedlichen Materialien.

2.2.5 Adhäsion

Die Versteifung des Gebirges kann durch Verkleben zusätzlich verbessert werden. Insbesondere ist für eine Erhöhung der Kohäsion C im Boden oder Fels ein Verkleben von Hohlräumen mit grossen Vorteilen verbunden.

Die Klebkraft entwickelt sich bei reaktiven Kunstharzen viel schneller (wenige Stunden) als bei zementösen Systemen (ca. 2 Tage), welche nur bei niedrigem Wasser/Zement-Faktor überhaupt eine nennenswerte Adhäsion entwickeln.

2.2.6 Expansion

Die Expansion des Injektionsgutes ist ein sehr wichtiger Faktor sowohl für eine erfolgreiche Verfestigung als auch für eine wirkungsvolle Abdichtung. Wie in Abschnitten 2.1.1 und 2.1.2 ausgeführt ist für alle Injektionen erwünscht, dass die Hohlräume möglichst vollständig ausgefüllt werden.

Der Expansionsdruck, welcher zum Injektionsdruck verzögert auftritt bewirkt ein zusätzliches Entweichen des Injektionsguts in feine Risse, welche dadurch überhaupt erst verfüllt werden. Im Lockergestein führt dies zu einer dichten Packung der kohäsionslosen Gesteinspartikel.

Für die abdichtende Wirkung ist die Expansion ebenfalls förderlich. Ein kompaktes Verfüllen der wasserführenden Hohlräume ist Bedingung, dass eindringendes Wasser erfolgreich gestoppt werden kann. Schon ein geringes Schwindverhalten des Injektionsguts ermöglicht die Bildung neuer Hohlräume, welche erneut Wasser führen können.

2.2.7 Preis

Natürlich sind schlussendlich bei der Wahl des Injektionsguts ökonomische Überlegungen entscheidend. Die Preise der unterschiedlichen Materialien sind genauso unterschiedlich wie deren Eigenschaften.

Gute Unternehmer und Projektverfasser kalkulieren jedoch schon bei der Wahl der Materialien ein, dass die Zeit, für welche der Vortrieb wegen Injektionsarbeiten unterbrochen werden muss, der kritische Faktor ist. So fallen auch die teuersten Materialkosten kaum ins Gewicht, wenn damit der Vortrieb pro Injektionsstufe ein paar Stunden früher wieder begonnen werden kann.

3. Überblick über die unterschiedlichen Materialien

3.1 Injektionen mit Zementsuspensionen

Für den Injektionsspezialisten zählt neben dem bekannten Blaine-Wert, der eine Aussage über die spezifische

Oberfläche des Zements gibt, vor allem auch das Grösstkorn, das gerade noch in das Hohlraumgefüge des Bodens eindringen kann. Das Grösstkorn wird üblicherweise mit dem d95-Wert angegeben. Dieser Wert stammt aus der Kornverteilungskurve der Zementpartikel und gibt den Wert an, welchen 95% aller Zementkörner unterschreiten. In Tabelle 1 sind typische Werte von verbreiteten Zementsorten angegeben.

Tabelle 1: Typische Blaine-Werte und d95-Werte von Zementen

| Zementtyp | Blaine-Wert (m ² /kg) | d95-Wert (µm) |
|--------------|----------------------------------|---------------|
| CEM I 42.5 | 300–350 | 80–100 |
| CEM I 52.5 R | 400–450 | 60–80 |

Je feiner ein Zement, desto teurer ist er normalerweise, da ein höherer Aufwand für das Mahlen notwendig ist. Aus injektionstechnischer Sicht, spielen dabei folgende Eigenschaften eine Rolle:

- Ein feinerer Zement bindet mehr Wasser, die Gefahr des Blutens ist geringer.
- Feinere Zemente hydratisieren normalerweise schneller und weisen eine höhere Endfestigkeit auf. Dies ist ein Vorteil, der aber auch eine kürzere Verarbeitbarkeitsdauer mit sich bringt. Diese Problematik verschärft sich noch bei hohen Temperaturen, welche auch entstehen können, wenn die Zementsuspension zu lange im Kolloidalmischer gemixt wird.
- Feinere Zemente dringen besser in die engen Hohlräume und Spalten in Böden und Fels ein. Dafür ist jedoch ein effizienter Mischvorgang notwendig. Die einzelnen Zementkörner müssen voneinander getrennt und gut benetzt werden. In einer reinen Wasser-Zement-Suspension besteht die Tendenz zur Klumpenbildung, speziell bei feineren Zementen, was sich auf das Eindringverhalten negativ auswirkt.

Als Faustregel geht man davon aus, dass Öffnungen bis zu einer Breite des dreifachen Durchmessers des Grösstkorns (inklusive der Klumpen) injiziert werden können. Das heisst, dass Normalzemente in Spaltweiten grösser als 0.30 mm eindringen können.

Nach dem Mischen sind Zementsuspensionen leider nie ganz stabil. Bluten, das heisst die Separation der benetzten Zementkörner vom Wasser tritt einerseits bereits ohne Einwirkung auf die Zementsuspension auf. Diese Separation durch die Schwerkraft kann als Absetzmass

gemessen werden und gibt einen ersten Anhaltspunkt über die Stabilität der Zementsuspension.

Viel wichtiger für das Verhalten bei der Injektion ist die Stabilität unter Einwirkung des Injektionsdrucks. Das durch den Injektionsdruck aus der Suspension gepresste Wasser bildet im Injektionsgut während des Erhärtens ein neues Netz von Kanälen, welche sowohl für die Festigkeit als auch die Abdichtung ungünstig wirken. Das eindringende Grundwasser kann durch diese Kanäle im schlimmsten Fall das erhärtende Injektionsgut wieder auswaschen.

Zementsuspensionen haben als Injektionsgut den grossen Vorteil, dass die Materialkosten gering ausfallen und die Verarbeitung relativ einfach ist.

Als grösste Nachteile können folgende Punkte aufgeführt werden:

- Zementsuspensionen haben eine Tendenz zum Bluten
- Eindringvermögen ist vergleichsweise gering
- Langsame Festigkeitsentwicklung

3.2 Zusatzmittel für zementöse Injektionen

Die Zusatzmittel-Lieferanten bieten verschieden speziell für Injektionen entwickelte Additive an, welche häufig eine Kombination aus den unten erläuterten Wirkungen aufweisen.

3.2.1 Fließmittel

Fließmittel verringern den Wasseranspruch des Zements zum Erreichen der gleichen Fliesseigenschaften. Es kann daher bei deren Anwendung mit einem viel tieferen W/Z-Faktor gearbeitet werden. Dadurch sind höhere Früh- und Endfestigkeiten sowie eine bessere Festigkeitsentwicklung erreichbar.

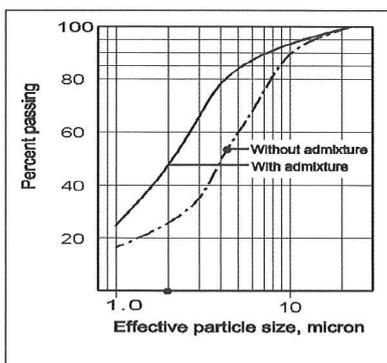


Bild 2: Einfluss eines für Injektionen zugeschnittenen Zusatzmittels auf das Penetrationsvermögen der Suspension

3.2.2 Mischungsstabilisatoren

Mischungsstabilisatoren bewirken, dass die Zementsuspension das enthaltene Wasser besser bindet und dadurch weniger blutet. Auch unter hohem Injektionsdruck wird der Suspension das Wasser weniger leicht ausgepresst.

Eine mögliche Gefahr von Sperrkörnern kann damit auch reduziert werden. Sperrkörner entstehen oft dadurch, dass der Zementsuspension das Wasser ausgepresst wird und dem Zement somit die Trägersubstanz entzogen wird. Durch den Wasserentzug beginnt die Suspension viel schneller zu erstarren und die dabei gebildeten Klumpen blockieren schnell einmal die Fließwege.

Stabilisatoren sind ein Standardbestandteil der meisten Fließmittel für Injektionssuspensionen.

3.2.3 Expansionsmittel

Diese Additive gleichen das Schwinden des Zements beim Erhärten durch eine Expansion aus oder überkompensieren es sogar.

Da das Schwinden gerade beim Injizieren einer der wichtigsten Nachteile von zementösen Injektionsmitteln darstellt werden häufig Fließmittel für Injektionen auch mit einem Expansionsmittel versehen.

3.2.4 Beschleuniger

Bei Beschleunigern unterscheidet man grundsätzlich zwei unterschiedliche Typen:

- Erstarrungsbeschleuniger
- Erhärtungsbeschleuniger

Erstarrungsbeschleuniger setzen den Beginn der Hydratation des Zements nach vorne. Das heisst, dass auch die Verarbeitbarkeitszeit um diese Zeit abnimmt.

Erhärtungsbeschleuniger beeinflussen die Hydratationsgeschwindigkeit, so dass bei gleichem Beginn der Hydratation schneller höhere Festigkeiten erreicht werden.

Häufig wirken die angebotenen Beschleuniger auf beide oben beschriebenen Weisen. Als ausgeprägtes Beispiel

dafür sind die Spritzbetonbeschleuniger zu nennen, welche sehr rasch sehr hohe Frühfestigkeiten bewirken.

Spritzbetonbeschleuniger finden ihre Anwendung auch bei Injektionen. Insbesondere bei hohem Wasserandrang und starker Klüftung werden sie eingesetzt, um einen Rückfluss der Zementsuspension zu stoppen. Die Zugabe erfolgt dabei vorzugsweise erst im Packer durch einen separaten Schlauch, mit relativ hoher Dosierung. Eine Zugabe im Mischer ist möglich, aber nicht zu empfehlen, da die Verarbeitbarkeitszeit stark reduziert wird und bereits bei kurzen Arbeitsunterbrüchen die Gefahr besteht, dass das Injektionsgut in den Schläuchen zu erstarren beginnt und damit nicht mehr pumpbar ist.

3.2.5 Thixotropiermittel

Als thixotrop wird eine Suspension bezeichnet, welche ohne Scherbeanspruchung eine sehr hohe Viskosität aufweist. Bei einer Scherbeanspruchung (z.B. durch Rühren, Mischen oder Pumpen) nimmt die Viskosität mit der Zeit ab und die Suspension ist fließfähig und pumpbar.

Thixotropiermittel bewirken nun, dass Zementsuspensionen genau solch thixotrope Eigenschaften entwickeln.

Der grosse Vorteil thixotroper Zementsuspensionen gegenüber normalen zementösen Injektionsmitteln ist, dass sie mit vergleichbarer Pumpleistung an den gewünschten Ort gebracht werden können und dort kurz nachdem der Injektionsdruck entfällt eine hohe Viskosität aufbauen und somit schwerer ausgeschwemmt werden oder davon fließen.

Thixotropierende Additive empfehlen sich somit für das exakte Platzieren von Zementsuspensionen oder Mörteln bei stark variierender Klüftigkeit im Fels oder unterschiedlicher Hohlraumbeschaffenheit im Lockergesteinsboden.

3.2.6 Verzögerer

Verzögerer bewirken, dass der Hydratationsbeginn einer Zementsuspension später eintritt, ohne dass die Festigkeitsentwicklung stark negativ beeinflusst wird.

Wie bei allen anderen Anwendungen von Zement gibt es auch für Injektionsmittel die Möglichkeit, Verzögerer einzusetzen, wenn eine länger Offenzeit für die Verarbeitbarkeit des Injektionsmittels gewünscht ist.

3.3 Injektionen mit Feinstbindemitteln (Mikrozemente)

Feinstbindemittel sind Zemente, deren d₉₅-Werte dank höherer Mahlfineinheit erheblich kleiner sind, als diejenigen von normalen Zementen. Im Allgemeinen müssen sie einen d₉₅-Wert von kleiner als 20 µm aufweisen [2]. Damit grenzen sie sich ab von Zementen, welche mit Silikatstaub vergütet wurden oder als Abfallprodukte aus der Zementherstellung entstehen und einen hohen Blaine-Wert aufweisen. Der Grobanteil des Standardzements ist in diesen abgemischten Bindemitteln immer noch enthalten, womit ihre Penetrationsfähigkeit nicht verbessert wird.

Verglichen mit Standardzementen (CEM I 42.5 oder Cem I 52.5) ist der Korndurchmesser von 95% aller Partikel bei Mikrozementen rund 5 – 10 Mal kleiner. Als Vergleich zu den Werten in Tabelle 1 weisen Mikrozemente d₉₅-Werte von ca. 6 µm bis 16 µm auf und erreichen Blaine-Werte von 650 bis 1'900 m²/kg.

Die kleineren Grösstkörner haben zur Folge, dass die Feinstbindemittel in wesentlich kleinere Hohlräume eindringen können, ohne dass der Injektionsdruck erhöht werden muss.

Durch die höhere Mahlfineinheit steigen dafür die Kosten gegenüber Standardzementen markant. Bei gesamtheitlichen Überlegungen betreffend Wirtschaftlichkeit scheidet Mikrozement dennoch häufig günstiger ab, als Standardzement. Es kann häufig Zeit und Material gegenüber Standardzementsuspensionen eingespart werden, welches die höheren Materialkosten bei weitem zu kompensieren vermag.

Durch die massiv grössere spezifische Oberfläche steigt auch der Wasseranspruch für eine optimale Benetzung. Ohne Additive ist die Verarbeitung von Mikrozementsuspensionen nicht möglich. Die Additive, welche für Mikrozementsuspensionen eingesetzt werden sind im Grossen und Ganzen dieselben wie diejenigen, welche auch für Standardzementsuspensionen benützt werden. Das sind Fliessmittel, welche gleichzeitig das Absetzen der Zementsuspension sowie das Auspressen des Wassers auch bei hohen Pumpendrücken vermindern und zudem eine schwindarme Erhärtung ermöglichen.

Durch ihr gutes Eindringvermögen sind optimierte Mikrozementsuspensionen bezüglich Erwartungen an die zu verfüllenden Rissbreiten, Hohlräume und Poren einigen Kunstharzen gleichzusetzen. Die grossen Unterschiede zeigen sich aber, wenn Faktoren wie Wasseranfall, Was-

serdruck, Adhäsion oder Erhärtungszeit mitberücksichtigt werden.

3.4 Silikatgele

Ausgangsstoff für Silikatgele ist Wasserglas, das mit unterschiedlicher Wichte, Alkalität und Kieselsäuregehalt lieferbar ist. Damit die Viskosität genügend klein ist, um für Injektionen geeignet zu sein, wird das Wasserglas noch zusätzlich mit Wasser verdünnt. Zur Gelbildung wird diese Komponente mit einem anorganischen oder organischen Härter gemischt. In der Schweiz werden die Silikatgele mit organischen Härtern auch als Organomineralharze bezeichnet.

Art und Menge des Härters bestimmen den Grad der Alkalineutralisation. Mit steigender Neutralisation steigt die Festigkeit des Gels. Es wird auch unterschieden in Wasserglashartgele und Wasserglasweichgele.

Hauptvorteil der Silikatgele sind die tiefen Kosten und die tiefe Viskosität und somit das gute Eindringvermögen.

Nachteilig wirkt sich hauptsächlich die sogenannte Synärese aus. So wird das Ausscheiden von Wasser während der Gelbildung bezeichnet, verbunden mit einem Schwinden des Gels.

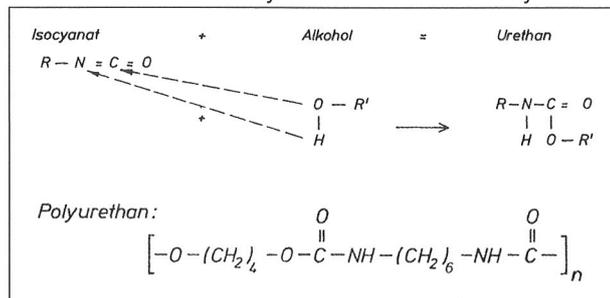
Die gebildeten Gele sind wegen ihrer geringen Festigkeit und der Synärese nur für temporäre Abdichtungen geeignet, da sie hohem Wasserdruck nur bedingt standhalten können.

3.5 Polyurethane

Polyurethane bilden sich aus folgender Chemischer Reaktion:

Polyol + Isocyanat → Polyurethan

Bild 3: Reaktion aus Isocyanat und Alkohol zu Polyurethan



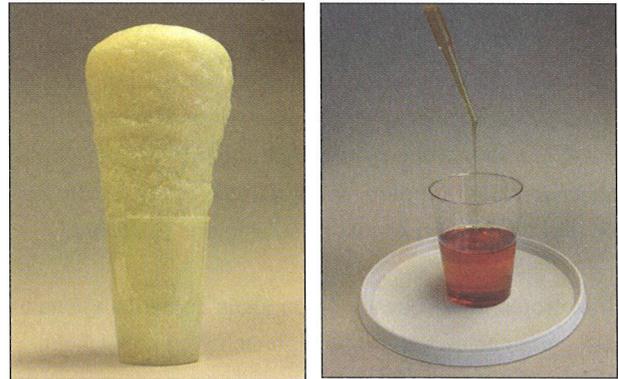
Wenn Wasser als Reaktionspartner ins Spiel kommt, reagiert die Isocyanat-Komponente zusätzlich wie folgt:

Isocyanat + Wasser → Polyharnstoff + CO₂

Wasser kann entweder der einen Komponente zugegeben werden oder es tritt im Gebirge auf.

Die Reaktion führt zu einer Gasbildung (CO₂). Das gebildete Gas wird in das Polyurethan-Gefüge eingeführt und verursacht die Expansion. Die Chemie von Polyurethanen lässt einen sehr grossen Spielraum für Variationen offen. Es gibt Polyurethan als Gele oder Schäume, welche sprödes oder elastisches Verhalten zeigen.

Bild 4: ein Polyurethan mit hohem Schaumfaktor und ein nicht schäumendes Polyurethanharz



Die Reaktionszeiten können variieren von langsam bis sehr schnell. Es gibt stark oder schwach expandierende Polyurethan-Schäume und solche welche mit Wasser besonders stark reagieren und besonders für die Abdichtung von stark drückendem Wasser geeignet sind.

Im Allgemeinen sind Polyurethanen für Injektionen im Untertagebau in dreifacher Hinsicht geeignet:

- Verbesserung der Kohäsion: Die Klebkraft von Polyurethanen wurde in Untersuchungen bestimmt. Sie liegen bei 5 N/mm² und mehr; auch bei feuchten Untergründen.
- Hohes Eindringvermögen. Die Entwicklung des CO₂-Gases führt zur Aufschäumung des Kunstharzes. Diese Aufschäumung bewirkt einen zusätzlichen, bezüglich des Injektionsdrucks verzögert auftretenden Expansionsdruck, welcher Risse in der Grössenordnung 0.2 mm zu verfüllen und zu verkleben vermag.
- Verformbarkeit: Durch die Injektion können Gebirgsbewegungen nicht gänzlich aufgehalten werden. Polyurethane zeigen nach dem elastischen Bereich

einen plastischen Verformungsbereich, in welchem weitere Bewegungen möglich sind, ohne dass eine Spannungserhöhung im Gefüge zum Bruch führt.

Im Untertagebau ist bei der Wahl von Polyurethanen besonders darauf zu achten, dass ein brandresistentes Produkt eingesetzt wird. Wenn nach abgeschlossenen Injektionen Schweißarbeiten aufgenommen werden, können sich sonst die leicht brennbaren Polyurethan-Schäume entzünden.

Die Druckfestigkeiten der Polyurethane schwanken je nach Expansion zwischen ca. 5 und 30 N/mm². Der Expansionsdruck liegt bei freier Aufschäumung bei 0,3 – 1,0 N/mm² (3–10 bar). Die Zug- und Scherfestigkeiten von Polyurethanen liegen, im Gegensatz zu hydraulischen Injektionsmitteln, auch im Bereich der Druckfestigkeiten.

Der Nachteil der Vielfältigkeit von Polyurethanen ist, dass für Laien sehr schwierig herauszufinden ist, welche Produkte für die gesuchte Anwendung die richtigen sind. Die meisten Anbieter solcher Produkte haben in ihrem Sortiment Lösungen für die gängigsten Problemstellungen. Teilweise sind die Ansätze zur Lösung des gleichen Problems jedoch von Hersteller zu Hersteller etwas unterschiedlich und die Produkte lassen sich somit nicht 1:1 vergleichen.

Empfehlenswert scheint es daher, bei der Planung und Ausschreibung solcher Injektionsarbeiten sich vielmehr auf die Ziele der Injektionsarbeiten zu konzentrieren und viel weniger auf die Eigenschaften des Produkts. Natürlich müssen dann die zu erreichenden Ziele in messbaren Größen überprüfbar sein, um den Erfolg der Massnahme zu überprüfen.

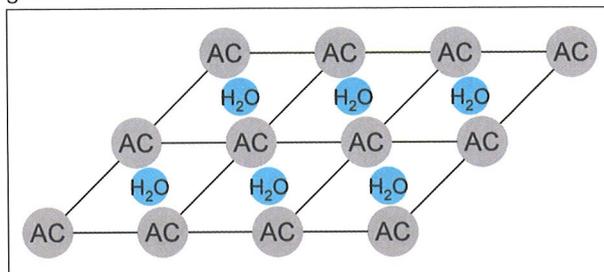
Somit kann von Seiten der Unternehmer in Zusammenarbeit mit den Produktelieferanten eine auf den Bauablauf optimierte Lösung gesucht werden.

3.6 Acrylate

Bei Anwendungen von Acrylaten werden aufgrund der geringen Toxizität der einzelnen Komponenten für Injektionen vor allem Polymethacrylate (PMA) eingesetzt. Im Gegensatz zu Polyurethanen oder Silikaten, welche auf ein stöchiometrisches Gleichgewicht der Komponenten angewiesen sind und immer ein Partikel der Komponente A mit einem der Komponente B reagiert, vernetzen sich PMA-Harze über eine katalytische Reaktion untereinander.

Das heisst, dass die Monomere der einen Komponente sich aneinanderhängen. Um diese Reaktion zu starten und deren Geschwindigkeit zu steuern wird die andere Komponente (Katalysator) benötigt.

Bild 5: Acrylatgel: Wasser wird in das Acrylat-Gitter eingebunden



Meistens kommen wässrige Lösungen von PMA-Monomeren mit Konzentrationen von weniger als 20% zum Einsatz. Dies bedeutet, dass die Viskosität der Produkte auch nur leicht höher als diejenige von Wasser ist. (5–20 mPas). Somit weisen PMA-Injektionsmittel ein sehr gutes Penetrationsvermögen auf.

Die Eigenschaften der gebildeten Acrylatgele variiert mit der Konzentration des Monomers im Wasser, dem Katalysatorsystem und dessen Dosierung. Normalerweise wird das Gel sich elastisch wie ein weicher Gummi verhalten. Die Festigkeiten bei geringer Deformation werden sich im Bereich von ca. 0,10 N/mm² bewegen. Ein mit Acrylatgel injizierter Sandkörper kann aber ohne Weiteres Festigkeiten von bis zu 10 N/mm² erreichen.

Bild 6: Acrylatgel: elastisches Verhalten



Wenn Acrylatgele längere Zeit trockenem Klima ausgesetzt sind, trocknen sie aus, schrumpfen und werden hart. Das im Polymernetz eingebundene Wasser verdunstet. Dieser Vorgang ist jedoch reversibel. Wenn das ausgetrocknete Gel wieder mit Wasser in Berührung kommt, gewinnt es mit der Zeit wieder seine ursprünglichen Eigenschaften zurück.

Bei Injektionen im Baugrund stellt diese Eigenschaft selten ein Problem dar, da die Injektionen normalerweise in feucht bleibenden Untergründen ausgeführt werden. Trotzdem ist sie bei der Produktwahl zu berücksichtigen (zum Beispiel bei einem später geplanten Absenken des Grundwasserspiegels).

Folgende Vorteile weisen PMA-Harze für Injektionen auf:

- sehr tiefe Viskosität und sehr gute Benetzbarkeit, daher sehr hohes Penetrationsvermögen
- Viskosität ändert sich bis zum Ende der Topfzeit nicht, die Erhärtung erfolgt dann aber sofort.
- Nicht korrektes Mischungsverhältnis behindert Reaktion nicht, da sich die PMA-Harze in einer Kettenreaktion untereinander vernetzen.

3.7 Kolloidale Silika

Kolloidale Silika sind stabile flüssige Dispersionen von Nanosilika. Das heisst sie bestehen aus kugelförmigen Teilchen amorphen Siliziumdioxids von Grössen im Nanometerbereich.

Für die Injektion wird als zweite Komponente zu den kolloidalen Silika ein Beschleuniger beigegeben, der die Gel-Reaktion startet und mit dessen Dosierung die Gelzeit gesteuert werden kann. Die Möglichkeiten der Einstellungen liegen dabei zwischen wenigen Minuten bis einigen Stunden.

Verarbeitet kann das Injektionsgut meistens mit einer 1-Komponentenpumpe für zementöse Injektionsmittel werden. Die beiden Komponenten müssen vor dem Injizieren chargenweise im richtigen – gemäss den Anforderungen gewählten – Verhältnis gemischt werden. Die Reinigung der Geräte erfolgt einfach mit Wasser. Keine der beiden Komponenten enthalten toxische, aggressive oder anderweitig gefährliche Substanzen.

Ähnlich wie Acrylatgele zeigen auch Kolloidale Silikagele eine sehr tiefe, konstante Viskosität bis kurz vor der eingestellten Gelzeit, nach welcher die Viskosität rasch ansteigt.

Die Festigkeiten des reagierten Gels sind vergleichbar mit denjenigen von herkömmlichen Silikatgelen, zeigen aber weder Schrumpfen noch Synärese. Somit zeigen diese Gele sowohl gute abdichtende als auch verfestigende Eigenschaften.

3.8 Epoxidharze

Für die Unterstützung des Vortriebs kommen Epoxidharze nur in ganz speziellen Fällen zur Anwendung. Daher werden sie hier nur kurz angeschnitten.

Epoxidharze zeichnen sich durch sehr hohe Druck-, Zug- und Haftzugfestigkeiten aus. Normalerweise weisen sie jedoch eine ziemlich hohe Viskosität auf und sind aus Kostengründen gegenüber anderen Materialien nicht konkurrenzfähig.

4. Ausrüstung für Injektionsarbeiten

Da für vortriebsunterstützende Injektionen meist grosse Injektionsmengen und Leistungen gefragt sind, kommen dafür vor allem grössere Geräte zum Einsatz. Die meisten der hier erwähnten Maschinen gibt es auch in kleinerem Massstab für Injektionen kleineren Ausmasses. Diese werden hier aber nicht behandelt.

4.1 Bohreinrichtungen

Im Allgemeinen kommen für das Erstellen der Injektions-Bohrlöcher Schlagbohrmaschinen zum Einsatz. Beim Sprengvortrieb wird dafür vorzugsweise derselbe Bohrumbo eingesetzt, wie zum Bohren des Sprengschemas. Die unterschiedlichen, teilweise entgegengesetzten Anforderungen an die zu bohrenden Löcher müssen also durch dieselbe Maschine erfüllt werden können. Es muss dabei projektbezogen abgewogen werden, welche Kompromisse eingegangen werden, um eine ökonomisch optimale Lösung zu finden.

Da häufig Bohrlängen von ca. 20 – 30 m für Injektionen zur Anwendung kommen, sollte die Bohreinrichtung so ausgelegt sein, dass sie solche Löcher mit der geforderten Geschwindigkeit und Genauigkeit erstellen kann. Ein maschinelles Verlängern der Bohrgestänge ist dabei von grosser Wichtigkeit, insbesondere wenn mit hohem Grundwasserdruck gerechnet werden muss.

Ein grösserer Durchmesser des Bohrgestänges bedeutet, dass durch die höhere Steifigkeit auch bei höheren Bohrgeschwindigkeiten die Abweichungen des Bohrlochs auch bei den geforderten Längen klein bleiben. Grössere Bohrlochdurchmesser haben dagegen den Nachteil, dass bereits für das Füllen des Bohrlochs mehr Material benötigt wird. Viel wichtiger ist aber, dass bei hohen Wasserdrücken die Packer im grösseren Bohrloch viel grösseren Kräften standhalten müssen. Diese Überlegungen müssen vorgängig bei der Optimierung des eingesetzten Bohrsystems berücksichtigt werden.

Bei Injektionsbohrungen soll auch der Querschnitt überall bei konstantem Durchmesser möglichst rund sein. Hier können schon kleine Abweichungen Probleme beim setzen und verspannen der Packer bereiten.

Kernbohrungen werden sehr selten angewendet, um Injektionslöcher zu erstellen. Der Bohrvorgang dauert viel länger als mit Schlagbohrvorrichtungen. Dafür sind grössere Längen möglich.

4.2 Packer

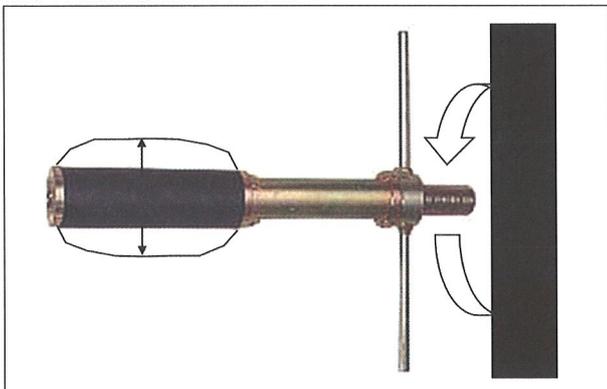
Um zu ermöglichen, dass das eingepresste Injektionsgut in dem Bohrloch überhaupt einen Injektionsdruck aufbauen kann, ohne dort herauszufließen, wo es hineingepumpt wird, muss der Hohlraum zwischen Injektions-schlauch und Bohrloch mittels Packer verschlossen werden.

Der Packer muss also das Bohrloch rundum dicht abschliessen und dabei dem Injektionsdruck standhalten, ohne sich zu lösen oder sich zu verschieben.

Es werden hauptsächlich zwei unterschiedliche Systeme von Packern eingesetzt:

Mechanische Packer (Bild 7) erreichen die Abdichtung und Verspannung im Bohrloch dadurch, dass ein Gummischlauch durch eine Verkürzung des Packers zusammengedrückt wird und sich dank seines so wachsenden Durchmessers im Bohrloch verspannt.

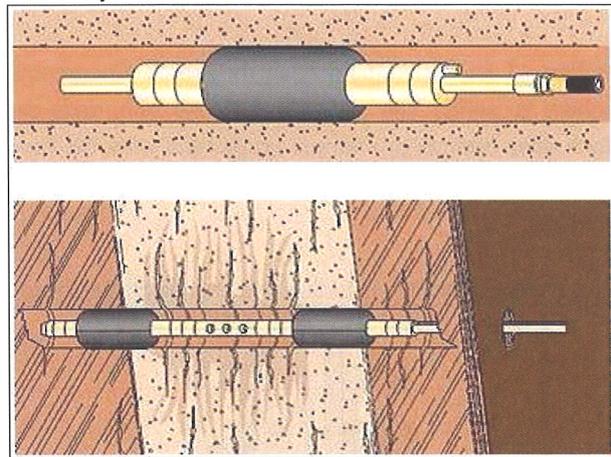
Bild 7: Mechanische Packer



Hydraulische oder pneumatische Packer (Bild 8) erreichen ihre Wirkung dadurch, dass ein Gummischlauch rund um das Injektionsrohr mittels hohen Wasser- oder Luftdrucks aufgebläht wird. Dafür ist ein separater dünner Schlauch bis zum Packer notwendig. Für lokal begrenzte Injektionen können auch hydraulische / pneumatische

Doppelpacker verwendet werden, welche das Bohrloch auch nach vorne abdichten und somit die Injektion auf einen genau definierten Bereich des Bohrlochs beschränken (vgl. Bild 8 unten).

Bild 8: Hydraulische / Pneumatische Packer



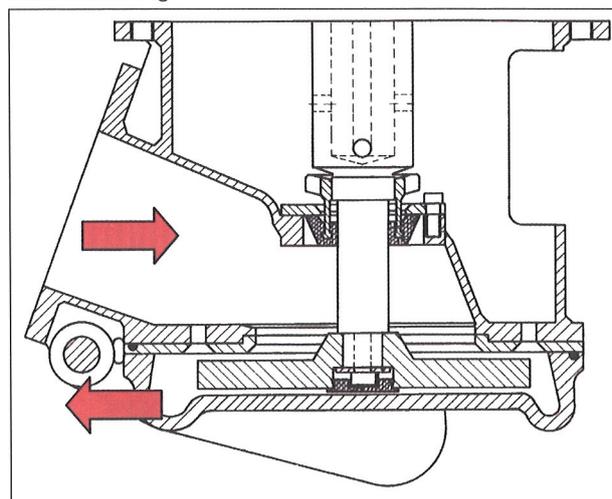
4.3 Mischeinrichtungen

Für einkomponentige Injektionen muss das Injektionsgut vor dem Pumpen durch Mischen hergestellt werden.

Für zementöse Injektionsmittel ist dazu eine Mischung bei hoher Drehzahl und Scherrate notwendig, um die optimale Benetzung sämtlicher Zementkörner zu erreichen und alle gebildeten Klümpchen aufzulösen. Es werden dafür so genannte Kolloidmischer eingesetzt, welche Drehzahlen von etwa 1500 – 2000 U/min aufweisen.

Dabei gibt es zwei unterschiedliche Mischmechanismen. Einerseits kann die geforderte hohe Scherrate dadurch erreicht werden, dass die Suspension durch den engen Raum zwischen Rotor und Stator gepresst wird (Bild 9).

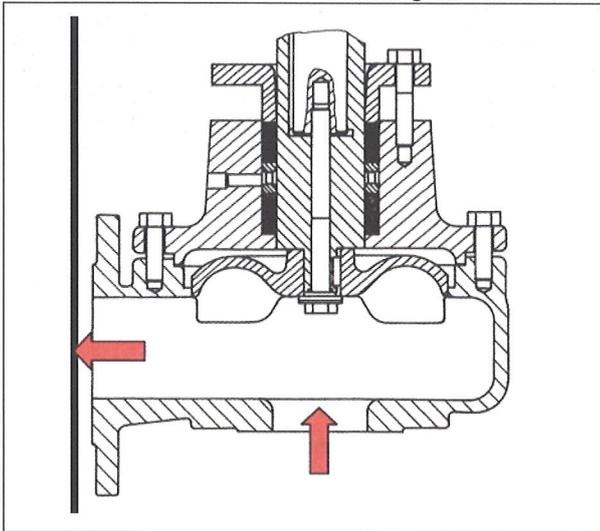
Bild 9: Kolloidmischer Mischwirkung durch mechanische Scherung



Andererseits gibt es die Möglichkeit, dass die geforderte Mischwirkung durch die Bildung von intensiven Turbulenzen erreicht wird (Bild 10). Diese Variante ist vor allem dann vorzuziehen, wenn dem Injektionsgut Sand oder anderes Füllmaterial beigegeben wird. Gegenüber der in Bild 9 dargestellten Variante ist dann die Abnutzung viel geringer.

In Bild 11 ist der Aufbau eines möglichen Chargenmischers zu sehen. Die Leistung sollte so sein, dass der Tank etwa dreimal pro Minute umgewälzt wird. So kann eine Charge des Gemischs in etwa 4 bis 5 Minuten erstellt werden.

Bild 10: Kolloidalmixer mit Mischwirkung durch Turbulenz



Nach Fertigstellen der Charge muss diese zur Lagerung in einen Tank mit Rührwerk gepumpt werden, wo sie ständig in Bewegung gehalten wird. Aus diesem Tank kann die Injektionspumpe direkt versorgt werden. Mit einem solchen Aufbau kann ein kontinuierliches Injizieren trotz chargenweisem Erstellen der Mischungen gewährleistet werden.

Bild 11: Chargenmischer aus Tank und Kolloidalmischer

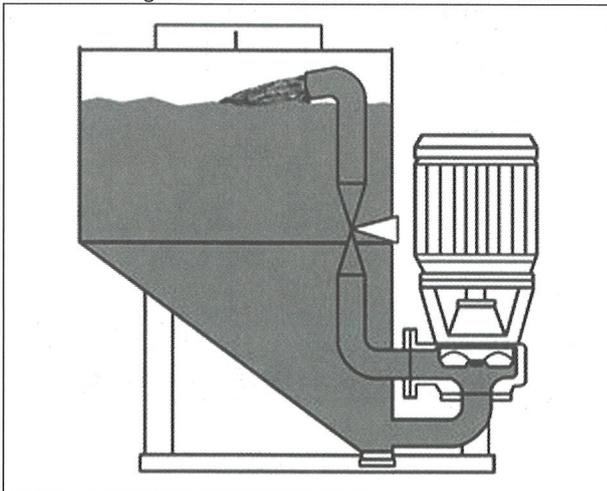


Bild 12: Kompaktanlage mit Mischer, Tank mit Rührwerk und Injektionspumpe



4.4 Injektionspumpen

Für Injektionen im Tunnelbau sind im Gegensatz zu anderen Anwendungen häufiger viel höhere Pumpendrucke notwendig. Einerseits resultiert dies aus den teilweise hohen angetroffenen Drücken im Grundwasser, welchen mit der Injektion entgegengewirkt werden muss. Andererseits können die hohen Drücke überhaupt erst angewendet werden, ohne das Bodengefüge massgeblich zu beschädigen, wenn die Überdeckung genügend gross ist.

Exzentrerschnepumpen, welche sonst sehr üblich sind für Injektionen zementöser Suspensionen, kommen im Tunnelbau kaum zum Einsatz, da sie nicht die notwendigen Drücke und Leistungen bringen.

Zum Einsatz kommen meist Kolbenpumpen oder Plungerpumpen. Üblich sind maximale Pumpendrucke bis ca. 200 bar und Pumpleistungen von bis zu 13 m³/h. Plungerpumpen weisen gegenüber den Kolbenpumpen den Vorteil auf, dass für die gleiche Pumpe verschiedene Plungergrößen erhältlich sind. Sie können innerhalb weniger Minuten auf der Baustelle gewechselt und somit die Leistung der Pumpe schnell entsprechend den Anforderungen angepasst werden.

Für Injektionsmittel mit sehr kurzer Reaktionszeit kommen häufig 2-Komponentenpumpen zum Einsatz. Dabei werden die beiden Komponenten bis kurz vor den Packer separat gefördert. Dort kommen die beiden Komponenten zusammen und werden durch einen Statikmischer gepresst, bei dessen Durchlaufen sich die beiden Komponenten zum homogenen fertigen Injektionsgut durchmischen. Es versteht sich von selbst, dass die Pumpe genau eingestellt sein muss, damit die beiden Komponenten im richtigen Verhältnis (üblicherweise 1:1) zueinander gefördert werden.

Bild 13: Funktionsprinzip Kolbenpumpe

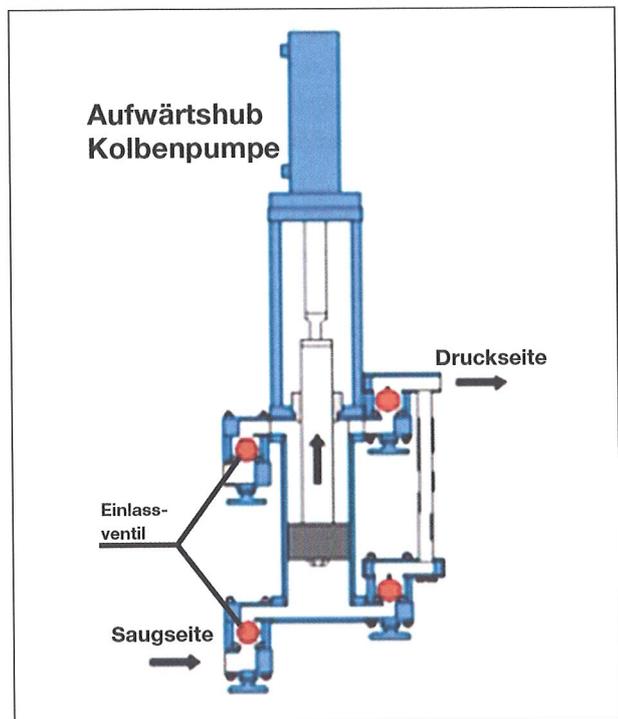
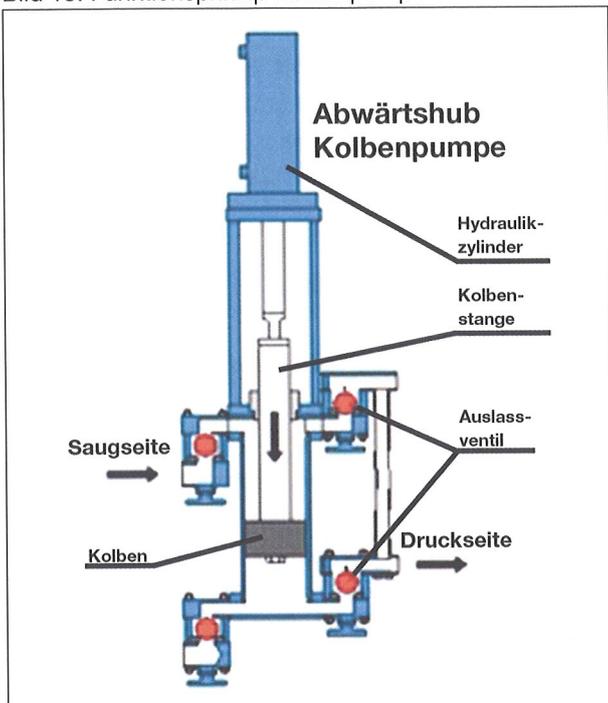


Bild 14: Schema Doppelplungerpumpe

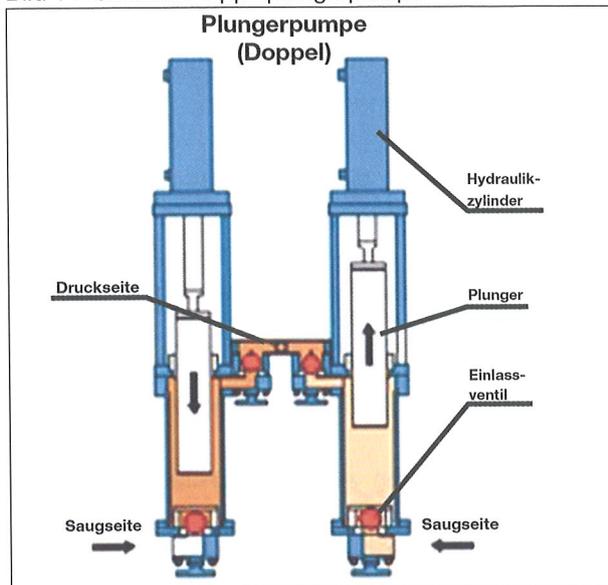
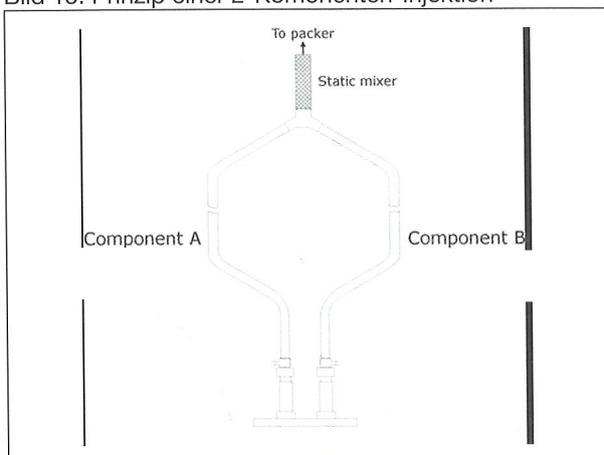


Bild 15: Prinzip einer 2-Komponenten-Injektion



Um die Qualität der Injektion zu überprüfen ist empfohlen, möglichst viele Parameter jeder einzelnen Injektion aufzuzeichnen. Bei modernen Geräten ist eine elektronische Aufzeichnung von Druck und Fördermenge über die Zeit Standard.

5. Produktvergleich und -auswahl

5.1 Eindringvermögen

Damit das Injektionsgut in die Poren des zu injizierenden Bodens eindringen kann, muss die Viskosität bzw. das Eindringvermögen auf die Korngrößenverteilung des Bodens abgestimmt sein. Je feiner der Boden und seine Hohlräume, desto kleiner soll die Viskosität des Injektionsguts sein.

Bild 16 gibt nur einen groben Anhaltspunkt über die Anwendungsgebiete der unterschiedlichen Materialien. So variieren die Eigenschaften der unterschiedlichen Polyurethane und entsprechend auch ihre Anwendungsbereiche.

Wichtig für Injektionen ist, dass die Pumpe das gewünschte Druckniveau während eines Pumpstosses nie überschreitet. Selbst eine kurze Zeit mit erhöhtem Injektionsdruck kann fatal sein. Es kann die Struktur des Bodens zerstört werden oder es können Hebungen an der Oberfläche entstehen, die Schäden an Gebäuden oder Infrastrukturbauten verursachen. Pumpen der aktuellen Generation weisen Steuerungen auf, welche dies problemlos regeln.

Auch bei zementösen Systemen variiert das Penetrationsvermögen und ist abhängig von Korngrösse, W/Z-Verhältnis, den verwendeten Zusatzmitteln, dem Mischvorgang sowie den Temperaturverhältnissen.

Als Anhaltspunkte für die Injizierbarkeit von Boden und Fels sind folgende Kennwerte üblich:

D15 = Korndurchmesser bei 15 Masse-% Siebdurchgang des Bodens

W = Lichte Spaltweiten im Boden oder Fels

K = Durchlässigkeitskoeffizient für Boden oder Fels

Die unterschiedlichen Anfangsviskositäten der Injektionsmaterialien sind in Bild 17 ersichtlich. Beachtenswert ist auch das unterschiedliche Verhalten der Viskosität bei tiefen Temperaturen. So reagieren zementöse Systeme im Vergleich zu den Kunstharzen etwas weniger empfindlich auf eine Senkung der Temperatur, im Hinblick auf die Viskosität. Insbesondere bei Polyurethanen ist bei tiefen Temperaturen mit einem starken Anstieg der Viskosität zu rechnen.

Bild 16: untere Anwendungsgrenzen verschiedener Injektionsgüter in Lockergesteinsböden

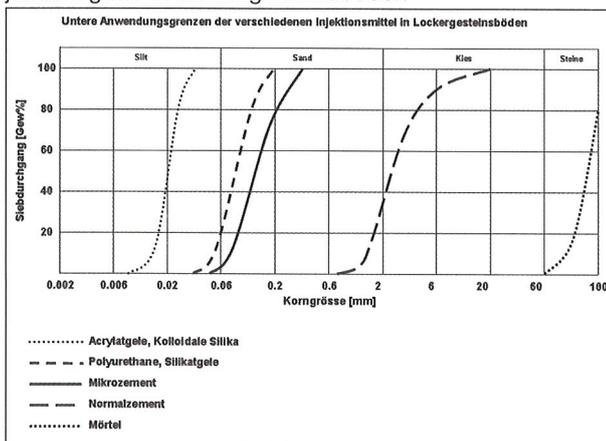
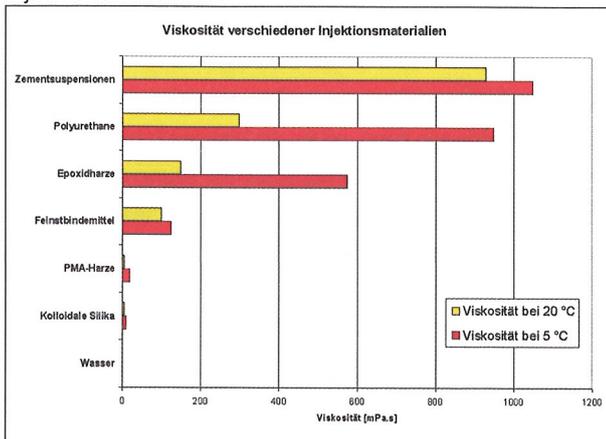


Bild 17: Viskositäten der verschiedenen Injektionsmaterialien



Beim Vergleich der Bilder 16 und 17 ist ersichtlich, dass nicht die Viskosität alleine über die Penetrationsfähigkeit der Injektionsgüter entscheidet. So sind bei den Feinstbindemitteln eher das Grösstkorn der limitierende Faktor, auch wenn die gemessene Viskosität eigentlich eine noch bessere Penetration vermuten liesse.

5.2 Grundwassersituation

Als nächster Punkt sollte die Grundwassersituation in Betracht gezogen werden.

Für Wasserstopp-Injektionen gegen stark drückendes Grundwasser sind schnell reagierende Schäume am effizientesten. Als wichtigste Materialien kommen dafür meistens Polyurethan- oder Organomineralschäume zum Einsatz. Beide reagieren beim Kontakt mit Wasser zu einem stark expandierenden Schaum, der auch stark drückendes Grundwasser temporär zu stoppen vermag.

Eine andere Möglichkeit ist zementöse Injektionen mit einem Erstarrungsbeschleuniger im Packer zu mischen, um den Zement sehr schnell erhärten zu lassen.

Zur permanenten Abdichtung werden vorzugsweise Gele eingesetzt, welche eine grössere Elastizität und bessere Dichtigkeit aufweisen als die wasserstoppenden Schäume. Abdichtende Gele sind auf PMA- Polyurethan-, oder Silikatbasis erhältlich.

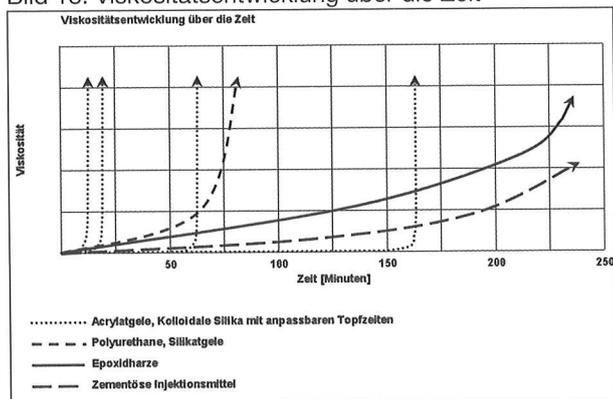
Häufig werden auch rein zementöse Systeme zur Abdichtung eingesetzt. In einer ersten Injektionsstufe mit einer Normalzementsuspension werden grössere Hohlräume und Risse verfüllt. In einer zweiten Stufe kommt Mikro- als Bindemittel zum Einsatz. Da die zementösen Injektionen den Boden auch stark verfestigen und die Bewegungen im Boden minimieren, können sie trotz der geringen Elastizität des Systems eine gute Dichtigkeit erreichen.

5.3 Verarbeitbarkeitsdauer

Die Eigenschaften der verschiedenen Materialien verhalten sich über die Zeit ziemlich unterschiedlich. So nimmt die Viskosität von zementösen Systemen und Polyurethanen über die Zeit stets zu und erreicht irgendwann eine Grenze, wo die Gefahr von Verstopfungen in den Schläuchen oder Hohlräumen zunimmt. Es kann also nur anhand von Erfahrungswerten eine Begrenzung der Viskosität die Verarbeitungszeit bestimmen.

Bei PMA-Lösungen bleibt die Viskosität über die eingestellte Verarbeitungszeit beinahe konstant und nimmt dann ab Beginn der Reaktion schlagartig zu. Qualitativ ist dies ersichtlich in Bild 19.

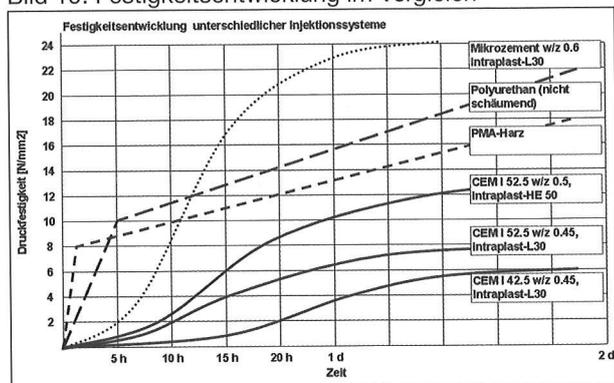
Bild 18: Viskositätsentwicklung über die Zeit



5.4 Festigkeitsentwicklung

Um eine Verfestigung oder Versteifung des injizierten Bodens zu erreichen, ist eine schnelle Entwicklung der Festigkeit erwünscht. In Bild 19 sind die Entwicklungen der Festigkeit unterschiedlicher Materialien ersichtlich. Dar aus ist klar ersichtlich, dass Injektionen mit Normalzement schon gegenüber Feinstbindemitteln die häufig angestrebte Druckfestigkeit von 8 N/mm² erst 10 Stunden später erreichen. Bei speziell für Verfestigungen entwickelten Polyurethanen oder PMA-Harzen kann die gewünschte Druckfestigkeit sogar schon nach 2–4 Stunden erreicht werden. Die höheren Materialkosten können sich so sehr schnell rechtfertigen, wenn die gewonnene Zeit für Vortriebsarbeiten genutzt werden kann.

Bild 19: Festigkeitsentwicklung im Vergleich



5.5 Andere Faktoren

Neben den oben genannten Auswahl- und Vergleichskriterien, welche meistens berücksichtigt werden müssen, kann es noch spezielle Kriterien geben, welche nur bei gewissen Randbedingungen im Projekt Berücksichtigung finden.

Als Beispiel sei hier der Fall einer verfestigenden Injektion für eine TBM genannt. In diesem Fall soll der Baugrund vor der TBM verfestigt werden, der Injektionskörper darf aber die Vortriebsleistung der TBM nicht stark vermindern. Hierfür kommen vorzugsweise relativ spröde Polyurethane oder Organomineralharze zum Einsatz, welche durch das Schneidrad ohne merklichen Mehraufwand abgetragen werden können.

6. Zusammenfassung

Bei der Vielzahl an angebotenen Injektionsmaterialien ist bei der Auswahl einer ökonomischen Injektionslösung nicht allein der Materialpreis massgebend. Die Materialeigenschaften sollten projektbezogen festgelegt werden und für den vorgesehenen Bauablauf optimiert werden. Am günstigsten schneiden Injektionslösungen ab, welche möglichst kurze Verzögerungen des Vortriebs ermöglichen. Als Schlüsselparameter zur Erreichung dieses Ziels können einerseits ein gutes Eindringvermögen und somit eine hohe Pumpleistung angeführt werden, andererseits auch eine günstige Festigkeitsentwicklung, welche es erlaubt bereits wenige Stunden nach Abschluss der Injektionen bereits den Vortrieb wieder aufzunehmen.

7. Referenzen

- [1] H-J. Lang, J. Huder, P. Ammann, 1996. Bodenmechanik und Grundbau. Springer, Berlin Heidelberg New York.
- [2] B. Schulze, 2002. Merkblatt für Einpressarbeiten mit Feinstbindemitteln im Lockergestein. Bautechnik 79 (2002), Heft 8 und Heft 9.
- [3] Ch. Kutzner, 1991. Injektionen im Baugrund. F. Enke Verlag, Stuttgart.

EIN TECHNISCHES MEISTERWERK | EINE WELTUMSPANNENDE PARTNERSCHAFT

Für technische Meisterwerke unter Boden oder über Wasser.

Für manche Projekte braucht es eine mutige Vision. Unsere eigenen Fachleute und das Know-how im Allianz-Konzern tragen dazu bei, diese zu realisieren. Wir bieten Ihnen für Ihre Risikomanagementlösungen unser Spezialwissen und eine Partnerschaft, auf die Sie sich verlassen können. www.allianz-suisse.ch

Allianz Suisse. Versicherungen von A – Z.

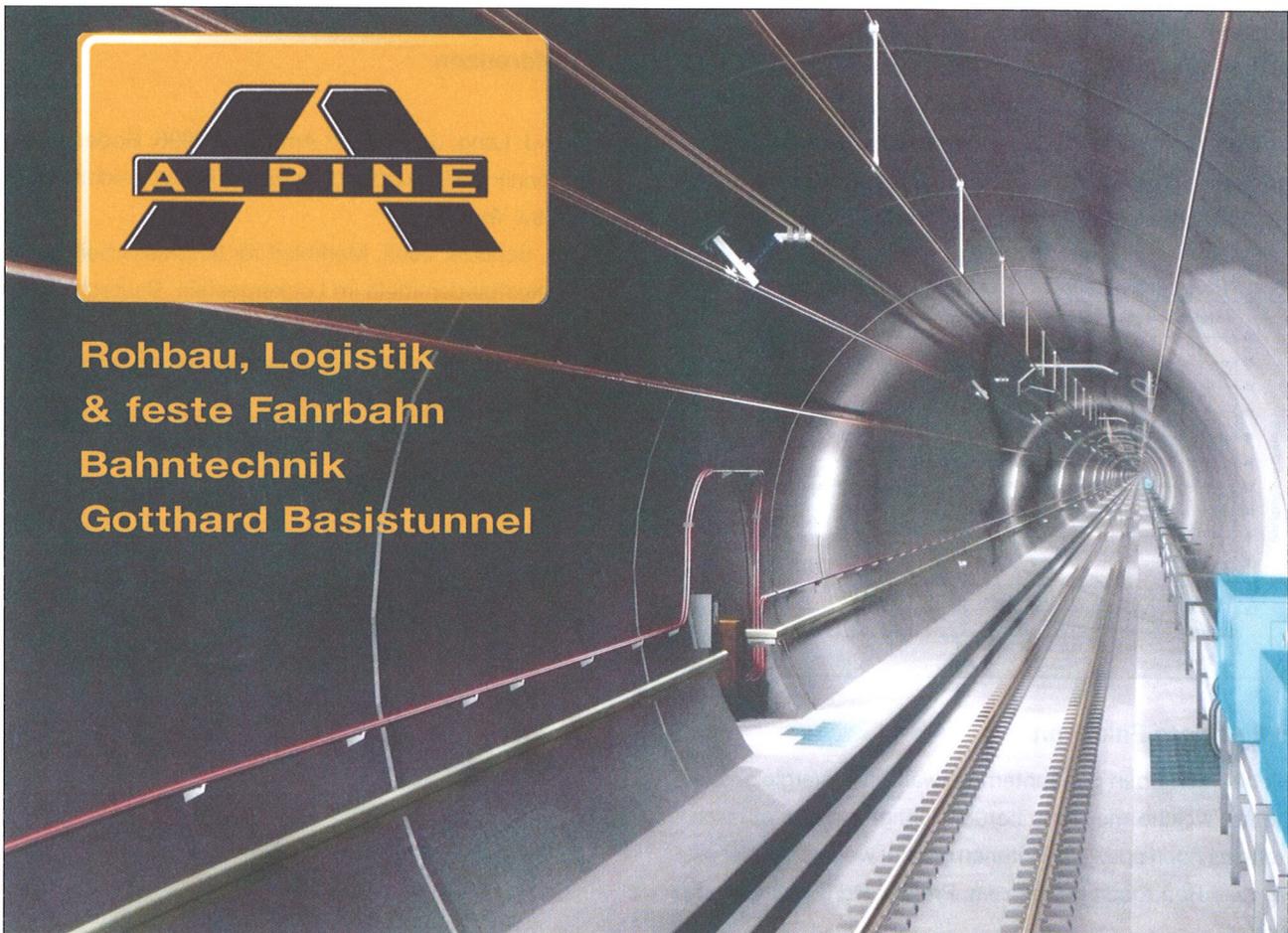
Allianz 
Suisse

Allianz Suisse
Technische Versicherungen
Hohlstrasse 552, 8048 Zürich
Tel. 058 358 71 11, Fax 058 358 40 42

Incheon Brücke, Seoul, Südkorea



**Rohbau, Logistik
& feste Fahrbahn
Bahntechnik
Gotthard Basistunnel**



Perspektiven unter Tag

Die Amberg Gruppe: Einmalige Kompetenz im Untertagbau



Amberg Engineering AG
Telefon +41 44 870 91 11
www.amberg.ch



Amberg Technologies AG
Telefon +41 44 870 92 22
www.amberg.ch



VersuchsStollen Hagerbach AG
Telefon +41 81 725 31 71
www.hagerbach.ch



Aon – Ihr kompetenter Partner im Baugewerbe

Wir sprechen Ihre Sprache.

Aon (Schweiz) AG ist Ihr kompetenter Partner für Fragen rund um die Risikobewältigung im Bau. Wir kennen die Eigenheiten der Branche und sind in der Lage, kreative und massgeschneiderte Versicherungslösungen zu realisieren. Als führender Versicherungsbroker bewältigen wir mit Ihnen die Herausforderungen Ihres Unternehmens und Ihrer Projekte.

Aon (Schweiz) AG
Bederstrasse 66
Postfach
CH-8027 Zürich
Tel. +41 44 925 22 11
Fax +41 44 925 22 00

www.aon.ch

Aon (Suisse) SA
Route François Peyrot 12
Case postale 336
CH-1215 Genève 15 Aéroport
Tel. +41 22 827 07 00
Fax +41 22 827 07 70

Innovativ — Unabhängig — Führend

Zimmerberg-Basistunnel, Zürich–Thalwil (CH)

Duchmesserlinie, Zürich (CH)

AlpTransit Gotthard, Altdorf/Rynächt (CH)

Wienerwaldtunnel, Wien–St.Pölten (A)

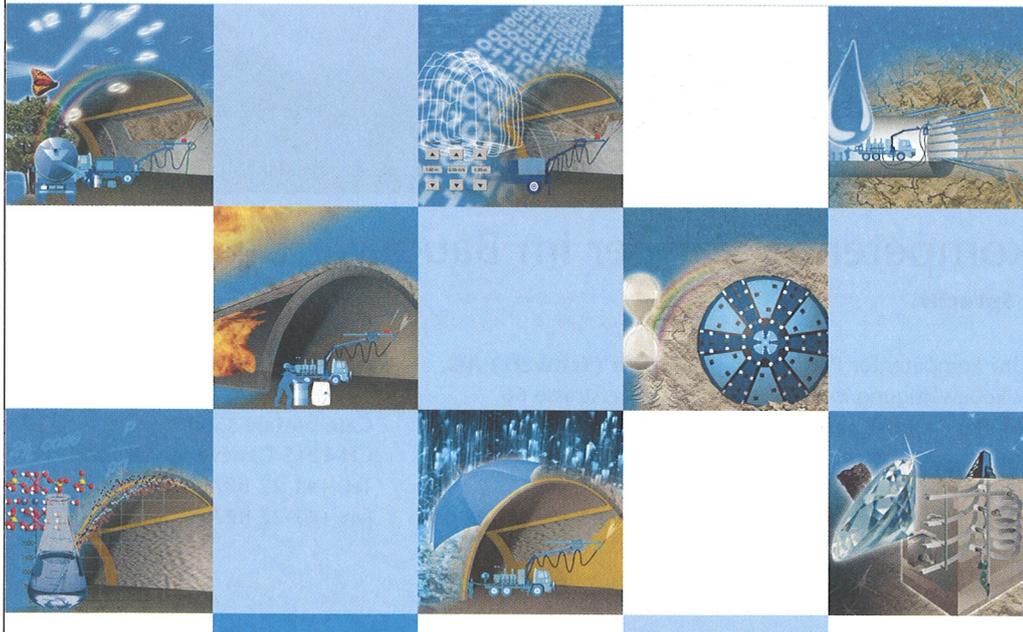
Koralmtunnel, Graz–Klagenfurt (A)

www.bhz.ch

Basler & Hofmann

Untertagbau

BASF
The Chemical Company



BASF Construction
Chemicals Europe AG
Vulkanstrasse 110
CH-8048 Zürich
www.basf-admixtures.ch
Tel. +41 58 958 22 11
Fax +41 58 958 32 55

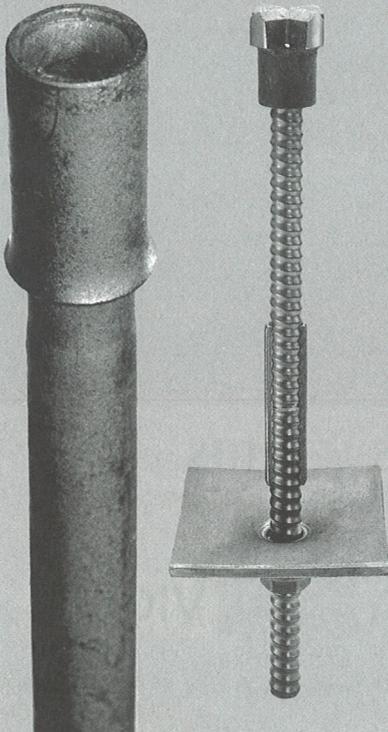
Büro Ecublens:
Tel. +41 58 958 20 91

TUNNELLING + MINING

belloli

ANKER-SYSTEME

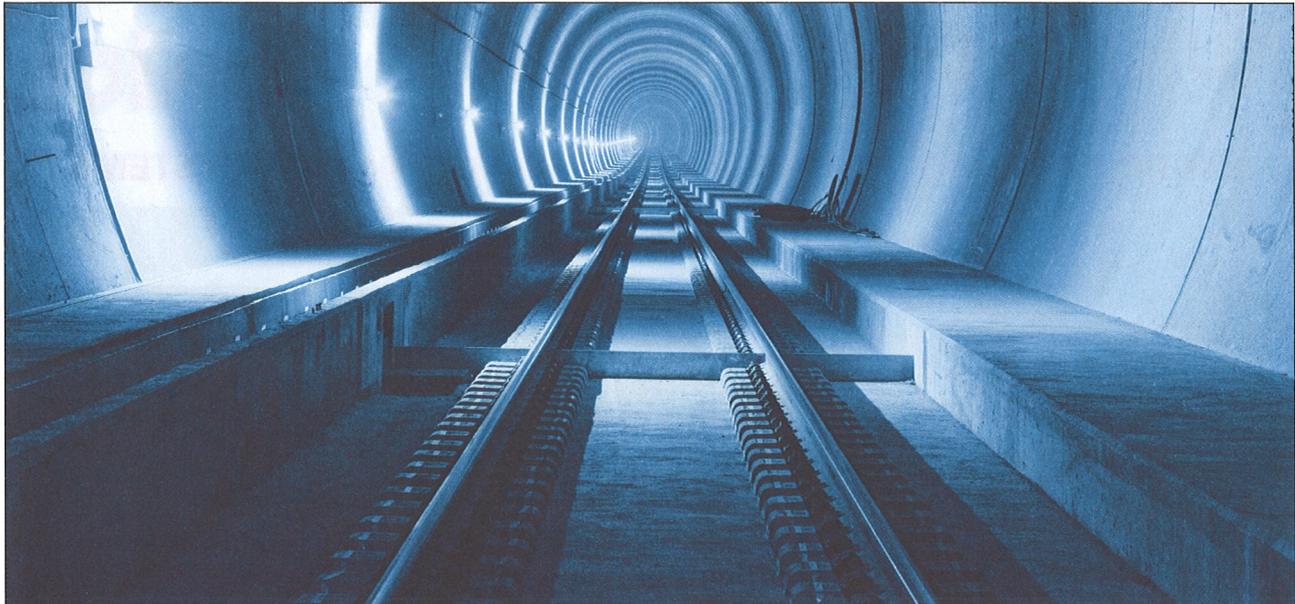
RAD- UND PNEUTRANSPORT-SYSTEME



BELLOLI SA CH-6537 GRONO

Tel. ++41(0)91 820 38 88 - Fax ++41(0)91 820 38 80
e-mail: belloli@belloli.ch - Internet: www.belloli.ch

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
|  | Consorzio TAT Tunnel AlpTransit – Ticino, Bodio Lotto 554 / Faido Lotto 452 | | | |
|  |  |  |  |  |



Successful products for track systems

TF TRIBETON®

a brand of CREABETON MATERIAUX AG
www.tribeton.ch



VIGIER

VIGIER CEMENT AG
www.vicem.ch



Frutiger

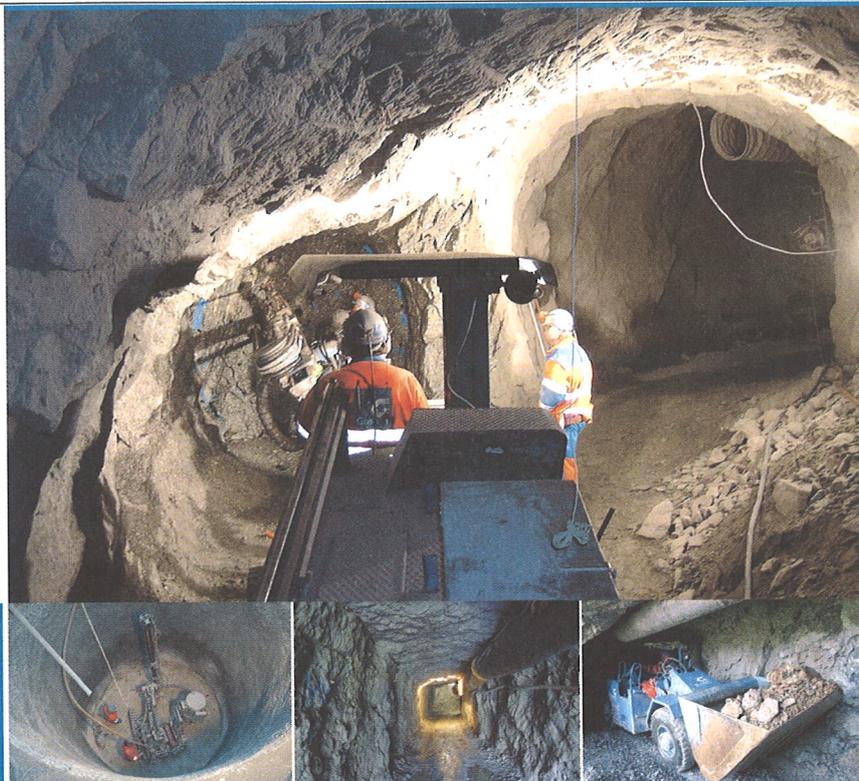
BAUEN FÜR MORGEN

Wir bauen (fast) alles – von der Gartenmauer bis zum Gotthardbasistunnel

Ob Teilleistungen oder umfassende Gesamtlösungen: Wir sind Ihr idealer Partner für alle Bauvorhaben, von **Hochbau, Strassenbau, Tief- und Untertagebau** über **Projektentwicklung, Engineering** bis zur **Generalunternehmung**.

FRUTIGER AG

Frutigenstrasse 37
CH-3601 Thun
www.frutiger.com



Gasser Felstechnik AG
6078 Lungern
Tel. 041 679 77 77
www.felstechnik.ch

**Kleinprofile | Vertikal- und Schrägschachtbau
Profilaufweitungen und Nischen | Stollen- und Tunnelbau**

HERRENKNECHT AG | UTILITY TUNNELLING | TRAFFIC TUNNELLING



WIR FINDEN EINEN WEG. IMMER.

Die Herrenknecht AG ist Technologie- und Marktführer im maschinellen Tunnelvortrieb. Als einziger Vollsormenter weltweit liefert Herrenknecht Hightech-Tunnelbohranlagen für alle Baugründe und in allen Durchmessern – von 0,10 bis 19 Meter.

Mit den maßgeschneiderten Maschinen von Herrenknecht werden rund um den Globus sowohl Rohrleitungssysteme für Wasser und Abwasser, für Gas oder Öl (Utility Tunnel-

ling) als auch Tunnelanlagen für den Auto-, U-Bahn- und Zugverkehr (Traffic Tunnelling) erschlossen. Unsere Vortriebsmaschinen treiben den längsten Eisenbahntunnel der Welt und die größten Metrolinien voran. Sie helfen, Gewässer zentimetergenau zu unterqueren und Pipelines quer durch Kontinente zu verlegen.

Dabei versteht sich Herrenknecht während des gesamten Projektablaufs als Partner

im Teamwork Tunnelling. Entsprechend ergänzen umfassende Serviceleistungen rund um den Tunnelvortrieb unser Angebot.

Zum Herrenknecht Konzern gehören über 2.500 Mitarbeiter und 49 Tochter- und geschäftsnaher Beteiligungsgesellschaften, zum Beispiel auch für Logistiklösungen oder Tiefbohranlagen. Wir finden immer einen Weg. Gemeinsam mit unseren Kunden.

Herrenknecht AG
D-77963 Schwanau
Tel. +49 7824 302-0
Fax +49 7824 3403
marketing@herrenknecht.de

www.herrenknecht.de

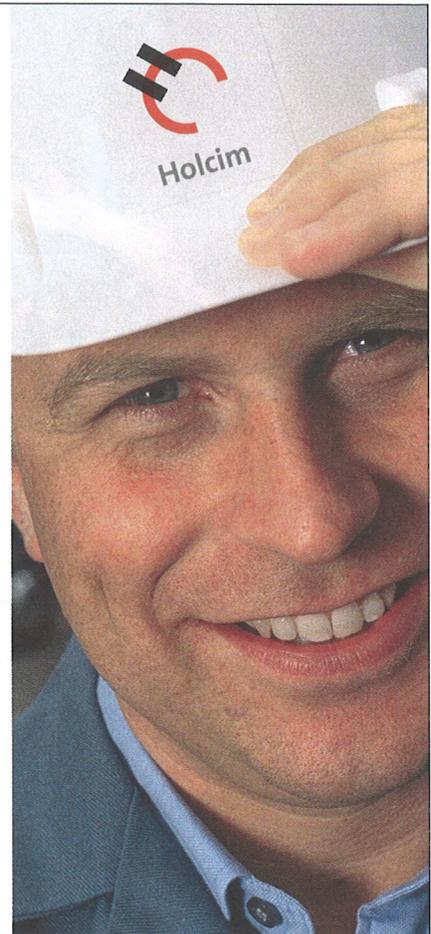




Einsatzbereite
Leute unter einem
guten Namen

Wer Holcim sagt, meint hochwertigen Zement,
Kies und Beton. Und wer mit Holcim zu tun hat,
darf sich auf verbindliche Kontakte freuen.

Holcim (Schweiz) AG
Hagenholzstrasse 83
CH-8050 Zürich
Telefon 058 850 62 15
Telefax 058 850 62 16
marketing-ch@holcim.com
www.holcim.ch



**ERHALTUNG
TUNNELBAU
BAHNTECHNIK
INGENIEURTIEFBAU**

**UNTERTAGBAU
SPEZIALTIEFBAU
BRÜCKENBAU
BAUGRUBEN**



Implenia®

Implenia Bau AG Bahnhofstrasse 24 CH-5001 Aarau Tel. +41 62 832 04 00

www.implenia-bau.com



IUB

IUB INGENIEUR-UNTERNEHMUNG AG

Schweizer Qualitätszement aus Wildegg

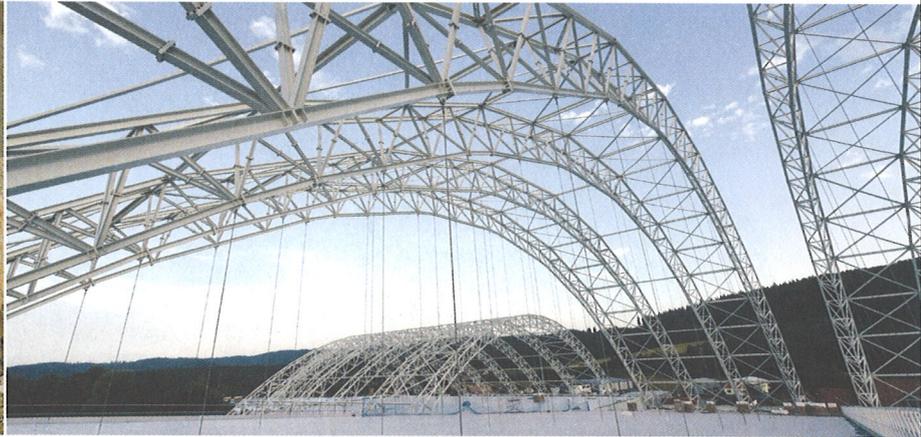
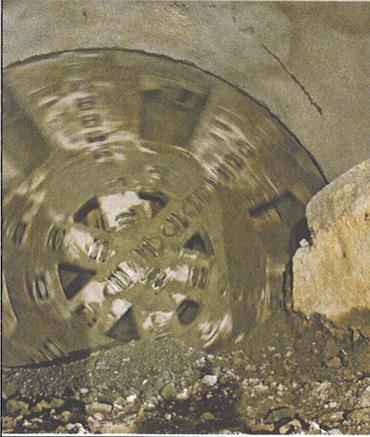


jc

jura cement

Jura-Cement-Fabriken CH-5103 Wildegg
Tel. 062 88 77 666 · Fax 062 88 77 669
www.juracement.ch

Marti Holding AG
Bauunternehmungen

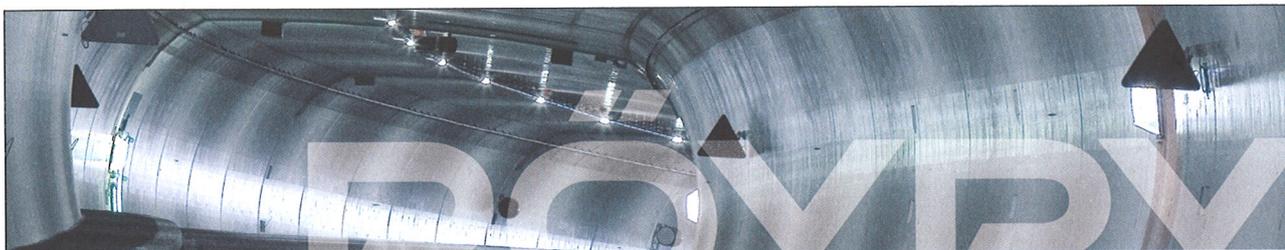


Marti baut

Ihr Spezialist für Grossprojekte in den Bereichen Tunnelbau, Spezialtiefbau und Infrastrukturbau.

Marti Holding AG Bauunternehmungen Freiburgstrasse 133 CH-3000 Bern 5
Tel. +41 31 388 75 75 Fax +41 31 388 75 01 www.martiag.ch info@martiag.ch





Von der Idee bis zur Umsetzung für Sie da

Über 1000 Kilometer in Tunnels, Schächten und Stollen – das ist unsere Erfahrung.

Wir planen, projektieren und begleiten den Bau und die Sanierung von Strassen- und Eisenbahntunnels, Wasserversorgungsstollen und Kavernen. Vom Vortrieb bis zur elektromechanischen Ausrüstung und der Belüftung – alles aus einer Hand.

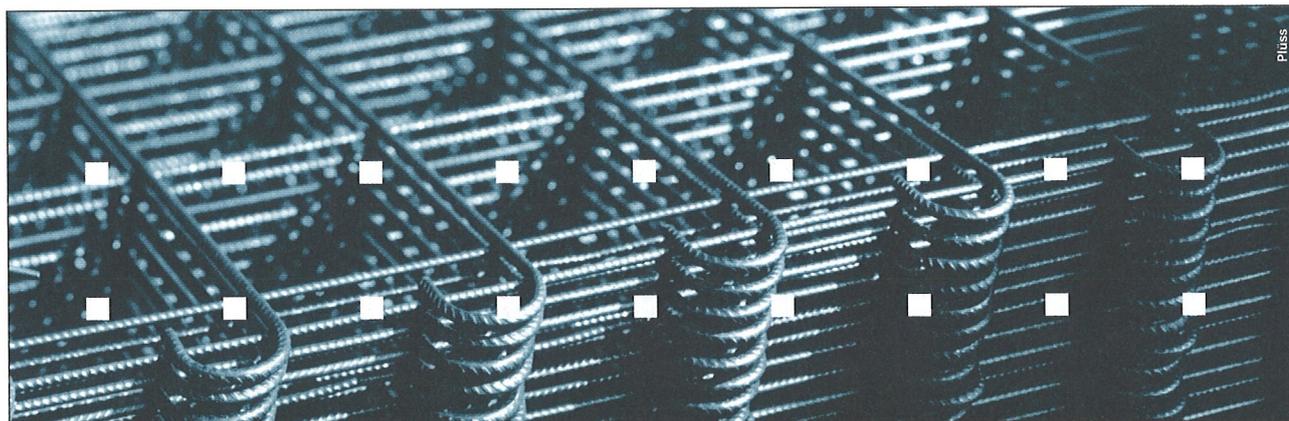
Pöyry Infra AG

Hardturmstr. 161, Postfach, 8037 Zürich, Telefon +41 44 355 55 55, infra.ch@poyry.com



Competence. Service. Solutions.

www.poyry.ch



Rüstig. Unsere Bewehrungssysteme stärken jahrzentelang schon Bauten und sind kein bisschen müde. **Ruwa – unauffällig und zäh.**

RUWA Drahtschweisswerk AG
3454 Sumiswald

www.ruwa-ag.ch





Mit Sicherheit richtig befestigt:

fischer 
BEFESTIGUNGSSYSTEME

**Wir bringen Licht ins Dunkle mit
fischer-Befestigungssystemen**

SFS unimarket AG | Befestigungstechnik
CH-6343 Rotkreuz | www.sfsunimarket.biz
tma@sfsunimarket.biz | T 041 798 25 24

SFS unimarket

Sika Know-how

**Sika – der verlässliche Partner für
Neubau und Sanierung im Tunnelbau**

- Betonherstellung ■
- Spritzbeton ■
- Abdichtung (Folien) ■
- Maschinen ■
- Betonsanierung ■
- Brandschutz ■
- Anstriche ■

Sika 

www.sika.ch



TRANSCO

ARGE TRANSCO, Sedrun

transtec  *gotthard*

Transtec Gotthard ist der erfahrene Partner für Bahntechnik im Tunnel.



atel

Balfour Beatty
Rail

Alcatel-Lucent 
THALES




Kumler+Matter


PÖYRY


SCHEUCHZER


Burkhalter

Finanzberatung beim Tunnelbau.

Auch in Finanzfragen sind eine sorgfältige Analyse, eine zweckmässige Risikoabsicherung und eine reibungslose Abwicklung wichtig. Gerne stehen wir Ihnen als erfahrener Partner zur Seite und unterbreiten Ihnen Lösungen, die auf Ihre Bedürfnisse abgestimmt sind.

Willkommen bei UBS

www.ubs.com/businessbanking

You & Us



© UBS 2008. Alle Rechte vorbehalten.



WALO-Untertagbau: unterwegs für den Hochwasserschutz.

Walo Bertschinger AG
Untertagbau
Postfach 1155, CH-8021 Zürich
Telefon +41 44 745 23 11
Telefax +41 44 740 31 40
untertagbau@walo.ch
www.walo.ch



Dokumentationen/Documentations

Haustechnik und Energie / Installations techniques et énergie dans le bâtiment

| | | |
|--------|------|--|
| D 0135 | 1997 | Handbuch für Kommunikationssysteme – Teil 2: Wegleitung für Bauherren und Architekten |
| D 0179 | 2003 | Energie aus dem Untergrund – Erdreichspeicher für moderne Gebäudetechnik |
| D 0190 | 2005 | Nutzung der Erdwärme mit Fundationspfählen und anderen erdberührenden Betonbauteilen – Leitfaden zu Planung, Bau und Betrieb |
| D 0190 | 2005 | Utilisation de la chaleur du sol par des ouvrages de fondation et de soutènement en béton – Guide pour la conception, la réalisation et la maintenance |
| D 0214 | 2006 | Elektrische Energie im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/4 |
| D 0221 | 2007 | Thermische Energie im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/1:2007 |
| D 0225 | 2008 | Heizen und Kühlen mit geothermischer Energie |

Grundlagen / Bases

| | | |
|--------|------|--|
| D 0165 | 2000 | Kennzahlen im Immobilienmanagement |
| D 0165 | 2001 | Indices pour le management de l'immobilier |
| D 0174 | 2003 | Modelle der Zusammenarbeit: Erstellung und Bewirtschaftung eines Bauwerkes |
| D 0199 | 2004 | Wirtschaftlichkeitsrechnung für Investitionen im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 480 |
| D 0204 | 2004 | Vergabe von Planeraufträgen – Empfehlungen für die Bereiche Architektur, Ingenieurwesen und für verwandte Branchen |
| D 0206 | 2005 | Stundenaufwandermittlung 2004 / Enquête sur les temps nécessaire en heures 2004 |
| D 0207 | 2006 | Lohnerhebung 2006 / Enquête sur les salaires 2006 |
| D 0213 | 2005 | Finanzkennzahlen für Immobilien / Ratios financiers pour les immeubles |
| D 0218 | 2006 | Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 2005 / Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 2005 |

Ingenieurbau / Génie civil

| | | |
|--------|------|---|
| D 0143 | 1997 | AlpTransit: Das Bauprojekt – Schlüsselfragen und erste Erfahrungen |
| D 0149 | 1998 | Überwindung von geologisch bedingten kritischen Ereignissen im Tunnelbau Maîtrise d'accidents géologiques dans la construction de tunnels |
| D 0159 | 2000 | Instandsetzung von Tunneln |
| D 0169 | 2001 | Risiko-Management im Untertagbau. Tunnelvortriebe im Raum Zürich |
| D 0173 | 2002 | Neues aus der Brückenforschung / Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts |
| D 0177 | 2002 | AlpTransit-Tagung 2002 – Fachtagung für Untertagbau (Band 1) |
| D 0180 | 2004 | Fachbegriffe der Tragwerksnormen – Terminologie und Definitionen Termes techniques des normes sur les structures porteuses – Terminologie et définitions |
| D 0181 | 2003 | Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Einführung in die Normen SIA 260 und 261 |
| D 0181 | 2003 | Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261 |
| D 0182 | 2003 | Betonbau – Einführung in die Norm SIA 262 |
| D 0182 | 2003 | Construction en béton – Introduction à la norme SIA 262 |
| D 0183 | 2003 | Stahlbau – Einführung in die Norm SIA 263 |
| D 0183 | 2003 | Construction en acier – Introduction à la norme SIA 263 |
| D 0184 | 2003 | Stahl-Beton-Verbundbau – Einführung in die Norm SIA 264 |
| D 0184 | 2003 | Construction mixtes acier-béton – Introduction à la norme SIA 264 |
| D 0185 | 2003 | Holzbau – Einführung in die Norm SIA 265 |
| D 0185 | 2003 | Construction en bois – Introduction à la norme SIA 265 |
| D 0186 | 2003 | Mauerwerk – Einführung in die Norm SIA 266 |
| D 0186 | 2003 | Construction en maçonnerie – Introduction à la norme SIA 266 |
| D 0187 | 2003 | Geotechnik – Einführung in die Norm SIA 267 |
| D 0187 | 2003 | Géotechnique – Introduction à la norme SIA 267 |
| D 0188 | 2006 | Wind – Kommentar zum Kapitel 6 der Normen SIA 261 und 261/1 (2003) Einwirkungen auf Tragwerke |
| D 0191 | 2004 | Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Bemessungsbeispiele zu den Normen SIA 260 und 261 |
| D 0191 | 2004 | Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Exemples de dimensionnement selon les normes SIA 260 et 261 |
| D 0192 | 2004 | Betonbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262 |
| D 0192 | 2004 | Construction en béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 262 |
| D 0193 | 2004 | Stahlbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 263 |
| D 0193 | 2004 | Construction en acier – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 263 |
| D 0194 | 2004 | Stahl-Beton-Verbundbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 264 |
| D 0194 | 2004 | Construction mixte acier-béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 264 |
| D 0195 | 2003 | Holzbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 265 |
| D 0195 | 2003 | Construction en bois – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 265 |
| D 0195 | 2004 | Costruzioni di legno – Esempi di dimensionamento secondo la Norma SIA 265 |
| D 0196 | 2004 | Mauerwerk – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266 |
| D 0196 | 2004 | Construction en maçonnerie – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 266 |
| D 0197 | 2004 | Geotechnik – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267 |
| D 0197 | 2004 | Géotechnique – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 267 |
| D 0198 | 2003 | Aktuelle Probleme der Brückendynamik |
| D 0201 | 2003 | AlpTransit-Tagung 2003 – Fachtagung für Untertagbau (Band 2) |
| D 0202 | 2004 | AlpTransit-Tagung 2004 – Fachtagung für Untertagbau (Band 3) |
| D 0208 | 2005 | Berechnung der Norm-Heizlast nach Norm SIA 384.201 – Leitfaden mit Anwendungsbeispiel |
| D 0208 | 2006 | Calcul des déperditions calorifiques de base selon la norme SIA 384.201 – Guide avec exemple |
| D 0209 | 2004 | Klebebewehrung – Einführung in die Norm SIA 166 |
| D 0212 | 2005 | Verbundbrücken Stahl-Beton – Dauerhafte und innovative Tragwerke Les ponts mixtes acier-béton – Des ouvrages durables et novateurs |
| D 0215 | 2005 | AlpTransit-Tagung 2005 – Fachtagung für Untertagbau (Band 4) |
| D 0217 | 2006 | Swiss Tunnel Congress 2006 – Fachtagung für Untertagbau (Band 5) |

| | | |
|--------|------|---|
| D 0219 | 2007 | Stahl-Beton-Verbund im Hochbau – Dauerhafte und innovative Tragwerke Les bâtiments à ossature mixte acier-béton – Des ouvrages durables et novateurs |
| D 0222 | 2007 | Swiss Tunnel Congress 2007 – Fachtagung für Untertagbau (Band 6) |
| D 0223 | 2007 | Neues aus der Brückenforschung / Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts |
| D 0226 | 2008 | Tragsicherheit von Einstellhallen |
| D 0226 | 2008 | Sécurité structurale des parkings couverts |
| D 0229 | 2008 | Swiss Tunnel Congress 2008 – Fachtagung für Untertagbau (Band 7) |

Architektur / Architecture

| | | |
|--------|------|---|
| D 0163 | 2000 | Bauerneuerung – Projektieren mit Methode |
| D 0200 | 2004 | SNARC – Systematik zur Beurteilung der Nachhaltigkeit von Architekturprojekten für den Bereich Umwelt |
| D 0200 | 2004 | SNARC – Méthode pour l'évaluation de l'écologie dans les projets d'architecture |

Ökologie und Nachhaltigkeit / Écologie et développement durable

| | | |
|--------|------|--|
| D 093 | 1997 | Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493 – Erläuterung und Interpretation |
| D 0134 | 1996 | Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern |
| D 0146 | 1998 | Umweltaspekte von Beton |
| D 0151 | 1998 | Meliorationen im Einklang mit Natur und Landschaft |
| D 0151 | 1998 | Les améliorations foncières en harmonie avec la nature et le paysage |
| D 0152 | 1998 | Instrumente für ökologisches Bauen im Vergleich – Ein Leitfaden für das Planungsteam |
| D 0164 | 2000 | Kriterien für nachhaltige Bauten |
| D 0164 | 2000 | Constructions: Critères d'un développement durable |
| D 0167 | 2001 | Landschaftsgerecht planen und bauen |
| D 0167 | 2001 | Planifier et construire en respectant le paysage |
| D 0216 | 2006 | SIA Effizienzpfad Energie – Ein Projekt von Swiss Energycodes der KHE des SIA |
| D 0216 | 2006 | Objectifs de performance énergétique SIA – Un projet de Swiss Energycodes de la KHE/SIA |

Sicherheit und Schutz / Sécurité et protection

| | | |
|--------|------|--|
| D 097 | 1993 | Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke |
| D 0140 | 1996 | Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen |
| D 0145 | 1997 | Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik |
| D 0153 | 2000 | Produktedokumentation: Lärmschutzwände, Lärmschutzdämme und Absorptionsverkleidungen |
| D 0158 | 2001 | Geländer und Brüstungen – Aspekte zur Anwendung der Norm SIA 358 |
| D 0158 | 2001 | Garde-corps et allèges – A propos de l'application de la norme SIA 358 |
| D 0166 | 2001 | Wärme- und Feuchteschutz im Hochbau. Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 180 |
| D 0176 | 2002 | Gebäude mit hohem Glasanteil – Behaglichkeit und Energieeffizienz |
| D 0189 | 2005 | Bauteildokumentation Schallschutz im Hochbau – Zusammenstellung gemessener Bauteile |