

Swiss Tunnel Congress 2009

Fachtagung für Untertagbau

18. Juni 2009 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, 2009

Auflage: 1000 Exemplare

ISBN 978-3-03732-022-8

Dokumentation SIA D 0232

Swiss Tunnel Congress 2009 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2009 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
Andreas Meyer	Steigende Nachfragen – Herausforderungen für die Eisenbahn-Infrastruktur	9
Swiss Tunnel Congress (Gotthardachse und weitere Tunnel-Projekte)		
Renzo Simoni	Die NEAT am Gotthard im Jahre 1 nach Piora	15
Franz Keller, Hans-Jakob Ziegler	Geologie Gotthard-Basistunnel, aktueller Befund und Rückblicke	23
Jürg Lucek	Gotthard-Basistunnel Nord – Amsteg/Erstfeld Analyse aus Sicht des Unternehmers	31
Robert Meier, Andreas Theiler	Gotthard Basistunnel, Südvortrieb Sedrun – Durchörterung einer unerwarteten, ausgedehnten Störzone – Herausforderungen bleiben	39
Stefan Flury	Gotthard-Basistunnel, Abschnitt Faido – Umgang mit Chancen und Gefahren im anspruchsvollsten Abschnitt des Gotthard-Basistunnels	51
Francesco Rossi, Raffaele Filippini	Ceneri-Basistunnel, Nordportal Vigana Unterquerung der Autobahn A2 im Lockergestein, das Bauprojekt	61
Nicolas Pagani, Cristina Pagani-Boiani	Ceneri-Basistunnel, Nordportal Vigana Unterquerung der Autobahn A2 im Lockergestein	69
Stefan Moser, Marco Ceriani, Werner Schmid	Durchmesserlinie Zürich, Weinbergtunnel – Tunnelbautechnische Herausforderungen der maschinellen und konventionellen Vortriebe	81
Eric Mathieu	Descenderie de Saint Martin La Porte – Gestion des fortes convergence	91
Wolfgang Lehner	Tunnelkette Perschling – Unkonventionelle Lösungen für TBM-Schildvortriebe bei geologischen Schwächezonen	99
Philipp Häfliger	Umfahrung Biel Ostast – Umsetzung Bauhilfsmassnahmen und erste Erfahrungen im Vortrieb	105
Johann Herdina	Unterfahrung bestehender Infrastrukturen mit Hydroschildmaschinen mit geringer Überdeckung – Baulos H3-4 und H8 Projekt Unterinntal	115
Andreas Irgartinger	City-Tunnel Leipzig: Bau der Station Hauptbahnhof im Schutze einer Baugrundvereisung – eine besondere Herausforderung	121
Peter Kübler, Max Bösch	Durchmesserlinie Zürich, Bahnhof Löwenstrasse – Baumethoden und Logistik für den neuen unterirdischen Durchgangsbahnhof	129
Paolo Merlanti	Linea ferroviaria Milano–Napoli – Nuova stazione di Bologna Centrale	139
André P. Assis, Jose Maria Camargo Barros	Lessons learnt from the Pinheiros Station Accident in Sao Paulo, Brazil	147
Swiss Tunnel Colloquium		
Georg Anagnostou	Überlegungen zur Maschinenwahl im städtischen Tunnelbau	157
Jürg Matter, Martin Bosshard	Schildmaschinenvortrieb im Lockergestein	165
Werner Burger, Gerhard Wehrmeyer	TBM-Vortrieb im Lockergestein – maschinentechnische Aspekte	175
Lars Langmaack	Chemische Additive für den maschinellen Tunnelvortrieb	197
Markus Weh	TBM-Vortrieb im Lockergestein: Ausführung, Teil I	209
Daniel Kohler	TBM-Vortrieb im Lockergestein: Ausführung, Teil II	215
	TBM-Vortrieb im Lockergestein: Ausführung, Teil III	239

Verfasser

Amberg Felix	Amberg Engineering AG, Regensdorf
Anagnostou Georg	ETH Zürich
Assis André P.	University of Brasilia (UnB), Brasilia, Brazil
Azevedo Adalberto Aurelio	Institute for Technological Research (IPT), Sao Paulo, Brazil
Barros Jose Maria	Institute for Technological Research (IPT), Sao Paulo, Brazil
Bösch Max	SBB AG, I-PM-DML, Zürich
Bosshard Martin	Basler & Hofmann, Zürich
Burger Werner	Herrenknecht AG, D-Schwanau
Ceriani Marco	SBB AG, AL A3, Zürich
Filippini Raffaele	CIPM – Filippini & Partner Ingegneria SA, Biasca
Flury Stefan	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Häfliger Philipp	WALO Bertschinger AG, Zürich
Herdina Johann	ÖBB-Infrastruktur Bau AG, Innsbruck
Irgartinger Andreas	DEGES – Deutsche Einheit Fernstrassenplanungs- und -bau GmbH, Berlin
Iyomasa Wilson	Institute for Technological Research (IPT), Sao Paulo, Brazil
Keller Franz	IG GBTN, Dr. M. Kobel + Partner AG, Sargans
Kohler Daniel	PraderLosinger SA, Sion/Zürich
Kübler Peter	Basler & Hofmann, Zürich
Langmaack Lars	BASF Construction Chemicals Europe Ltd, Zürich
Lehner Wolfgang	STRABAG AG, Wien
Lucek Jürg	STRABAG AG Tunnelbau Schweiz, Erstfeld
Mathieu Eric	RAZEL – Dep. Travaux Souterrains, Orsay Cedex
Matter Jürg	Basler & Hofmann, Zürich
Meier Robert	Pöyry Infra AG, Zürich
Merlanti Paolo	Stone SpA, Milano
Meyer Andreas	Schweizerische Bundesbahnen SBB AG, Bern
Moser Stefan	Basler & Hofmann, Zürich
Pagani Nicolas	Pizzarotti SA, Bellinzona
Pagani-Boiani Cristina	Pizzarotti SA, Bellinzona
Rossi Francesco	CIPM – G. Dazio & Associati SA, Cadenazzo
Schmid Werner	ATW/Implenia, BC A3
Simoni Renzo	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Theiler Andreas	Lombardi AG, Luzern
Weh Markus	Marti Holding AG, Bern
Wehrmeyer Gerhard	Herrenknecht AG, D-Schwanau
Ziegler Hans-Jakob	IG GBTS, SKH Schneider Kellerhals + Haefeli AG, Stans

Vorwort

Der Swiss Tunnel Congress hat sich in den letzten acht Jahren aus bescheidenen Anfängen zum herausragenden Anlass für die Schweizer Untertagindustrie entwickelt, der auch im Ausland immer mehr Beachtung findet.



Mit Stolz dürfen wir feststellen, dass der Schweizer Untertagbau weltweit einen hervorragenden Ruf besitzt. Und dies nicht erst seit wir die Basistunnels durch die Alpen bauen, sondern schon in früheren Zeiten. Ich erinnere nur daran, dass die Schweiz weltweit fast jahrzehntelang führend war beim Einsatz von grossen TBM im Fels. Viele innovative Ideen wurden erstmalig durch Schweizer Tunnelbauer realisiert. Dass wir mit dem Swiss Tunnel Congress nun ein Podium haben, auf dem wir solche Leistungen auch einem grösseren Kreis präsentieren können, erfüllt uns mit Stolz.

Der vorliegende achte Tagungsband des STC belegt, dass die Schweizer Tunnelbauindustrie nach wie vor anspruchsvolle Tunnelbauprojekte realisiert. Auch ausserhalb der Schweiz kommen herausfordernde Projekte zur Ausführung, von denen einige am Swiss Tunnel Congress vorgestellt wurden. Die hohe Teilnehmerzahl am Kongress zeigt, dass die vor ein paar Jahren initiierte Erweiterung des Themenkreises des STC richtig war.

Das Konzept des Kongresses wurde seit dem letzten Jahr nicht verändert. Das scheint dem Zuspruch zum Kongress keinen Abbruch zu tun. Mit über 800 Teilnehmern verzeichneten wir einen erneuten Besucherrekord und wiederum kamen beinahe 20% aus dem Ausland.

Ermutigt durch den Erfolg im vergangenen Jahr ergänzten wir auch dieses Jahr den STC durch das Colloquium am Vortag. Das Thema «Maschineller Vortrieb im Lockergestein» wurde durch Fachvorträge vertiefend dargestellt. Die Tatsache, dass sich fast 300 Teilnehmer angemeldet haben, be-

stätigt, dass wir das richtige Thema gewählt haben. Der letztes Jahr noch als Hoffnung ausgesprochene Wunsch, dass sich das Colloquium im Rahmen des STC zu einer allseits akzeptierten, eigenständigen Veranstaltung positionieren möge, scheint damit Realität geworden zu sein.

Der Haupttag wurde eröffnet mit einem Referat von Herrn Andreas Meyer, CEO der Schweizerischen Bundesbahnen, zum Thema: Steigende Nachfrage und Herausforderungen für die Eisenbahn-Infrastruktur.

Die Vormittagsreferate gehörten bis auf eine Ausnahme den AlpTransit-Projekten auf der Gotthard Achse. Neben Themen zum Gotthard Basistunnel wurden vermehrt auch Aspekte des Ceneri Basistunnels präsentiert, der nun aufgrund der nun beginnenden Hauptarbeiten zu Recht eine grössere Beachtung verdient.

Der Nachmittag setzte sich schwergewichtig aus Vorträgen zusammen, in denen Bauvorhaben in der Schweiz oder im Ausland vorgestellt wurden. Die Spanne reichte dabei vom innerstädtischen Untertagebau bis zum hochalpinen Tunnelbau und von geotechnischen Problemen bei plastischen Deformationen, über logistische und bautechnische Herausforderungen in beengten Platzverhältnissen bis hin zu maschinentechnischen Fragen. Wahrlich, ein breites Spektrum!

Am dritten Tag wurden wiederum fünf Exkursionen in alle Landesteile angeboten. Das Angebot stiess auf reges Interesse. Es waren Exkursionen zu den Vortrieben in Erstfeld und Sedrun des Gotthard-Basistunnels, zum Ceneri Basistunnel, zur Durchmesserlinie Zürich und zum Ostast der Umfahrung Biel im Programm.

Es freut uns immer sehr, wenn wir den Erfolg des STC sehen. Wir wollen aber nicht vergessen, wem wir dies zu verdanken haben. Ich möchte mich daher an dieser Stelle bei den Referenten, den Tagungsleitern, den Organisatoren der Exkursionen, bei den Organisatoren mit ihren 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



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



Aon (Schweiz) AG, Zürich



Basler & Hofmann AG, Zürich



BG Ingénieurs Conseils SA, Lausanne



FiReP International AG, Rapperswil



Frutiger AG, Thun



Herrenknecht AG, D-Schwanau



Implenia Bau AG, Aarau



IUB Ingenieur-Unternehmung AG

Jura Cement, Wildegg und Cornaux



Consorzio TAT



jura cement



Kummler + Matter AG, Zürich



Marti Holding AG, Bern

Lombardi SA, Minusio



RUWA Drahtschweisswerk AG, Sumiswald

Pöyry Infra AG, Zürich



SFS unimarket AG, Befestigungstechnik,
Rotkreuz

Sika Schweiz AG
Tunnel & Mining, Zürich



Solexperts AG, Mönchaltorf ARGE

STRABAG AG Tunnelbau Schweiz, Erstfeld



TRANSCO, Sedrun

ARGE Transtec Gotthard, Zürich (Atel,
Alcatel-Lucent/Thales, Alpine, Balfour Beatty)



Vigier Cement AG, Péry
TRIBETON®, Müntschemier

UBS AG, Zürich



Walo Bertschinger AG, Zürich

Co-Sponsoren

ACO Passavant AG, Netstal – Allianz Suisse Versicherungen, Zürich – Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen/BE – Avesco AG, Langenthal – CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano – de neef Construction Chemicals, Wallenwil – Desoi GmbH, D-Kalbach – Dörken AG, Arlesheim – Emch+Berger AG, Bern – fairTEAM - Innotrans Berlin, Basel – germanBelt Systems GmbH & Co. KG, D-Heitersheim – Günther Spelsberg GmbH + Co. KG, D-Schalksmühle – ILF Beratende Ingenieure, Zürich – Kiener + Wittlin AG, Zollikofen – Liebherr-Baumaschinen AG, Rothrist – maxit AG, Baden-Dättwil – Nationale Suisse, Basel – Phoenix Contact AG, Tagelswangen – Porr Suisse AG, Altdorf – Prader Losinger SA, Sion/Zürich – Rittal AG, Neuenhof – Rockwell Automation AG, Dierikon – Rothpletz, Lienhard + Cie. AG, Aarau – Saint-Gobain Weber AG, Baden-Dättwil – Stump ForaTec AG, Russikon

Steigende Nachfragen – Herausforderungen für die Eisenbahn-Infrastruktur

Andreas Meyer, CEO
Schweizerische Bundesbahnen SBB AG, Bern

Einleitend gebührt der Dank der SBB den Tunnelbauern für:

- Die gute Qualität und die Verlässlichkeit
- Das Know-how und die Kapazitäten der (Schweizer) Tunnelbauer zur Abwicklung unserer Aufträge
- Die konstruktive Partnerschaft zwischen Tunnelbauern und SBB
- Die massiv verbesserte Sicherheit auf den Baustellen, was zeigt, dass die eingeleiteten Massnahmen greifen

Die Schweiz – das Land der Eisenbahnen

Die Schweiz ist Europameister – im Bahnfahren. An der Euro08 haben die SBB eine europameisterliche Leistung vollbracht. Die Mitarbeitenden haben ihre Gastfreundschaft bewiesen.

Gegen 2 Mio. zusätzliche Reisende wurden transportiert, 4'700 Extrazüge geführt und ein öV-Modalsplit von gegen 80% wurde erreicht.

Eigentlich ist der Titel Europameister untertrieben, denn die Schweizerinnen und Schweizer sind sogar Weltmeister im Bahnfahren. In keinem Land der Welt wird soviel Bahn gefahren wie bei uns:

- Jeder Schweizer legte im Jahr 2007 in durchschnittlich 47 Bahnfahrten 2'103 km zurück.
- Im Durchschnitt verkehrt heute auf allen schweizerischen Bahnstrecken alle 12 Minuten ein Zug, womit

Bild 1: Die Schweiz – das Land der Eisenbahnen



das SBB-Netz das am dichtesten benutzte Bahnnetz der Welt ist.

Die SBB sind das grösste Transportunternehmen der Schweiz:

- 8 Mia. CHF Umsatz (2008)
- 27'800 Mitarbeitende (2008)
- 4.-grösster privater Arbeitgeber der Schweiz
- Jährliche Wertschöpfung von 18 Mia. CHF (2004)

Das hervorragende öV-Angebot der Schweiz leistet einen wesentlichen Beitrag zur hohen Standortqualität des Landes.

Die Schweiz wird damit zum vorteilhaften Wirtschafts- und Arbeitsstandort mit raschen Verbindungen zu attraktiven Freizeitregionen und zum faszinierenden Tourismusland.

Die Schweiz – auch das Land der Eisenbahntunnels

Einige Kenndaten zu den Eisenbahntunnels im SBB-Netz:

- Anzahl: 294 Stück
- Gesamtlänge aller Tunnels: 254 km (= 8% der gesamten SBB-Netzlänge)
- Altersstruktur: Rund 60% der Tunnels wurden vor 1925 erstellt, mit entsprechend grossem Unterhalts- und Instandsetzungsaufwand heute und in naher Zukunft.
- Durchschnittsalter: Rund 90 Jahre

Bild 2: Die Schweiz – auch das Land der Eisenbahntunnels



Bis 2030 gehen wir von einem Nachfragewachstum von deutlich über 50% aus

Das Nachfragewachstum war in den Jahren 2003–2008 mit 31% mehr als doppelt so stark wie geplant (12%); Von 12.3 Mia. Pkm (2003) auf 16.1 Mia. Pkm (2008)

Das aktuelle Wachstum beträgt von 2007 bis 2008 +6.7%.

Mit dem Fahrplan 2009 wird das Zugsangebot nochmals um +5.5% ausgebaut – und dies im bereits höchstbelasteten Schienennetz der Welt! Die hohe Auslastung macht sich durch zunehmende Auswirkungen einzelner Betriebsstörungen auf Gesamtsystem bemerkbar.

Bis 2030 ist weiterer Anstieg der Nachfrage um insgesamt deutlich mehr als 50% prognostiziert (Basis: 2007). Vor allem in den grossen Agglomerationen (Zürich und Genève–Lausanne) wird sogar Spitzenwachstum von mehr als 100% prognostiziert.

Trotz der aktuellen Wirtschaftskrise ist längerfristig auch mit einer deutlichen Nachfragezunahme im Güterverkehr zu rechnen, mehr als 60% bis in das Jahr 2030.

Auch 2030 soll Reisen mit der Bahn möglich und bezahlbar sein

Dies ist aber nur dann möglich wenn die Kapazitäten erhöht und die Nachfrage gesteuert wird.

Bild 4: Auch 2030 soll Reisen mit der Bahn möglich und bezahlbar sein



Kapazitäten erhöhen:

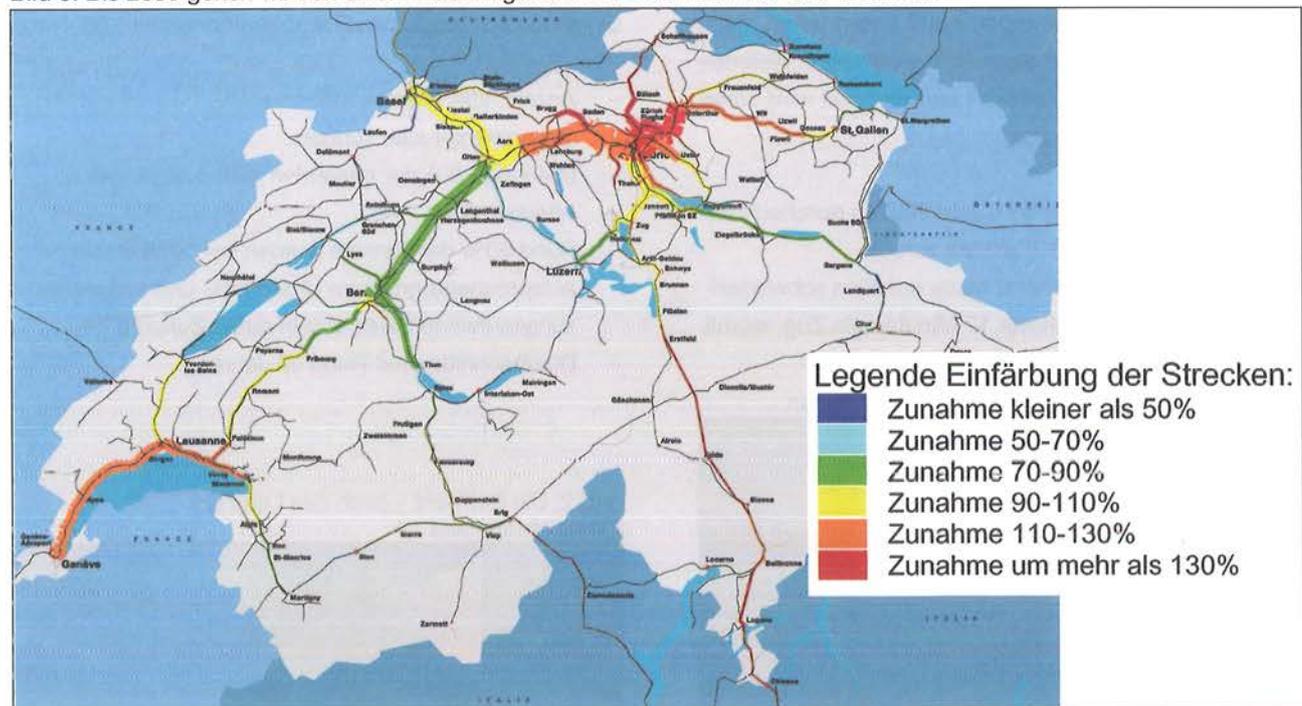
- 2007 und 2008 wurde Rollmaterial im Umfang von insgesamt 2.5 Mia. CHF bestellt.
- Die grösste Rollmaterialbeschaffung in der Geschichte der SBB ist in Vorbereitung. Die Ausschreibung einer neuen Generation Doppelstockzüge für den Fernverkehr erfolgt 2009. Der zugehörige Rahmenkredit von über 2.2 Mia. CHF ist vom Verwaltungsrat der SBB beschlossen.
- Bis 2030 sind Rollmaterial-Investitionen von insgesamt 20 Mia. CHF geplant.

Nachfrage steuern:

50% der Nachfrage erfolgt in 25% der Betriebszeit, bei einer durchschnittlichen Tagesauslastung von 30.5%.

Die SBB beabsichtigen, die Gesamtauslastung zu erhöhen, die Nachfragespitzen zu dämpfen (z.B. durch günstige Angebote in Schwachlastzeiten) und das Preissystem unter Leitung des VöV schrittweise weiterzuentwickeln.

Bild 3: Bis 2030 gehen wir von einem Nachfragewachstum von deutlich über 50% aus



Rascher Ausbau des Schienennetzes

Nebst diesen Massnahmen braucht es den raschen Ausbau des Schienennetzes.

Mit dem ZEB-Beschluss in den eidgenössischen Räten im Frühling 2009 über CHF 5.4 Mia. ist ein erster wichtiger Schritt gut unterwegs. Jetzt gilt es die Umsetzung zu planen und die Finanzierung zu sichern. Die ersten Mittel für ZEB aus dem FinöV-Fonds werden voraussichtlich 2016 zur Verfügung stehen.

Aufgrund der Vorlaufzeiten von 6–11 Jahren ist damit mit dem 1. Angebotsschritt ZEB nicht vor 2025 zu rechnen.

Sechs Projekte aus ZEB brauchen daher dringend (Vor-) Finanzierungslösungen, damit der 1. Angebotsschritt ZEB bereits 2020 in Betrieb gehen kann.

Bund und Kantone sind gefordert.

Tunnelbauprojekte auf dem Schienennetz

Bis 2020 erhöht sich die Gesamtlänge der Tunnels um 163 km oder +64% von bisher 254 km auf 417 km! Weitere Projekte sind in Prüfung.

Die wichtigsten Projekte, welche bis 2020 realisiert werden sollen, sind:

- Gotthard Basistunnel (2 x 57 km)
- Ceneri Basistunnel (2 x 15.4 km)
- CEVA (8.8 km)
- Durchmesserlinie Zürich (4.7 km)
- Eppenbergtunnel (3.5 km)

Derzeit befinden sich Tunnels mit einer Gesamtlänge von über 150 km im Bau. Diese umfassen Gesamtinvestitionen von rund 15 Mia. CHF (finanziert über):

- Gotthard Basistunnel/Ceneri Basistunnel (FinöV-Fonds)

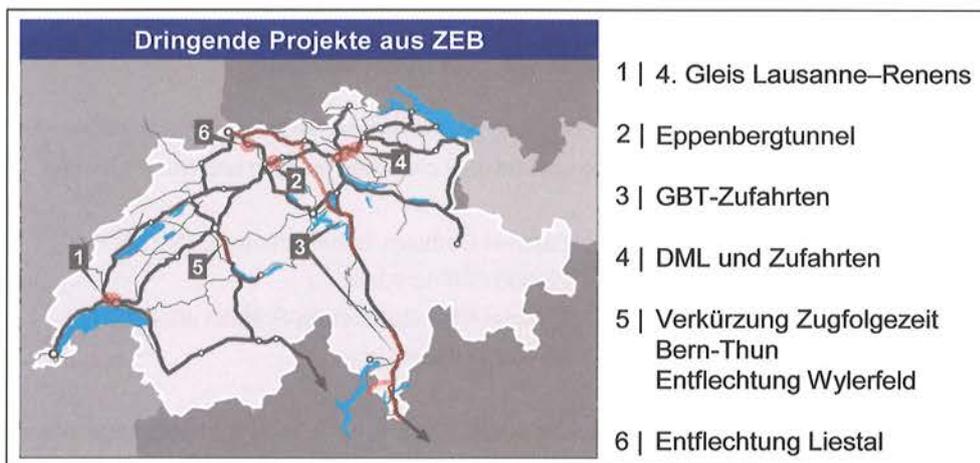


Bild 5: Rascher Ausbau des Schienennetzes – sechs dringende Projekte aus ZEB brauchen (Vor-) Finanzierungslösungen



Bild 6: Bis 2020 erhöht sich die Gesamtlänge der Tunnels um 163 km oder +64% – weitere Projekte in Prüfung (Stand: Juni 2009)

- Durchmesserlinie Zürich (FinöV-Fonds/Infrastruktur-Fonds/Leistungsvereinbarung)
- Tunnel du Mormont (Leistungsvereinbarung)

Geplant und finanziert sind Projekte für weitere 2.5 Mia. CHF mit 21 km Tunnellänge (finanziert durch):

- Eppenbergr (ZEB)
- Chestenberg (ZEB)
- CEVA (Infrastruktur-Fonds)
- Tunnel de Sierre (Leistungsvereinbarung)

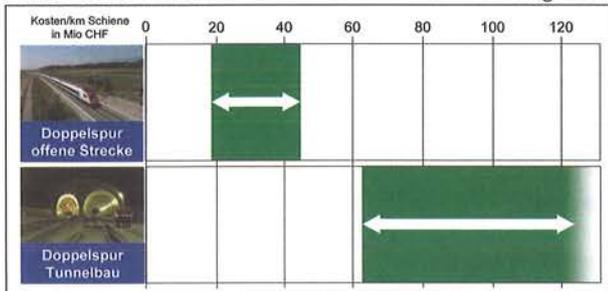
In Prüfung und nicht finanzierte Projekte liegen für 18 Mia. CHF vor.

Investitionen in Tunnels sind verhältnismässig teuer

Investitionen in Tunnels sind verhältnismässig teuer. 1 km Doppelspurstrecke kann zwischen ca. 20 Mio. CHF (einfacher Ausbau, z.B. Knonaeramt, ohne Stationsanlagen) und 45 Mio. CHF kosten (komplexer Ausbau, z.B. Neubaustrecke Mattstetten – Rothrist).

1 km Doppelspurtunnel inkl. Bahntechnik kann zwischen rund 60 Mio. CHF und über 120 Mio. CHF kosten.

Bild 7: Investitionen in Tunnels sind verhältnismässig teuer



Fazit:

Tunnelbauten sind damit gegenüber Bauten auf offenen Strecken insgesamt rund 2–3x teurer.

Angemessenes Gleichgewicht zwischen Investitionen und Unterhalt

Im hochbelasteten schweizerischen Schienennetz hat der Unterhalt eine grosse Bedeutung.

Die SBB wendet jährlich rund 2 Mia. CHF für Unterhalt und Investitionen in ihre Infrastruktur auf (Zunahme von 2007 auf 2008: +7.3%). Im zunehmend hochbelasteten

SBB-Netz wird dieser Aufwand in den kommenden Jahren weiter zunehmen.

2008 investierten die SBB 1.2 Mia. CHF in die Substanzerhaltung der Infrastruktur (361 Mio. CHF in Unterhalt, 871 Mio. CHF in Erneuerung). Damit wurden 1'300 km Gleise unterhalten, 180 km Gleise erneuert, 3'500 km Fahrleitungen gerichtet und kontrolliert, 20 Bahnhöfe saniert und 7 Tunnels instand gesetzt.

Unterhalt muss vorausschauend und bedarfsorientiert sein, den Fokus auf hochbelastete Netzteile legen und darf keine Kompromisse zulasten Zuverlässigkeit und Qualität eingehen. Zudem ist der Unterhalt unter dem rollenden Rad aufwändig.

Dabei darf nicht der Grundsatz gelten, dass Investitionen vor Unterhalt kommen. Vielmehr gilt es ein angemessenes Gleichgewicht zwischen Unterhalt und Investitionen zu finden und dabei die Folgekosten der Neuinvestitionen im Auge zu behalten. Eine deutlich schärfere Priorisierung von Investitionen wird zunehmend wichtig.

Ältere Tunnels und hochkomplexe neue Tunnelbauwerke sind besonders teuer im Unterhalt und Instandsetzung

Es bestehen grosse Unterschiede bei den Unterhaltskosten pro km und Jahr zwischen neueren und älteren Tunnels.

- Beispiel Gotthard-Scheiteltunnel (IBN 1882): 70'000 CHF/km/Jahr
- Beispiel NBS Mattstetten-Rothrist (IBN 2004): 48'000 CHF/km/Jahr

Der Unterhaltsaufwand für Tunnels wird weiter zunehmen. Die Unterhaltsaufwendungen der heute im SBB-Netz im Betrieb stehenden Tunnels ist nicht vergleichbar mit den künftig zu erwartenden Unterhaltsaufwendungen für den Gotthard- und den Ceneri-Basistunnel, bei denen es sich um hochkomplexe Bauwerke mit teuren Sicherheitsausrüstungen aufgrund hoher Sicherheitsauflagen handelt. Eine komplexe Tunnelerhaltung (Überwachung, Instandhaltung, Reinigung etc.) ist nötig.

Herausforderungen bei der Schieneninfrastruktur

Die SBB sehen sich mit folgenden Herausforderungen bei der Schieneninfrastruktur konfrontiert:

1. Höherer aktuell erforderlicher ordentlicher Mittelbedarf für Substanzerhalt der bestehenden Anlagen im hochbelasteten Netz: Die gewachsene Verkehrsbelastung auch der letzten 20 Jahre erhöht den Mittelbedarf stark verzögert, weil die Anlagen früher reinvestiert werden müssen. Heute bauen wir Hauptgleise im Schnitt mit 27 Jahren aus, in 2025 werden sie vielleicht nur 21 Jahre alt werden, und wir müssen schneller reinvestieren (und damit auch mehr Intervalle in einem noch dichteren Fahrplan brauchen, die dadurch kürzer werden und es wiederum verteuern)
2. Nachholbedarf aus der Vergangenheit
3. Folgekosten aus zukünftigen Erweiterungsinvestitionen (sonderfinanziert und andere)

Damit wird eine noch schärfere Priorisierung der zukünftigen Investitionen nach betriebswirtschaftlichen, volkswirtschaftlichen, betrieblichen und zeitlichen Kriterien sowie unter stärkerer Berücksichtigung der Folgekosten notwendig – auch im Tunnelbau.

Zunehmend knappere Mittel der öffentlichen Hand: Mehr Tunnel für weniger Geld

Im Zeitalter zunehmend knapperer Mittel bei der öffentlichen Hand müssen sich die Tunnelbauer mit der Forderung nach mehr Tunnel für weniger Geld auseinandersetzen. Die einzige Alternative dazu wären nur weniger bzw. keine neuen Tunnels!

Zur Bewältigung dieser Herausforderungen können die Tunnelbauer folgende Beiträge leisten:

- Durch ein gutes Preis-/Leistungsverhältnis ihrer Werke
- Durch eine hohe Zuverlässigkeit, Qualität und Verfügbarkeit der Produkte ab Inbetriebnahme (bewährte Technik)
- Durch noch stärkere Life Cycle-Betrachtungen (Garantien, Folgekosten)
- Durch vorausschauendes Mitdenken zur Vermeidung von Mehrkosten und Terminüberschreitungen (Produktkosten, Prozessoptimierungen)
- Durch die Prüfung neuer, innovativer Technologien (z.B. Tunnelaufweitung unter Betrieb)

Anspruchsvolle Aufgaben stehen uns bevor – wir packen Sie gerne mit Ihnen an!

Unterstützen Sie uns dabei:

- Beim Gestalten von günstigen Rahmenbedingungen für den öffentlichen Verkehr
- Durch den Erhalt von Know how in der Schweiz, sowohl bei der SBB intern wie auch bei spezialisierten Ingenieurbüros (Know how personenunabhängig sichern, durch gezieltes Rekrutieren von entsprechenden Fachspezialisten weiterentwickeln)
- Denn wir sind Weltmeister im Tunnelbau – Know-how zukünftig noch stärker gemeinsam ins Ausland multiplizieren – gemeinsame Marktchancen SBB und Tunnelbauer nutzen

Bild 8: Ältere Tunnels und hochkomplexe neue Tunnelbauwerke sind besonders teuer im Unterhalt und Instandsetzung

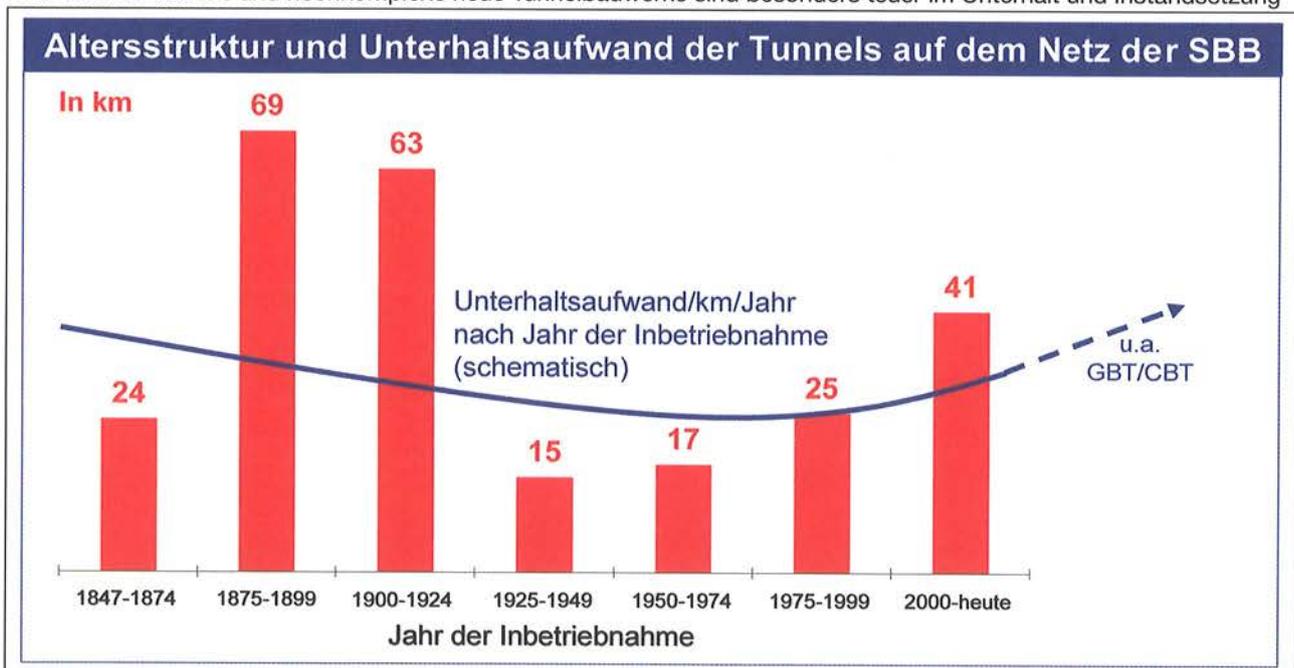
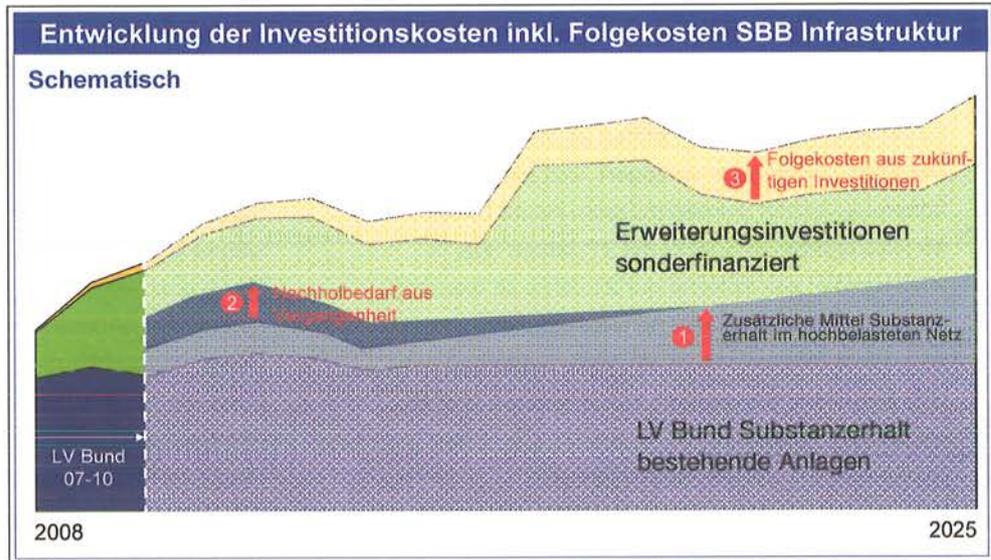


Bild 9: Nachholbedarf und Substanzerhalt im hochbelasteten Netz – zukünftige Investitionen noch schärfer priorisieren



Die NEAT am Gotthard im Jahre 1 nach Piora

Renzo Simoni, Dr. sc. techn., Dipl. Bauing. ETH/SIA
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

THE GOTTHARD NEAT – 1 YEAR AFTER TRAVERSING THE PIORA SYNCLINE

The Gotthard NEAT project can look back over a successful year. We have achieved important project targets, such as the successful traverse of the Piora syncline, and just recently we could celebrate the breakthrough between Erstfeld and Amsteg. With the remaining roughly 7 km between Sedrun and Faido we are still facing great challenges. We have started work on all construction sites of the Ceneri Base Tunnel, and the award of the main contract section was expected for June 2009.

With a sum of 1.7 billion Swiss Francs, the contract for work and labour, together with the rail installations for the Gotthard Base Tunnel, is the largest contract of this type awarded by the consortium AlpTransit Gotthard AG. The responsibility for coordinating the work on the rail installations within the individual subsections is carried by the general contractor Transtec Gotthard. We, as a firm,

coordinate the interfaces between the structural works and the rail technology department within the AlpTransit Gotthard AG, as well as with our partners, the Federal Office of Transport and the Swiss Federal Railways. Since the beginning of 2009 a special coordinating committee has been set up that consists of staff members in the fields of rail technology, tunnelling and planning of the alignment, with interfaces within our firm and coordination of the general planning programme. Intensive consultations at different levels with the Swiss Federal Railways and the Federal Office of Transport also ensure that the interests of the client and the future operator are also taken into account early in the proceedings. Furthermore, in view of the very complex putting into operation of the infrastructure, already today future requirements are being considered.

Einleitung

Das Schicksal des Gotthard-Basistunnels wurde über Jahre hinweg unmittelbar mit der «Piora-Frage» verknüpft. Auch in der medialen Öffentlichkeit war die Piora-mulde quasi omnipräsent, ich erinnere an die Zeitungsschlagzeile «D-Day at Piora Beach» vom 30. Mai 1996. Erst nach den Erkenntnissen aus der Sondierkampagne 1997 wuchs die Überzeugung, dass die Piora durchörtert werden kann. Die Gewissheit jedoch, ohne besonderen technischen und finanziellen Aufwand dieses *pièce de résistance* zu schaffen, haben wir erst seit Oktober 2008 bzw. Januar 2009.

Tatsächlich kann die Zeit der Durchörterung der Piora in gewisser Weise als Scharnierstelle in unserem Projekt gedeutet werden, denn zeitgleich mit dem Erreichen dieses Meilensteins haben sich gewichtige Umstände geändert. Dazu möchte ich folgende Stichworte erwähnen:

- Finanzkrise und Marktsituation;
- Vom Rohbau Richtung Ausrüstung und Bahntechnik;
- Von Einzelleistungsträgern zum Generalunternehmer;
- Entwicklung der Bauherrenorganisation.

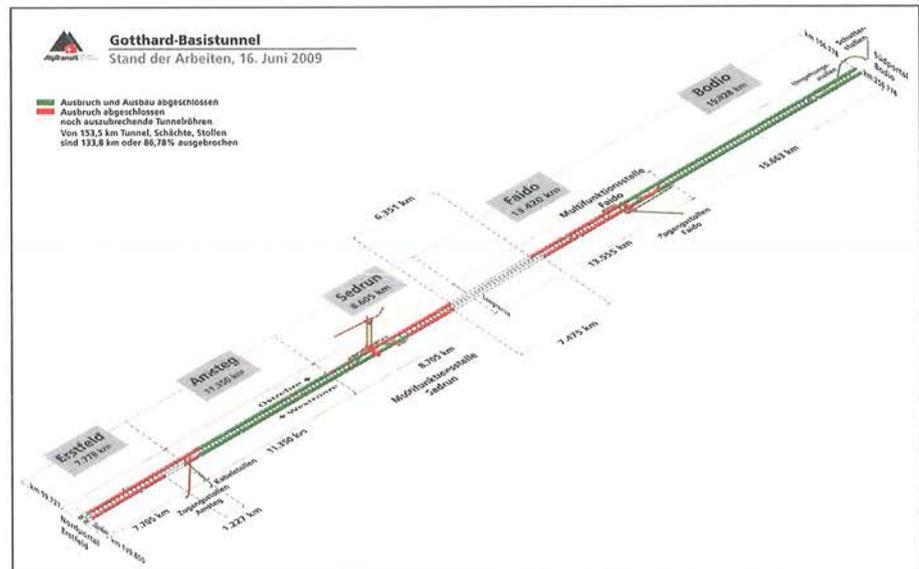
Dazu später mehr.

Stand der Arbeiten

Wir blicken an der Gotthard-Achse auf ein erfolgreiches Jahr zurück. Die Arbeiten befinden sich im Zeitplan, der geplanten Eröffnung des Gotthard-Basistunnels 2017 und des Ceneri-Basistunnels 2019 steht aus heutiger Sicht nichts im Weg.

Der Gotthard-Basistunnel wird gleichzeitig von fünf Baustellen aus erstellt. In den Teilabschnitten in Amsteg und Bodio sind die Ausbrucharbeiten bereits abgeschlossen.

Bild 1: Stand der Arbeiten am Gotthard-Basistunnel per 16. Juni 2009



In Erstfeld konnten wir am Dienstag, 16. Juni 2009, den ersten Durchschlag zu Amsteg feiern. Zwischen Sedrun und Faido sind in der Oströhre noch etwas mehr als 6.3 km auszubrechen.

Bild 2: Durchschlag Erstfeld-Amsteg vom 16. Juni 2009



Am 1. Juni 2009 waren von den insgesamt 153,5 km Stollensystem bereits 87% ausgebrochen.

Die offene Strecke Nord führt vom Nordportal des Gotthard-Basistunnels bis zum Anschluss an die bestehende SBB-Stammlinie in Altdorf-Rynächt. Zurzeit sind dort Schüttungsarbeiten für das neue Trasse sowie diverse Arbeiten entlang der neuen offenen Linienführung im Gang.

Im Teilabschnitt Amsteg erhält der Tunnel den Innenausbau. Dazu gehören unter anderem das Verlegen der vorgefertigten Betonelemente für die Bankette, das Betonieren der Innenschale und der Einbau der Bergwasserleitungen.

Bild 3: Übersicht offene Strecke Altdorf-Rynächt



Bild 4: Verlegen der vorgefertigten Bankett-Elemente in Amsteg



Bild 5: Innenausbau der Tunnelwechsellaufweite Nord-Ost in Sedrun



Auch in Sedrun wird Richtung Norden an der Innenverkleidung gearbeitet. Besonders anspruchsvoll sind dabei die imposanten Kavernen der Tunnelwechsellaufweiten. Richtung Süden arbeiten sich Bohrjumbos im Sprengvortrieb Meter für Meter Richtung Faido vor.

Im Teilabschnitt Faido befinden sich beide Tunnelbohrmaschinen im Medelser-Granit. Mit Tagesleistungen von rund 12 m kommen sie in dem harten Gestein gut voran.

Bild 6: Tunnelbrust in der Oströhre Faido



Im südlichen Bereich Bodio ist der Innenausbau im Gang.

Bild 7: Kabelrohrblock, bereit zum Betonieren



In Biasca bereitet das Rohbaukonsortium ARGE TAT die Übergabe des Baustellenareals an den Generalunternehmer Bahntechnik, Transtec Gotthard, vor.

Bild 8: Erstellen der Zufahrtsgeleise für die bahntechnische Ausrüstung



Am 18. Mai 2009 startete die Transtec Gotthard mit den ersten Arbeiten im Raum Biasca. Dabei werden die Zufahrtsgleise vom Bahnhof Biasca bis zum zukünftigen Installationsplatz der Bahntechnik erstellt.

Auch am Generi-Basistunnel kommen die Arbeiten gut voran. Am 11. Juni 2009 hat die AlpTransit Gotthard AG das Hauptlos vergeben. Wenn alles wie geplant verläuft und es keine Einsparungen gibt, wird im Frühjahr 2010 mit den Haupt-Ausbrucharbeiten in Sigirino begonnen.

Bild 9: Übersicht Installationsplatz Sigirino



Die beiden Portalbaustellen in Camorino und Vezia befinden sich ebenfalls im Zeitplan. Die Unterquerung der A2 in Camorino ist in Vorbereitung.

Bild 10: Übersicht Portalbereich Vigana



Beim Südportal in Vezia laufen die Arbeiten am Portalvoreinschnitt.

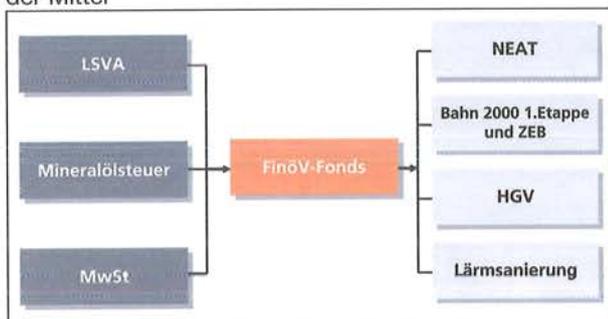
Bild 11: Voreinschnitt mit Böschung und Vermessungsturm in Vezia



Finanzkrise und Marktsituation

Die Finanzkrise hat in der Zwischenzeit erwartungsgemäss auch die nachhaltige Werte schaffende Wirtschaft wie die Baubranche erfasst. Auf der politischen Ebene wird über Konjunkturpakete diskutiert, Ökonomen streiten sich über deren Wirksamkeit. Welche Folgen hat die Rezession für unser Projekt? Ich möchte da nur zwei Aspekte ansprechen, den FinöV-Fonds und die Bedeutung von Risikogarantien.

Bild 12: FinöV-Fonds: Herkunft und Verwendung der Mittel



Der FinöV-Fonds ist eine Spezialfinanzierung für verschiedene Grossvorhaben, unter anderem bekanntlich auch für die NEAT. Er wird aus folgenden Quellen gespeist:

- LSVA (65 %);
- MWSt (10 %);
- Mineralölsteuer (25 %).

Aufgrund der sich abzeichnenden Rezession werden unter anderem auch die Einnahmen der LSVA zurückgehen. Über das Ausmass lässt sich derzeit jedoch nur spekulieren. Für das Projekt NEAT am Gotthard ist indessen wichtig zu wissen, dass der Bund den Fonds im Falle der Verschuldung vorfinanzieren kann. Falls diese Massnahme nicht ausreichen sollte, hat das Parlament die Möglichkeit, zusätzliche Mittel zu sprechen, um einen Liquiditätsengpass mit den entsprechenden Folgen für den Bau zu verhindern. Entsprechende Vorstösse im Parlament sind unternommen worden. Wir sind zuversichtlich, dass von Besteller und Politik – falls nötig – Massnahmen getroffen werden, um die verzugslose Fertigstellung der Achse Gotthard sicherzustellen.

Die Bauwirtschaft beklagt sich in letzter Zeit – unter anderem wahrscheinlich auch wegen der erschwerten Rahmenbedingungen bei Refinanzierungen – über das Einfordern von Risikogarantien durch institutionelle Bauherren. Dabei wird zunehmend auch deren Wirkung in Frage gestellt.

Bei Geschäften grösseren Umfangs sind Erfüllungsgarantien zur Sicherstellung von Leistungsverpflichtungen, vor allem im internationalen Rahmen, heute ein selbstverständlicher Teil des Vertragsabschlusses. Dies wurde im Jahre 1996 auch von der Schweizerischen Bauwirtschaftskonferenz anerkannt und die gezielte Einführung von Erfüllungsgarantien bei grossen Infrastrukturvorhaben wie AlpTransit als sinnvoll erachtet, sofern (1.) der Garantiebetrug nicht 10 % der Vertragssumme übersteigt und (2.) der Bauherr nicht durch zusätzliche Garantierückbehalte die Liquidität der Unternehmer beschränkt. Diesen beiden Anliegen wird von der AlpTransit Gotthard AG Rechnung getragen.

Der unlängst von der Bauwirtschaft erhobene Vorwurf, die Bauherren würden die geforderten Garantien sowohl erhöhen als auch verschärfen, trifft zumindest für die AlpTransit Gotthard AG nicht zu. Die AlpTransit Gotthard AG hat für sämtliche grossen Rohbaulose am Gotthard und Ceneri eine Erfüllungsgarantie von 8 % der Werkvertragssumme eingefordert, die zum Zeitpunkt der Schlussabnahme auf 3 % für weitere 3 Jahre reduziert wird. Das Sicherstellungsbedürfnis ist in Zeiten zunehmender Schliessungen oder Übernahmen von Baufirmen durch – oftmals ausländische – Grossinvestoren nicht kleiner geworden. Insbesondere bei den sehr grossen Werkverträgen mit entsprechend langer Dauer ist die im Safe der Alptransit Gotthard AG liegende Erfüllungsgarantie eine der wenigen Konstanten über die gesamte Vertragsdauer betrachtet. Dass die Erfüllungsgarantie durch die Bauherrschaft bisher noch kaum beansprucht werden musste, spricht nicht gegen diese Form der Sicherheit, sondern zeigt, dass sie ein wirksames Mittel ist, um die Leistungsbereitschaft von Baukonzernen, beispielsweise bei einschneidenden Reformen oder auch in ökonomisch schwierigen Situationen, aufrecht zu erhalten. Die These, dass wir auch ohne Erfüllungsgarantien mit unserem Projekt heute dort stehen würden, wo wir tatsächlich stehen, würde ich persönlich nicht unterschreiben.

Mit dem Alternativvorschlag, künftig wieder mit Zahlungsrückbehalten gemäss der Norm SIA 118 in Höhe von 5% des Leistungswertes jeder Abschlagszahlung zu arbeiten, widerspricht die Bauwirtschaft ihrer eigenen Forderung nach einer degressiven Sicherstellung.

Der Verzicht auf Erfüllungsgarantien bei Baulosen von derart grosser Tragweite wäre meines Erachtens deshalb nur zulässig, falls jemand anderes – zum Beispiel der Bund – die entsprechenden Garantien stellvertretend übernimmt. Falls er diesbezüglich zum gleichen Schluss

wie die Bauwirtschaft kommt, nämlich, dass sie nicht nötig sind, könnte er dafür problemlos gerade stehen.

Vom Rohbau Richtung Ausrüstung und Bahntechnik

Bevor man mit der bahntechnischen Ausrüstung beginnen kann, müssen die Anlagen der Rohbau-Ausrüstung montiert werden. Die wesentlichen Elemente der Rohbau-Ausrüstung umfassen folgende Arbeiten:

- Ausrüsten der Querschläge mit Türen, Belüftung und Doppelboden;
- Ausrüsten des Tunnels mit Spurwechselloren, Schachtabdeckungen, Erhaltungstoren und MSRL-Anlagen für die Entwässerung und Wasserversorgung;
- Ausrüsten der Multifunktionsstellen und Gebäude mit Betriebslüftungen, Hebeeinrichtungen im Falle von Sedrun, raumluftechnischen Anlagen, Krananlagen, Türen, Metallkonstruktionen und baulichem Brandschutz.

Die Hauptziele der Rohbauausrüstung bestehen in der Gewährleistung der Personen- und Betriebssicherheit und der Sicherstellung einer einheitlichen und erhaltungsfreundlichen Lösung über die gesamte Achse Gotthard.

Insgesamt schreibt die AlpTransit Gotthard AG rund 20 verschiedene Lose aus. Vier davon sind bereits vergeben; es handelt sich dabei um die Querschlagstüren, die Doppelboden sowie die Lüftung in den Querschlägen und um die Schachtabdeckungen im Bahntunnel. Der Einbau für diesen Teil der Rohbau-Ausrüstung ist seit letztem Jahr im Gang. Damit ist der schleifende Übergang vom Rohbau in Richtung Elektromechanik eingeleitet worden.

Die Rohbau-Ausrüstung übernimmt damit eine Scharnierstelle zwischen Rohbau und bahntechnischer Ausrüstung. Schliesslich funktioniert der Gotthard-Basistunnel nur als Gesamtsystem, weshalb der Zusammenarbeit zwischen Rohbau, Rohbau-Ausrüstung und Bahntechnik ein hoher Stellenwert zukommt.

Bild 13: Komplett ausgerüsteter Querschlag im Teilschnitt Bodio



Von Einzelleistungsträgern zum Generalunternehmer

Mit der Unterzeichnung des Generalunternehmer-Werkvertrags für den Einbau der Bahntechnik im Gotthard-Basistunnel hat die AlpTransit Gotthard AG Neuland betreten. Wohl hat das Modell bereits in einigen Projekten von Bahn 2000 Schule gemacht und Erfahrungen liegen selbstverständlich auch vom Bahntechnik-Einbau am Lötschberg vor. Dennoch bedeutet die Abwicklung eines GU-Vertrages, die Rolle und die Funktionen der Bauherr-

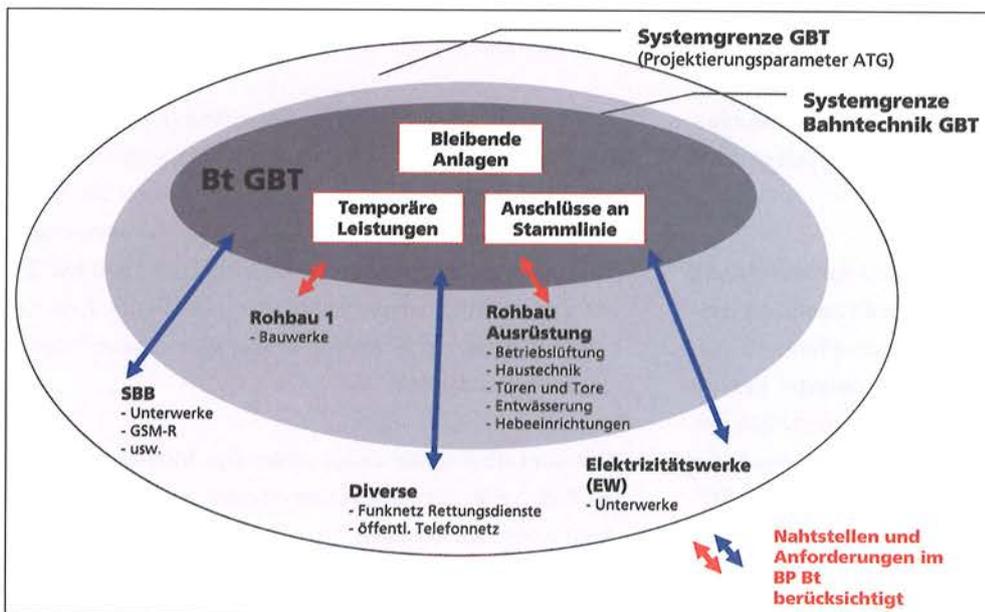


Bild 14: Schnittstellen Bahntechnik

schaft im Vergleich zur Führung von Einzelleistungsverträgen anzupassen.

Im GU-Mandat Bahntechnik sind folgende Gewerke subsumiert:

- Fahrbahn;
- Stromversorgung der Infrastruktur und Kabelanlagen;
- Bahnstromversorgung und Fahrleitungsanlagen;
- Leittechnik, Kommunikation und Datenübertragung;
- Sicherungsanlagen.

Die Detail- und Ausführungsprojektierung in den einzelnen Gewerken und damit auch die Koordination aller dieser Einzelteile obliegt dem Unternehmer. Dies stellt für die Bauherrenorganisation eine bedeutende Entlastung dar. Andererseits stellen sich neue Fragen der Verantwortlichkeit, beispielsweise in den Schritten bis zum Erhalt der Baufreigabe durch den Bund. Während bei den klassischen Baulosen die AlpTransit Gotthard AG allein die Prozesse bis zur Genehmigung der Detailprojekte steuerte, ist jetzt eine enge Zusammenarbeit und Koordination mit dem Generalunternehmer in dieser Phase zwingend.

Ein anderer Aspekt betrifft den künftigen Betreiber des Basistunnels, die SBB. Für das Eisenbahnunternehmen ist es sekundär, wie die AlpTransit Gotthard AG den Hohlraum durch den Berg effektiv ausbricht und ihn stabil hält. Selbstredend dürfen die SBB davon ausgehen, dereinst eine einwandfreie Bahnstrecke übernehmen zu können, die eine Lebensdauer von 100 Betriebsjahren aufweist – so die Bestellung. Wenn es in den nächsten Jahren aber darum geht, im Detail zu entscheiden, welche elektronischen Systeme von welchem Release wo und wie einzubauen sind, dann verhält es sich – auch hier richtigerweise – anders. Schliesslich geht es ab 2017 um den Betrieb einer gesamten Achse oder anders gesagt, die Neubau-strecke Gotthard muss mit dem Gesamtsystem SBB kompatibel sein.

Wenn Sie sich jetzt vorstellen, dass die Ausschreibung der Bahntechnik vor einigen Jahren bereits definiert werden musste, und dass gewisse Komponenten und Teilsysteme erst in den nächsten Jahren definitiv bestellt werden können, dann sehen Sie, dass hier ganz schwierige Fragen zu lösen sind. Dies nicht zuletzt auch vor dem Hintergrund einer rasanten technologischen Entwicklung. Alle unter Ihnen, die Erfahrung in der Umsetzung von GU-Verträgen haben, wissen, dass neben den diversen Vorteilen gerade im Falle von Abweichungen

vom werkvertraglich festgelegten diverse Fallstricke lauern.

Unsere Hauptaufgabe besteht in den kommenden Jahren darin, den Werkvertrag Bahntechnik so wie bestellt abzuwickeln, weil die Bestellung eine betreiberkompatible und mit den SBB abgestimmte Anlage enthält. Gleichzeitig dürfen wir aber Optimierungen nicht verunmöglichen, um die Übergabe eines dem Stand der Technik entsprechenden Gesamtsystems zu ermöglichen. In jedem Fall sind in enger Zusammenarbeit zwischen Besteller und Ersteller und unter der Federführung der AlpTransit Gotthard AG möglichst kostenneutrale Lösungen zu finden.

Ohne ins Detail gehen zu wollen, möchte ich eines der definierten Optimierungspotenziale hier kurz erwähnen. Es handelt sich dabei um die zeitliche Optimierung des Einbaus mit dem Ziel, die Einbauzeit im Idealfall um ein Jahr zu reduzieren und damit auch einen entsprechend früheren Inbetriebsetzungszeitpunkt zu erreichen. Diese Frage wird zurzeit untersucht. So verlockend diese Aussicht auch sein mag und manches Herz höher schlagen lässt, so ist mit aller Deutlichkeit darauf hinzuweisen, dass diese Beschleunigung nicht zulasten höherer Einbaukosten gehen darf.

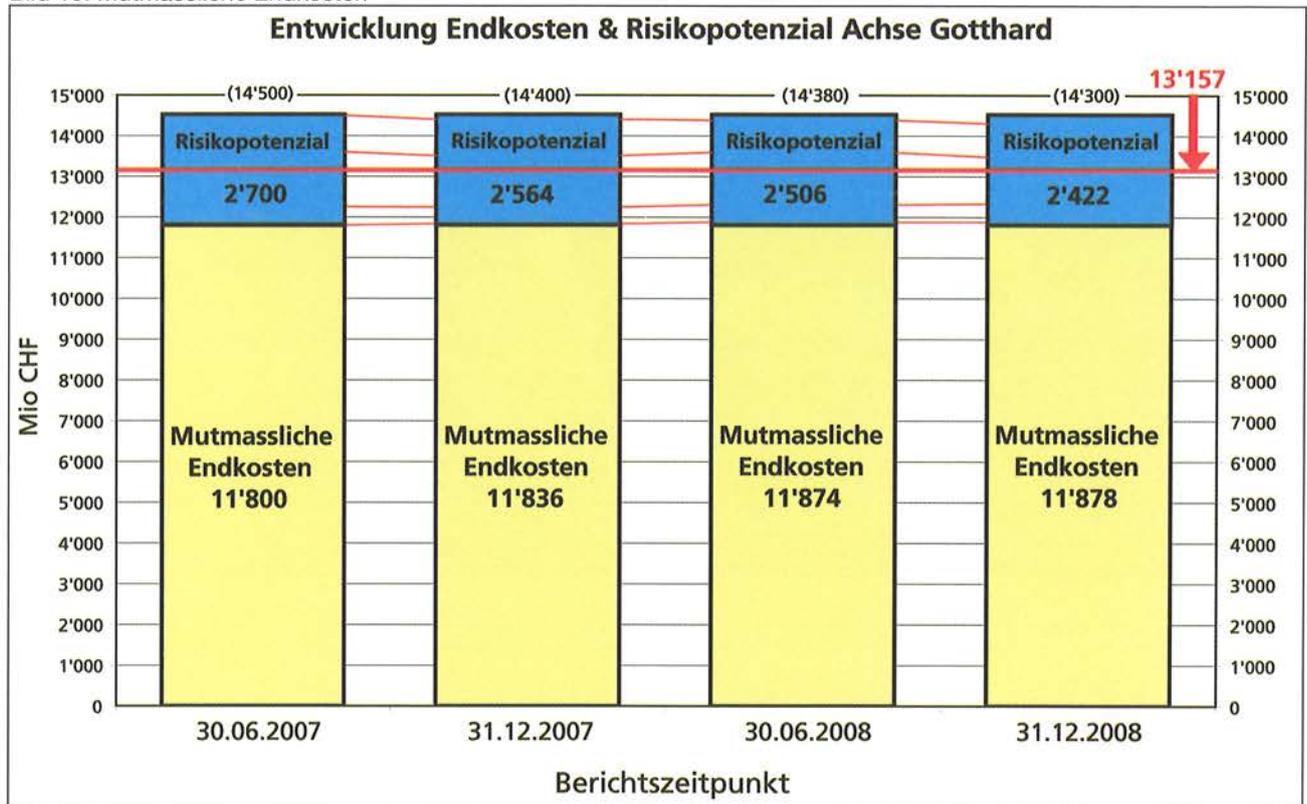
Entwicklung Organisation AlpTransit Gotthard

Mit der langsam einsetzenden Verlagerung der inhaltlichen Schwerpunkte vom Tunnelbautechnischen hin zum Bahntechnischen einerseits, von der Führung von Einzelleistungsverträgen hin zum Generalunternehmervertrag andererseits gehen selbstverständlich auch Anpassungen von Umfang und Inhalt der bauherrenseitigen Funktionen einher.

Um dieser projektbedingten Entwicklung Rechnung zu tragen, um den Mitarbeitenden Zukunftsperspektiven zu schaffen sowie um das generierte Wissen und die Erfahrung auch in Zukunft optimal einsetzen zu können, macht sich die Geschäftsleitung der AlpTransit Gotthard AG Gedanken zur langfristigen Entwicklung der Firma. Eine Firma nota bene, die ja faktisch eine einzige grosse Projektorganisation darstellt.

Wir sind davon überzeugt, dass das Modell AlpTransit Gotthard Zukunft hat, weil es effizient, schlagkräftig und kompetent ist. Deshalb können wir auch bei künftigen Aufgaben eine analoge Rolle wie seit nunmehr 11 Jahren im Projektperimeter Zürich – Lugano erfolgreich wahr-

Bild 15: Mutmassliche Endkosten



nehmen – sei es im Rahmen von Bahn 2030 im Auftrag des Bundes oder bei anderen Projekten direkt im Auftrag des Mutterhauses SBB.

Kurzfristiger vorausgeschaut geht es unter anderem darum, den Know-how-Transfer vom Gotthard an den Ceneri-Basistunnel sicherzustellen. Aus diesem Grund wurde der Standort Bellinzona in den letzten Jahren im Hinblick auf die Ausführung massiv gestärkt. Zudem wurde die Geschäftsleitung der AlpTransit Gotthard AG um einen Gesamtverantwortlichen italienischer Muttersprache mit Arbeitsplatz in Luzern ergänzt. All diese Massnahmen dienen dem übergeordneten Ziel, dem Bund ein einwandfrei funktionierendes Gesamtsystem bestehend aus den beiden Basistunnels am Gotthard und am Ceneri zu optimalen Kosten und schnellstmöglich zur Verfügung zu stellen.

Diesem übergeordneten Ziel ordnen wir unter Wahrnehmung der Gesamtverantwortung unser Handeln und unsere Massnahmen unter. Selbstverständlich setzen wir uns zudem dafür ein, regionalen Ansprüchen und Wünschen entgegenzukommen, sei es im Kanton Uri, in Graubünden oder im Kanton Tessin. Beleg dafür mögen die bisher im Umfang von ca. 900 Mio. Franken vergebenen Aufträge rund um den Ceneri-Basistunnel sein, die ausschliesslich in italienischer Sprache ausgeschrieben und geregelt sowie grossmehrheitlich regional vergeben wurden.

Eine Ausnahme, weil ein Geschäft von europäischer Dimension und damit sämtliche regionalen Grenzen sprengend, stellt die kürzliche Vergabe des Hauptloses am Ceneri-Basistunnel dar. Dieses wurde zweisprachig, sowohl in Italienisch als auch in Deutsch ausgeschrieben.

Seit dem 16. September 2008 ist die NEAT erstmals in ihrer Geschichte ausfinanziert. Per Bundesbeschluss hat das Parlament für die Achse Gotthard CHF 13.157 Mia. mit Preisstand '98 ohne MWSt, Teuerung und Bauzinsen bereitgestellt. Unsere Endkostenprognose, die in den letzten Jahren leider noch einen leichten Aufwärtstrend auswies, liegt deutlich darunter. Zählt man alle erkannten und quantifizierten Risiken dazu, überschreiten wir die Limite jedoch.

Das Hauptziel der ATG in den kommenden Jahren ist einerseits, das Eintreten der Risiken möglichst zu verhindern, andererseits die mutmasslichen Endkosten auf möglichst tiefem Niveau zu stabilisieren.

Dies einerseits, weil das unsere zentrale Aufgabe ist, andererseits aber auch, um möglichst viel von dem für die NEAT reservierten Geld im Fonds zu belassen. Damit können andere Infrastrukturprojekte finanziert werden, von denen wir alle profitieren können.

Geologie Gotthard-Basistunnel, aktueller Befund und Rückblicke

Franz Keller, Dr. phil. II, Geologe; IG GBTN, Dr. M. Kobel + Partner AG, Sargans
Hans-Jakob Ziegler, Dr. phil. nat. Geologe; IG GBTS, SKH Schneider Kellerhals + Haefeli AG, Stans

GEOLOGY OF THE GOTTHARD BASE TUNNEL, ACTUAL FINDINGS AND REVIEW

Since the congress 2008 the following developments were made in the different tunnel sections (from north to south):

In the section Erstfeld the geological-geotechnical conditions in the high metamorphic migmatitic rocks (Erstfeld Gneisses) were favourable. The reasons for this were firstly, the pre-alpine rock structures with the absence of the smooth, continuous planes of alpine schisosity and secondly the relatively small rock overburden.

In the section Sedrun surprisingly a 160 m wide cataclastic fault zone consisting of sheared and heavily fractured foliated micaceous gneisses (Zweiglimmergneisen) was encountered in the Gotthard Massif.

In the section Faido the Piöra Zone - originally one of the largest project risks - was successfully traversed in a short period of time over a distance of 150 m in a hard anhydride dolomite rock.

Regarding water inflows, the two end sections Erstfeld and Bodio produced discharges that were much greater than the estimated values of the forecast, whereas in the middle sections the amounts of discharge were several times less than estimated.

By now the expected and investigated six zones of high geological risk have been successfully surmounted either with the foreseen expenditure or even with less. However, the tunnel drive encountered three zones with geotechnical difficulties that had not been predicted.

1. Einleitung, Übersicht

Nachdem der Durchschlag vom Teilabschnitt Erstfeld zum Teilabschnitt Amsteg kürzlich erfolgte, wird zuerst auf den nördlichsten Teilabschnitt eingegangen und begründet, warum im Vortrieb die geologisch-geotechnischen Verhältnisse generell günstig waren. Der Bergwasserzufluss überstieg in diesem Teilabschnitt allerdings die Prognose um ein Mehrfaches und hebt sich deshalb deutlich von den zentralen Teilabschnitten ab, in denen die Bergwassermengen deutlich unter den Prognosewerten lagen.

Im Teilabschnitt Sedrun stiess der Südvortrieb überraschenderweise bei km 125.421 auf eine 160 m breite Störzone aus zerscherten und kakiritisierten schiefrigen Zweiglimmergneisen welche zu erheblichen Problemen führte.

Im Teilabschnitt Faido wurde die aus einem Dolomit-Anhydritgestein bestehende Piöra-Zone, die einst eines der grossen Projektrisiken war, auf eine Länge von rund 150 m erfolgreich in kurzer Zeit durchfahren. Der Vortrieb

verläuft seitdem in den nördlich anschliessenden Graniten und Gneisen des Gotthard-Massivs.

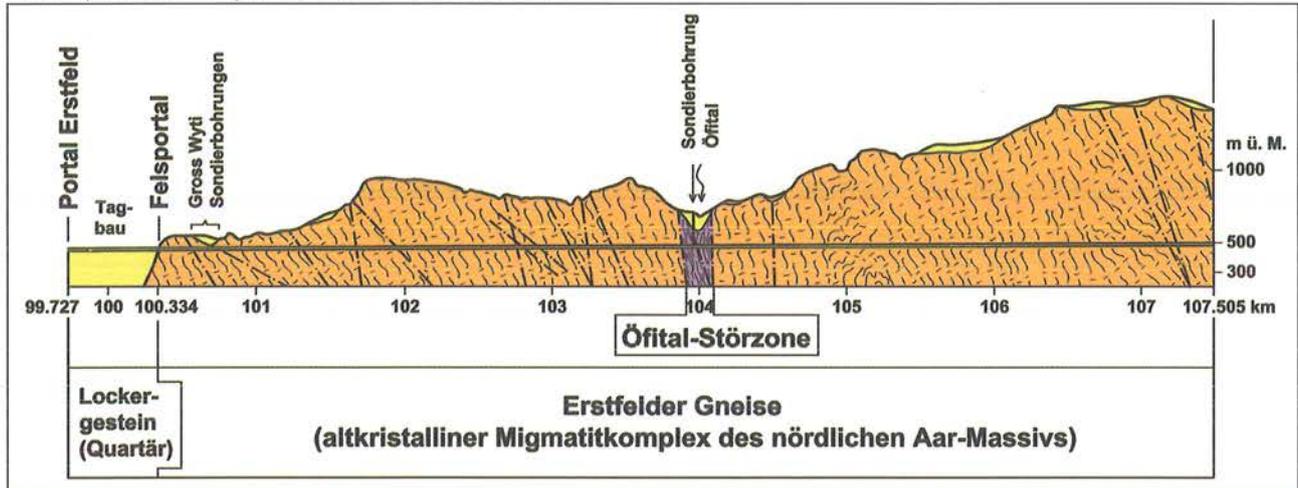
Zum Schluss wird auf das Problem der erwarteten und unerwarteten singulären geologischen Risikozonen und ihrer Prognostizierbarkeit eingegangen.

2. Teilabschnitt Erstfeld

2.1. Allgemeine geologisch-geotechnische Verhältnisse

Der Teilabschnitt Erstfeld liegt vollständig in den Erstfelder Gneisen (Bild 1). Bei diesen handelt es sich um altkristalline Migmatite, die den nördlichsten Teil des Aar-Massivs aufbauen. Die Erstfelder Gneise umfassen eine Vielfalt von petrographischen Varietäten, wobei im Tunnelbereich flaserige bis lagige, manchmal schlierige oder auch gebänderte, klein- bis mittelkörnige, muskovitführende Biotitgneise vorherrschen. Helles feldspatreiches, für Migmatite charakteristisches, granitoides Mobilisat kommt in Form von Lagen, Bändern oder kleineren

Bild 1: Teilabschnitt Erstfeld, Geologisches Befundprofil mit der Öfital-Störung in Bildmitte. Befundprofil und Prognoseprofil sind praktisch identisch.



Körpern vor. Bereichsweise ist der Gneis auch homogen und glimmerarm. Kalksilikatlinsen sind immer wieder – oft in Schwärmen – zu beobachten.

Bild 2: Erstfelder Gneis mit Kleinfältelung. Für einen Migmatit typisches Mobilisat in Form von hellen Quarzfeldspatlagen.



Dass die geotechnischen Verhältnisse generell günstig waren, ist, neben der relativ geringen Überlagerung von einigen 100 m bis maximal 1000 m, vor allem auf die Ausbildung des Gesteinsgefüges zurückzuführen. Im nördlichsten Teil des Aar-Massivs blieben nämlich die mehr als 300 Millionen Jahre alten Strukturen erhalten. Die Überprägung durch die alpine Gebirgsbildung, die weiter im Süden zu penetrativen, ebenen, glimmerbelegten Schieferungsflächen führte, fehlt weitgehend. Wie das Bild 2 zeigt enthalten die Erstfelder Gneise zwar Glimmerlagen, welche die Penetration begünstigen. Sie wirken aber infolge der Fältelung oder Flaserung nicht als felsmechanisch wirksame Trennflächen, längs denen sich Klüftkörper ablösen können. Dies ist selbst dort der Fall, wo die präalpine Schieferung an und für sich ungünstig spitzwinklig zum Tunnel verläuft. Die Standfestigkeit wurde zu-

dem dadurch begünstigt, dass die Gneise im Allgemeinen nur mässig und relativ unsystematisch geklüftet sind.

Ablösungen und kleinere Ausbrüche sowie Abschalungen ereigneten sich vor allem oben rechts im Tunnelprofil, untergeordnet auch unten links (Bild 5, Skizze unten links). Zurückzuführen sind sie auf Spannungsumlagerungen. Die Lage dieser Erscheinungen zeigt, dass die Hauptspannungsrichtungen im Bereich des unter dem Talhang verlaufenden Tunnels immer noch von der Talform beeinflusst sind.

2.2. Öfital-Störzone

Die im mittleren Teil des Teilabschnittes vorhandene Öfital-Störzone ist im schuttbedeckten Öfital nicht aufgeschlossen. Sie wurde aber mit 2 bis auf Tunnelniveau reichenden Bohrungen erschlossen. Zu Tage gefördert wurde ein zerschertes Gestein mit geringmächtigen Kakiriten, das auf gebräches bis stark gebräches, aber nicht druckhaftes Gebirge schliessen liess.

Im Vortrieb wurde die Öfital-Störzone auf einer rund 235 m langen Strecke durchfahren. Das angetroffene Gestein entsprach dem Befund in den Bohrungen. Es war auf 30% der Strecke zerschert und zerbrochen, wobei die Scherflächen teilweise Graphitbeläge aufwiesen. Das Gestein konnte z.T. von Hand zerbrochen werden. Neben einem halben Dutzend kleineren bis 3 dm mächtigen verlehnten oder kataklastischen Störungen wurden auch vier grössere, bis 4 m mächtige, kakiritische Störungen angetroffen. Das Bild 3 zeigt eine dieser Störungen mit einer auffallenden Graphitlage im Zentrum.

Bild 3: Teilabschnitt Erstfeld; Störung km 103.863 in der Öfital-Störzone. Zerschertes kakiritisches Gestein mit einer Graphitlage in Bildmitte.



Es ereigneten sich zwar kleinere bis 0,5 m tiefe Ausbrüche. Aber die Ausbruchsicherung mit Ankern, Netzen und Kallottenbögen UNP bewegte sich im bisherigen Rahmen. Der erwartete volle Stahleinbau wurde nie notwendig. Dass sich das Gebirge so gutmütig verhielt, ist wohl auf die geringe Überlagerung von 200–250 m zurückzuführen.

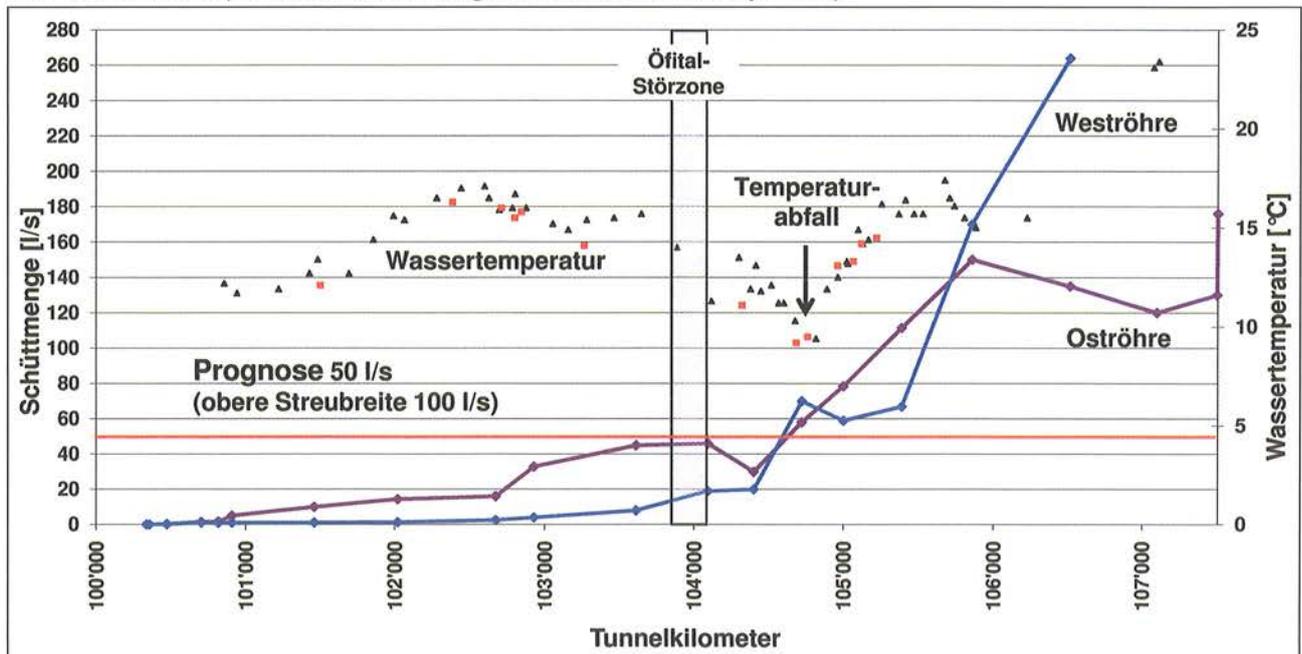
3. Bergwasseranfall

3.1. Teilabschnitt Erstfeld

Im Teilabschnitt Erstfeld wurde in der Prognose mit einem stationären Bergwasseranfall von mutmasslich 50 l/s bei einer oberen Streubreite von 100 l/s gerechnet. Der Befund im südlich anschliessenden bereits ausgebrochenen Teilabschnitt Amsteg, in welchem lediglich rund 20 l/s auf 11,35 km anfielen, schien diese Prognose zu stützen. Auf den ersten 2 km des Teilabschnittes Erstfeld blieb der Wasseranfall im erwarteten Rahmen, begann dann aber stärker anzusteigen und nahm nach der Öfital-Störzone rasant zu (Bild 4). Zwar ereignete sich in der vorausgehenden Ost-röhre bei km 102.772 ein Wassereinbruch mit einer initialen Schüttmenge von 150 l/s, die aber innerhalb von 3 Tagen auf 4 l/s zurückging. Das restliche Wasser stammt aus einer Unzahl von kleinen bis sehr kleinen Quellen, die meist drucklos, seltener auch mit Druck, flossen. In der Datenbank sind nahezu 2000 Quellen erfasst worden. Der Gesamtwasseranfall erreichte zu Beginn des Monats Juni 2009 rund 300 l/s, überstieg aber bis zur Berichterstattung 400 l/s und damit die Prognose um ein Vielfaches.

Im Tunnelabschnitt mit dem stark ansteigenden Wasseranfall begannen sowohl die Bergwasser- wie auch die Felstemperaturen zu sinken und zwar um bis zu 10° unter den Prognosewert. Dies zeigt, dass das Gebirge bereits vor dem Tunnelbau von Wasser durchströmt wurde, das kühler war als die ursprüngliche Felstemperatur und deshalb das Gebirge abkühlte. Es handelt sich somit um ein zur Piora-Zone analoges Verhalten, wo tief reichendes

Bild 4: Teilabschnitt Erstfeld; Bergwassermenge am Portal (Linien) und Bergwassertemperatur (Punkte) in Abhängigkeit vom Vortriebsstand (die Kurven für den Bergwasseranfall sind nicht synchron).



Gipskarstwasser ebenfalls zu einer markanten Abkühlung des Gebirges führte (Rybach et al 2006).

Die erhöhte Gebirgswasserführung führte zu Problemen bei der Wasserbehandlung vor dem Portal, die nicht auf solche Mengen ausgelegt war.

Die schwerwiegendere Folge war, dass die Schüttmengen von überliegenden gefassten Quellen zurückgingen (Bild 5). Die Fassungen dienten mehreren Wassergenossenschaften. Der im Rahmen der Notwasserversorgung bereits bestehende Zusammenschluss musste, wie für diesen Fall als Massnahme vorgesehen, in Betrieb genommen werden.

Die Ursache des unerwartet hohen Wasserzuflusses dürfte mit der Lage des Tunnels unter der Talflanke und dem Abstand von der Erdoberfläche von meist weniger als 500 m zusammenhängen. Bereits im Zugangsstollen Amsteg und im Kabelstollen Amsteg hatte es sich gezeigt, dass die oberflächennahen Stollenabschnitte am stärksten Wasser führten. Vorstellbar ist, dass die Spannungumlagerungen aufgrund der Entlastung bei der Talbildung und beim Rückzug des Reussgletschers, zu einer leichten Öffnung der Klüfte führten. Bekanntlich reichen Kluftweiten von ein paar wenigen Zehntelmillimetern um die Durchlässigkeit markant zu erhöhen (Sabarly 1968, Lombardi 1994). Vor allem Klüfte des einen hohen Durchtren-

nungsgrad aufweisenden talparallel streichenden, den Tunnel spitzwinklig schneidenden, saigeren Kluftsystems K5, dürften bezüglich der Wasserwegsamkeit eine wichtige Rolle gespielt haben. Massenbewegungen, im Sinne eines Talzuschubes nach Stini, die zu einer Auflockerung des Gesteinsgefüges geführt hätten, konnten dagegen nicht festgestellt werden.

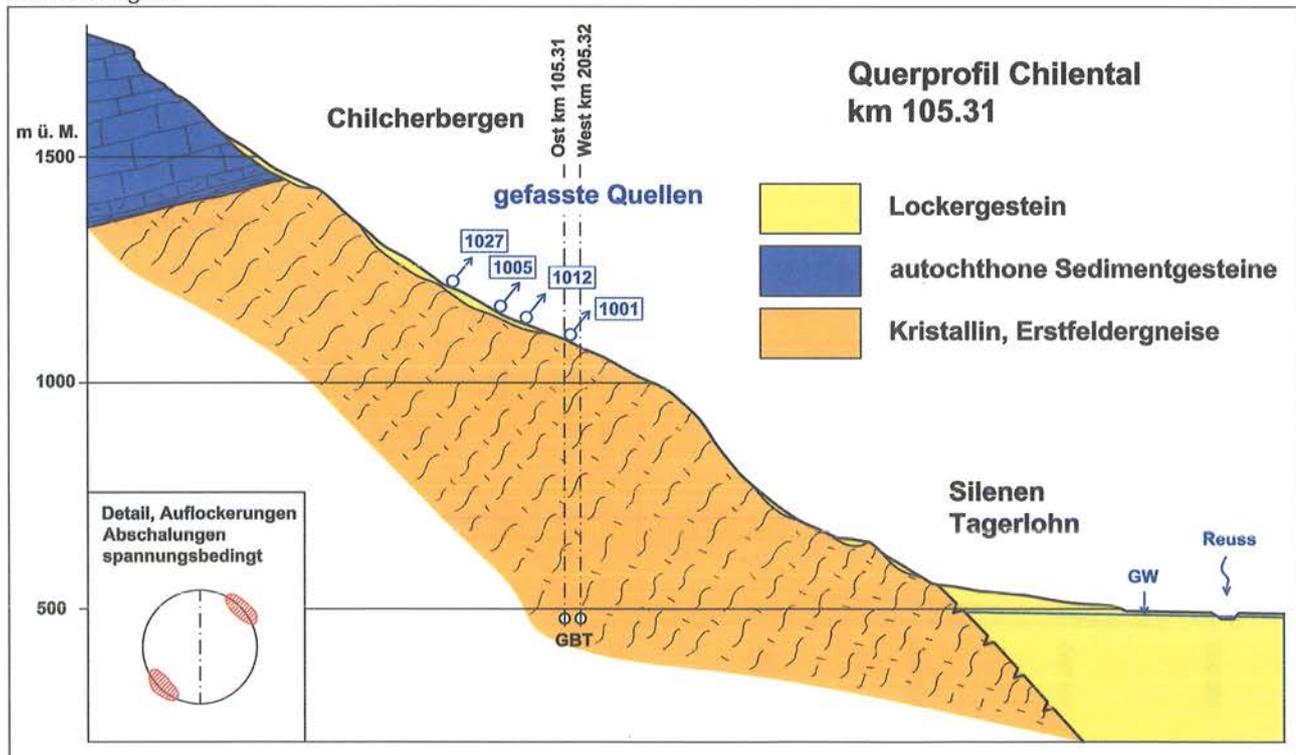
Die kühlen Temperaturen und die Reaktionen der Oberflächenquellen sprechen dafür, dass das Wasser aus höher gelegenen Regionen versickert und das Gebirge relativ rasch durchströmt. Eine Abnahme der Gesamtwassermenge durch eine Entleerung des im Gebirge gespeicherten Wassers zeichnet sich zur Zeit noch nicht ab. Der sprunghafte Anstieg der Wassermenge in der bereits fertig ausgebrochenen Oströhre im Juni, d.h. der Zeit der Schneeschmelze in den hochgelegenen Gebieten, weist darauf hin, dass die Schüttmenge eine Jahresganglinie aufweist.

3.2. Gesamttunnel Vergleich Befund mit Prognose

Wenn wir den Befund des mittleren Wasseranfalls (in $l/s \cdot km$) in den einzelnen Teilabschnitten mit der Prognose vergleichen (Bild 6), so fällt folgendes auf:

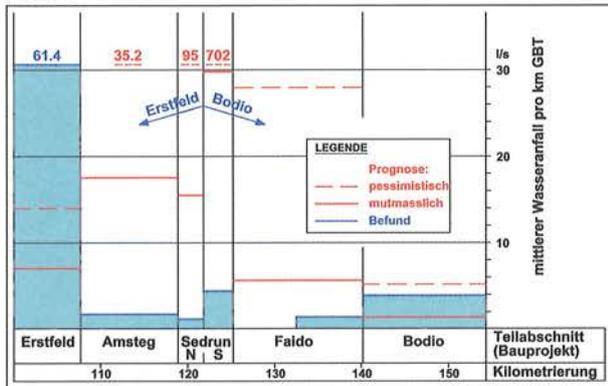
- Die beiden Randlose Erstfeld und Bodio führen Wassermengen die über dem Schätzwert der Prognose

Bild 5: Teilabschnitt Erstfeld; Querprofil bei km 105.31 und Skizze (unten links) mit Lage der spannungsbedingten Erscheinungen.



- liegen. In Bodio noch im Bereich der geschätzten Streubreite, in Erstfeld um ein mehrfaches höher.
- Die zentralen Teilabschnitte Amsteg und Sedrun führen um eine Vielfaches weniger Wasser als prognostiziert. Ähnliches, wenn auch bis jetzt noch etwas weniger ausgeprägt, zeichnet sich auch im Teilabschnitt Faido ab.

Bild 6: Gotthard-Basistunnel; mittlerer Gesamtwasseranfall in l/s*km pro Teilabschnitt. Vergleich Prognose – Befund.



Der von der Prognose abweichende Bergwasseranfall in den zentralen Teilabschnitten ist vor allem auf die zu hoch eingeschätzte Wasserführung der Störungen zurückzuführen. Für diese wurden hohe Wasserzuflüsse von bis zu 100 l/s prognostiziert, basierend auf Modellrechnungen der Arbeitsgruppe Hydrogeologie im Jahre 1993. Im Vortrieb zeigte sich, dass die kakiritischen Störungen infolge ihres Gesteinsmehlanteils («Lehm») nur schlecht durchlässig sind und entweder gar kein Wasser oder höchstens einige wenige l/s führten. Zudem nimmt in den neben den

Störungen gehäuft vorkommenden Klüften die Durchlässigkeit in Übereinstimmung mit dem FES-Modell (Lombardi 1994) mit steigender Überlagerung ab.

Beim im Betriebszustand vom Kulminationspunkt gegen Erstfeld abfließenden Wasser wird sich die Differenz zwischen Prognose und Befund positiv auf die Wassertemperatur beim Portal auswirken, die wesentlich kühler sein wird als prognostiziert, sodass auf die für den Betriebszustand geplanten, dauerhaft zu betreibenden 3 Kühltürme wohl verzichtet werden kann.

4. Teilabschnitt Sedrun, Störzone 50b

Im Teilabschnitt Sedrun liegt der Vortrieb in Richtung Süden nach dem Durchörteren der sedimentären Urseren Garvera-Zone in den altkristallinen Gneisen des Gotthard-Massivs (Bild 7). Neben glimmerreicheren Paragneisen sind dies polymetamorphe, feldspatreichere migmatitische und granitische Gneise. Das Gebirge wird von einzelnen kakiritischen bis mylonitischen Störungen durchsetzt. Ausserordentliche Schwierigkeiten wurden in diesen geologischen Einheiten nicht erwartet, denn die quer streichenden und steil abfallenden Gneisplatten verlaufen günstig bezüglich des Tunnelquerschnittes, aber ungünstiger bezüglich der Ortsbrust, die deshalb lokal mit Ankern gesichert werden musste (siehe entsprechendes Band in Bild 7). Bei km 125.421 stiess der Vortrieb jedoch anstelle von Einzelstörungen, die nur wenige Meter mächtig sind, auf eine 160 m breite Störzone, deren Überwindung erhebliche Schwierigkeiten bereitete.

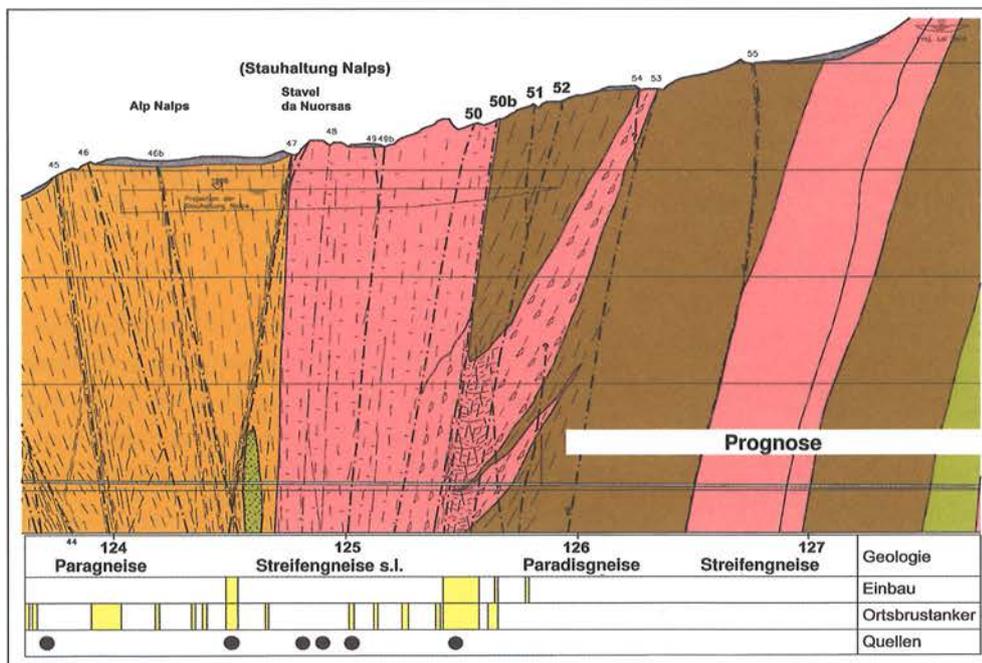
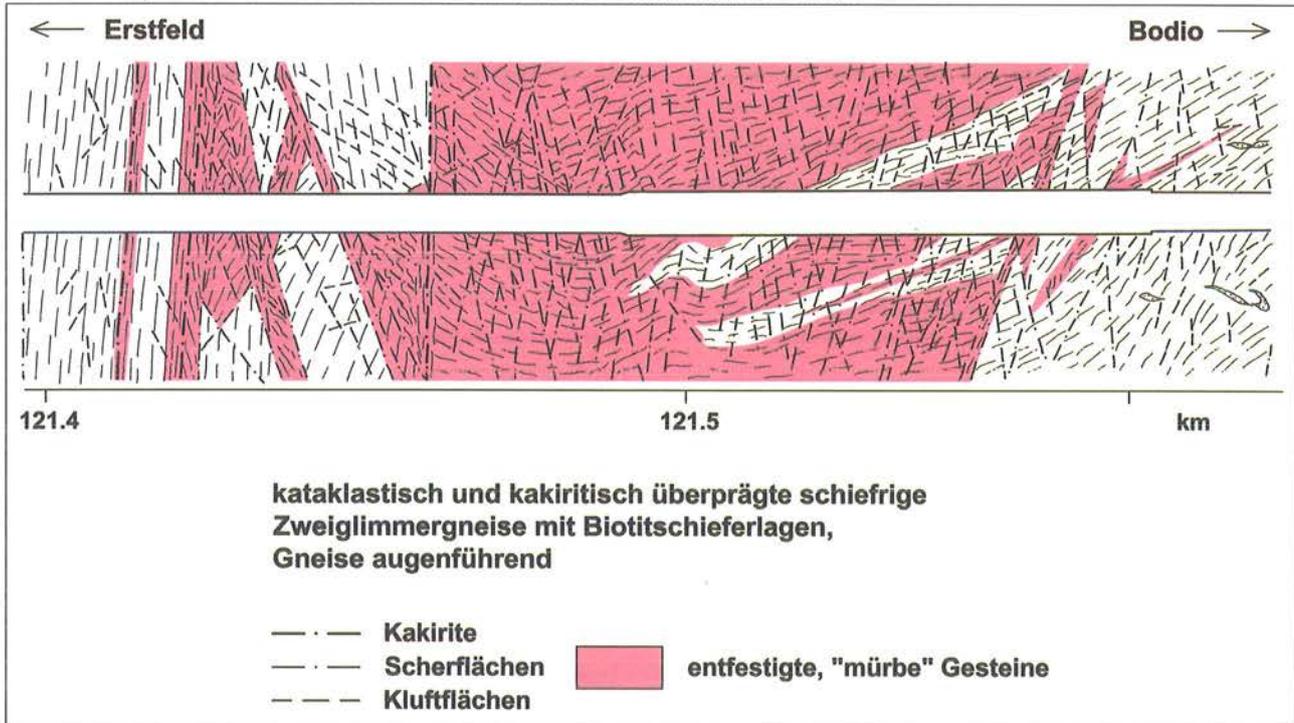


Bild 7: Teilabschnitt Sedrun, geologisches Längsprofil im Bereich des Gotthard-Massivs. Störungen strichpunktiert.

Bild 8: Detailprofil der Störzone 50b in der Oströhre des Teilabschnittes Sedrun.



Das Detailprofil (Bild 8) zeigt, dass die Störzone aus kataklastisch bis kakiritisch überprägten, entfestigten, schiefrigen Zweiglimmergneisen und -schiefern besteht, die augenführend sind. Der Grund für das ungünstige druckhafte Verhalten (siehe Artikel R. Meier) liegt in der hohen Überlagerung von 1600 m, der starken Verschieferung der Gesteine und vor allem der Schieferung, die in grösseren Bereichen sehr ungünstig flach zum Tunnel verläuft.

Bild 9: Teilabschnitt Sedrun; Lage der Störungen 50 und 50b in der geologischen Karte (Ausschnitt aus geologischem Atlas der Schweiz, Atlasblatt 126; Oberalppass; swisstopo 2008).



Aufgrund der guten und durchgehenden Oberflächenaufschlüsse oberhalb des Tunnels (Bild 9) und der Tatsache,

dass im Störungskataster des Projektes lediglich bis maximal 5 m mächtige duktile, d.h. mylonitische Störungen verzeichnet sind, war das Ausmass der im Tunnel angebotenen Störzone nicht prognostizierbar. Es hängt offensichtlich mit dem unregelmässigen Grenzverlauf zwischen dem Augengneiskörper und den Paradisgneisen zusammen, der zu der ungünstigen flachen Lagerung auf Tunnelniveau führte.

5. Teilabschnitt Faido

Auch im Teilabschnitt Faido zeigte sich wie stark sich die Lage des Gesteinsgefüges auf die Vortriebsverhältnisse auswirkt. Die subhorizontale Lage der Schieferung in den Lucomagno-Gneisen führte zu erheblichen Schwierigkeiten und relativ grossen Deformationen, während die Vortriebsverhältnisse im gleichen Gestein bei steil nordfallender Schieferung normal waren.

Bei der gegen Norden folgenden Piara-Zone wurde aufgrund der aus dem Sondierstollen Piara vorgetriebenen bis auf Tunnelniveau reichenden Sondierbohrungen (siehe Bild 10) ein festes Dolomit-Anhydritgestein erwartet. Die vorsichtshalber aus dem Vortrieb heraus in der vorausselenden Tunnelröhre ausgeführte gekernte Vorausbohrung hat diese Prognose bestätigt. Die rund 150 m lange Strecke in der Piara-Zone ist ohne grössere Probleme durchfahren worden, (siehe Artikel von Stefan Flury).

Im Detail wurden in der Oströhre angrenzend an die Lucomagno-Gneise in Vortriebsrichtung die folgenden Gesteine durchfahren:

- 3 m untere Trias: Quarten-Serie mit quarzitischen Gneisen bis Quarziten
- 142 m mittlere Trias: Dolomit-Anhydritgesteine und fein- bis mittelkörnige glimmerführende Dolomite mit Anhydrit- oder Hellglimmerlagen wechsellaugend (karbonatisch-sulfatische Trias)
- 18 m Corandoni-Zone des Gotthard-Massivs mit serizit- und chloritreichen Gneisen

Mitte Juni lag der Vortrieb immer noch im nördlich an die Piora-Zone anschliessenden Medelser-Granit.

Ergänzend ist noch zu bemerken, dass die intensiven hydrogeologischen Untersuchungen u.a. mit Färbversuchen ergaben, dass das Karstsystem über dem Tunnel gegen Osten in Richtung Val Blenio entwässert, wo der Vorfluter deutlich höher liegt als der Gotthard-Basistunnel. Im Tunnelbereich muss die Basis des wasserführenden Karstes dementsprechend über dem Tunnel liegen. Es ist deshalb nicht einfach ein glücklicher Zufall, dass der zuckerkörnige Dolomit auf Tunnelniveau nicht vorkommt, denn dieses Gestein und die an der Oberfläche ebenfalls vorkommende löchrige Rauwacke entstehen, wenn das

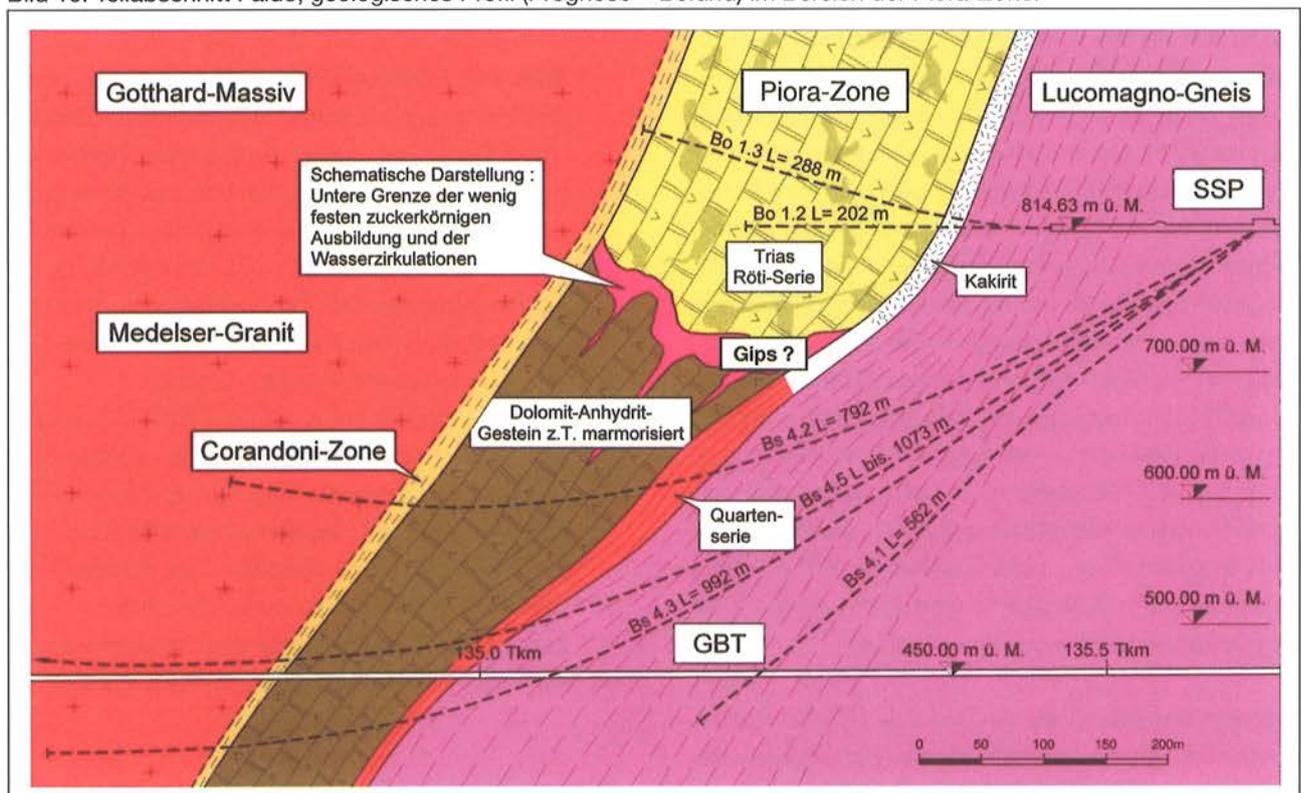
Sulfat durch zirkulierendes Wasser aus dem Gestein gelöst wird.

Die an Anhydritproben aus der Piora-Zone durchgeführten röntgenkristallographischen Untersuchungen zeigten, dass der Anhydrit der Piora-Zone die Struktur von Anhydrit II (sog. «unlöslicher» Anhydrit) aufweist. Zudem konnte in keiner Probe teilhydratisierter Anhydrit oder Gips nachgewiesen werden. Damit werden die Erfahrungen von anderen Tunnels, die vergleichbare Anhydritvorkommen aufgeföhren haben (z.B. Simplontunnel), insofern bestätigt, als es sich bei diesen massigen und metamorphen Anhydriten um bautechnisch sehr günstige Gesteine handelt, die auch langfristig nicht zu Problemen führen werden.

6. Prognose geologisch-geotechnischer Risiken

Gehen wir von der üblichen Definition des Risikos als Produkt aus Eintretenswahrscheinlichkeit und Schadensausmass aus, so sind unter Schaden bei einem Tunnelprojekt Mehrkosten und längere Bauzeit zu verstehen. Geht dies auf Grössen zurück, die für jede geologische Einheit einer statistischen Verteilung unterliegen, wie z.B. Trennflächenabstände, Felskennziffern, Gesteinsgrenzen usw., so hält sich das Risiko in einem gewissen Rahmen. Für die NEAT wurde eine Berechnung durchgeführt, bei der

Bild 10: Teilabschnitt Faido, geologisches Profil (Prognose = Befund) im Bereich der Piora-Zone.



alle wesentlichen geologischen und geotechnischen Faktoren mit einfachen Dreiecksverteilungen nach einem Zufallsprinzip kombiniert wurden (Dudt & Descoedres 1999). Sie führte im Falle des Gotthard-Basistunnels zu einem Streumass der Kosten in der Grössenordnung von weniger als $\pm 10\%$ und bei der Bauzeit von rund ± 1 Jahr.

Bei den Singularitäten fallen die Risiken, wie auch die Chancen, wesentlich stärker ins Gewicht als die statistischen Grössen. Beim Gotthard-Basistunnel waren ursprünglich die Piora-Zone und das Tavetscher Zwischenmassiv die grössten geologischen Risiken. In den Jahren 1992–1998 waren diese beiden geologischen Einheiten wegen einer sich abzeichnenden möglichen Etappierung der NEAT, beim sogenannten Achsenstreit, Anlass für eine Presse- und Politikerpolemik, in der sogar die Machbarkeit des Gotthard-Basistunnels angezweifelt wurde.

Bild 11: Erkannte und nicht erkannte singuläre geologische Risiken.

A. Erkannt (Vorprojekt), erkundet, im Projekt berücksichtigt			
Zone, Ereignis	Aufwand Erkundung	erwartete Schwierigkeiten	Aufwand Durchörterung
Intschi-Zone	gering	gross	mittel
Hydrothermal zersetztes Geb.	nicht lokalisierbar	gross	gross
TZM-Nord	gross - sehr gross	sehr gross	sehr gross
Urseren-Garvera-Zone	gering	gross	mittel
Piora-Zone	sehr gross	mittel - gross	mittel
Ganna di Bodio	mittel	mittel	mittel
B. Unbekannt, nicht prognostiziert "Unvorhergesehenes"			
Sedrun Störzone 50b	-	-	mittel - gross
Faido MFS	-	-	sehr gross
Bodio Störung 2705	-	-	mittel
Unbekannte Reststrecke	?	?	?

Die im Rahmen des Vorprojektes 1992 erkannten geologischen Risikozonen sind in Bild 11 aufgeführt. Für sie wurde mit einem Streumass von bis zu 25% gerechnet (P. Zbinden 2004). Um das Risiko zu verringern, wurden sie bis und mit Bauprojekt mit unterschiedlichem Aufwand erkundet (F. Keller 2002). Im Falle der Intschi-Zone und der Urseren-Garvera-Zone war der Aufwand mit Detailkartierungen an der Oberfläche und dem Einbezug der Erkenntnisse in benachbarten Kraftwerkstollen am geringsten. Im Falle der Piora-Zone mit Sondierstollen und 26 z.T. langen Kernbohrungen war er am grössten. Insgesamt wurden für den gesamten Basistunnel immerhin 16 km Kernbohrungen ausgeführt. Geologisch nicht lokalisierbar, aber aufgrund früherer Untertagebauten möglich, war das Auftreten von hydrothermal zersetztem Gebirge. Dieses Risiko wurde deshalb im Teilabschnitt Amsteg im Bauprojekt mit einer möglichen Umgehung berücksichtigt.

Während dem Bau wurde das Risiko durch Vorauserkundungen mit Schlagbohrungen und Kernbohrungen weiter herabgesetzt. So wurden z.B. im geotechnisch schwie-

rigsten Abschnitt des Gotthard-Basistunnels, nämlich dem Tavetscher Zwischenmassiv Nord, durchgehend sich überlappende Kernbohrungen vorgetrieben.

Heute, nachdem alle im Rahmen des Vorprojekt erkannten und in der Folge erkundeten Risikozonen hinter uns liegen, können wir festhalten, dass sie entweder im vorgesehenen Rahmen oder wie im Falle der Intschi-Zone und der Urseren-Garvera-Zone sogar mit wesentlich weniger Aufwand bewältigt wurden.

Auch wenn wir die Aufschlüsse an der Oberfläche noch so sorgfältig untersuchen und Aufschlusslücken mit Sondierungen erkunden, ist bei einem langen tiefliegenden Tunnel immer damit zu rechnen, dass unerwartete Problemstrecken auftauchen, für deren Überwindung Zeit und Geld benötigt werden. Unvorhergesehenes kann zwar nicht prognostiziert werden. Aber aus den Ereignissen früherer Tunnelbauten wie z.B. Gotthard-Bahntunnel, Gotthard-Strassentunnel, Furkatunnel und Vereinatunnel kann die Häufigkeit von unerwarteten Ereignissen grob abgeschätzt werden, denn bei diesen Bauwerken ist es jeweils zu 1–2 solchen Ereignissen gekommen, oder anders ausgedrückt alle 10–20 km. Die bisherigen drei Ereignisse im Gotthard-Basistunnel stehen dazu nicht im Widerspruch und auch ein hoffentlich nicht eintretendes Viertes auf der Reststrecke würde dies nicht tun.

Zitierte Literatur:

- Dudt, J.-P. & Descoedres, F. (1999): Quantifizierung der Prognose(un)sicherheit im Tunnelbau am Beispiel der AlpTransit Basistunnel; Tagungsband Symposium Geologie AlpTransit 1999, Balkema Rotterdam
- Keller, F. (2002): Geologische Risikozonen beim Gotthard-Basistunnel: Konzept der Vorauserkundung; AlpTransit-Tagung 2002, Dokumentation sia D 0177,
- Lombardi, G. (1994): Hydrogeologische Aspekte von Tunnelprojekten; Felsbau 12, Nr. 6
- Rybach, L., Busslinger, A., Keller, F. (2006): Predicted and measured rock temperatures in the Gotthard Base Tunnel – a comparison; Tagungsband Symposium AlpTransit 2005, vdf Hochschulverlag ETH Zürich
- Sabarly, F. (1968): Les injections et les drainages de fondation de barrage; Géotechnique 1968
- Zbinden, P. (2004): Gotthardachse, Stand Projekt; AlpTransit-Tagung 2004, Dokumentation sia D 0202

Bauteile:	<ul style="list-style-type: none"> - TBM-Vortrieb (Hartgesteins-Grippermaschine): 2 x 7.1 km - 24 Querschläge im Sprengvortrieb, alle ca. 312.5 m - Tagbau: 2 x 600 m - Aufweitung Verzweigungsbauwerk im Sprengvortrieb: 2 x 400 m - Abzweigende Röhren im Sprengvortrieb: 140 m/180 m
Geologie:	Homogenes Gebirge bzw. ausschliesslich Erstfelder Gneis/Störzone Öfital
Bauzeit:	2007 bis 2012

1.3 Projektparameter Los Amsteg

Länge:	2 Einspurröhren mit einer Länge von je 11.35 km
Querschnitt / Durchmesser:	Ø = 9.58 m
Bauteile:	<ul style="list-style-type: none"> - TBM-Vortrieb (Hartgesteins-Grippermaschine): 2 x 10.7 km - Sprengvortrieb: 2 x 650 m Einspurtunnel sowie Baustollen, Speisepunkt, Bergwasserstollen, Verzweigungen, Montagekavernen und Startröhren - 37 Querschläge im Sprengvortrieb, alle ca. 312.5 m - Kabelstollen TBM-Vortrieb: Ø = 3.70 m, L = 1.8 km
Geologie:	Inhomogene Abfolge aus Erstfelder Gneis, Altkristallin, Intschi-Zone, Tscharren-Gruppe, Aare-Granit, nördliche Schollenzone, südlicher Granitgneis und südliche Gneiszone mit einer maximalen Überlagerung von 2'100 m/Diverse Störzonen (Intschi-Zone, Hydrothermal zersetztes Gebirge etc.)
Bauzeit:	2002 bis 2012

2. Stand der Arbeiten

2.1 Los Amsteg

Im Los Amsteg erfolgte der Baubeginn im Jahr 2002. Innerhalb eines Jahres wurden die umfangreichen Installationen (Bild 3) errichtet sowie der komplexe «Fuss-

Bild 3: Installationsplatz Amsteg



punkt» (Einspurtunnel, Baustollen, Speisepunkt, Bergwasserstollen, Verzweigungen, Montagekavernen und Startröhren) im Sprengvortrieb und der Kabelstollen zum KW Amsteg im TBM-Vortrieb ausgebrochen (Bild 4).

Der TBM-Vortrieb wurde im Jahr 2003 aufgenommen und nach 3 Jahren bzw. rund 10.7 km ohne grössere bautechnische Probleme abgeschlossen. In der geologischen Formation des Aar-Massivs wurden grösstenteils standfeste Gneise des Altkristallins und harte, zu Bergschlag neigende Aar-Granite durchfahren. Geotechnisch schwierig waren die Intschi-Zone (weiches, druckhaftes Gebirge) sowie die Tscharren-Gruppe (sehr sprödes Gebirgsverhalten mit bis zu 2 m vorausbrechender Ortsbrust). Gegen das Südende des Aar-Massivs waren geologische Störungen prognostiziert. Der Niederbruch nach 10'722 m Vortrieb bestätigte diese Prognose eindrücklich. Nach der TBM-Demontage wurde die restliche Strecke bis zur Losgrenze Sedrun im Sprengvortrieb aufgeföhren. Der Durchschlag erfolgte im Oktober 2007 (Bild 5).

Bild 4: Vorarbeiten Untertage Amsteg

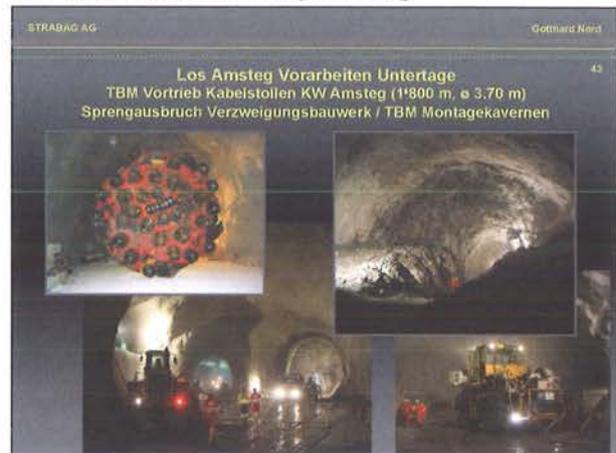


Bild 5: Durchschlag Amsteg-Sedrun



Der Betonrohbau (Verkleidung und Innenausbau) ist seit Mai 2007 im Gang und wird südlich der TBM-Montage-

kavernen per Ende 2009 der Bauherrschaft AlpTransit Gotthard AG übergeben. Das Rohbauende ist im Jahr 2012 vorgesehen.

2.2 Los Erstfeld

Der Verwaltungsrat der AlpTransit Gotthard AG vergab am 9. Februar 2007 das Los Erstfeld nach zwei von der Eidgenössischen Rekurskommission gut geheissenen Rekursen zum dritten Mal an die STRABAG. Am 27. März 2007 – rund zweieinhalb Jahre nach der Angebotseingabe – konnte schliesslich der Werkvertrag unterzeichnet werden.

Ende August 2007 wurde im Los 151 Erstfeld die erste Sprengung für den Ausbruch der TBM-Startröhren realisiert. Der Wechsel der Equipen und des Inventars für den Ausbruch der Startröhren im Los Erstfeld erfolgte wie vorgesehen direkt im Anschluss an die Fertigstellung der Ausbrucharbeiten im Los Amsteg.

Bild 6: Andrehfeier Erstfeld TBM Ost



Bild 7: Andrehfeier Erstfeld, «Urner Teufel»



Nach einer intensiven Installationsphase wurde der TBM-Vortrieb am 4. Dezember 2007 gestartet (Bild 6). Der legendäre «Urner Teufel» (Bild 7) hatte dabei in einem kurzen Schauspiel seinen Auftritt, vermochte aber den Vor-

triebsbeginn nicht zu verhindern. Der TBM-Vortrieb wird bereits im September 2009 beendet.

Das Verzweigungsbauwerk Erstfeld – die politische Variante «Berg lang» – ist parallel zum TBM-Vortrieb im Sprengverfahren in Angriff genommen worden. Dabei werden zwei unterirdische Verzweigungskavernen mit je einer abzweigenden Tunnelröhre gebaut (abzweigende Oströhre 140 m, abzweigende Weströhre 180 m).

Mit dem am 16. Juni 2009 realisierten und durch das Schweizer Fernsehen DRS «live» dokumentierten Durchschlag der TBM «Gabi I» in der Oströhre Erstfeld (Bild 8) – notabene mit 6 Mt Vorsprung auf den Bauzeitenplan – ist die Übergabe an die Bahntechnik im Juni 2011 gesichert. Das Rohbauende ist wie im Los Amsteg im Jahr 2012 vorgesehen.

Auf dem Installationsgelände Erstfeld mit dem Tagbautunnel lässt sich langsam erahnen, wie die Landschaft bis zur Inbetriebnahme des Basistunnels im Jahre 2017 verändert wird (Bild 9).

Bild 8: Durchschlag Erstfeld-Amsteg



Bild 9: Installationsgelände Erstfeld



3. TBM-Vortriebslogistik

Die beiden TBMs Gabi I (TBM Ost) und Gabi II (TBM West) wurden bereits im Los Amsteg erfolgreich eingesetzt. Die wichtigsten Daten der beiden Hartgesteins-Tunnelbohrmaschinen lauten wie folgt:

- Hersteller TBM: Herrenknecht AG (D)
- Hersteller Nachläufer: Rowa Engineering AG (CH)
- Bohrdurchmesser: 9.58 m
- Anzahl Meissel/Typ: 62 St/17"
- Bohrkopfanztriebsleistung: 3'500 kW (10 Motoren)
- Bohrkopfdrehzahl: variabel 0 – 6 U/min
- Total installierte Leistung: 7'800 kVA
- Vorschubkraft: 27'500 kN (bei 350 bar)
- Gesamtgewicht Anlage: 3'000 t (TBM 1'300 t)
- Gesamtlänge Anlage: 450 m
- Investitionsvolumen: CHF 30 Mio. (pro TBM)

Die TBM-Montage im Jahre 2003 in Amsteg erfolgte «Untertage» (Bild 10), die erneute Montage im Herbst 2007 in Erstfeld «Übertage» (Bild 11).

Bild 10: Montage TBM Gabi I Amsteg

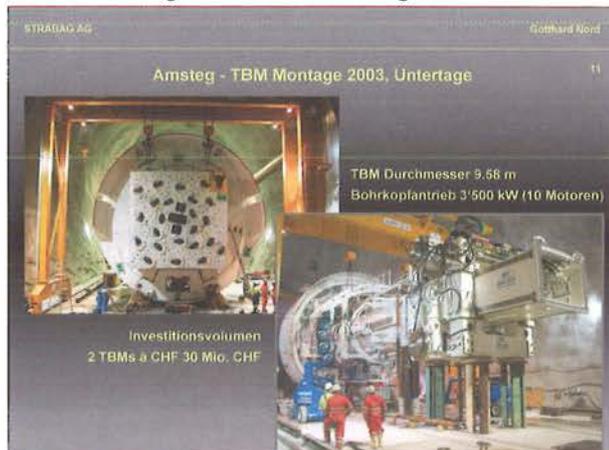
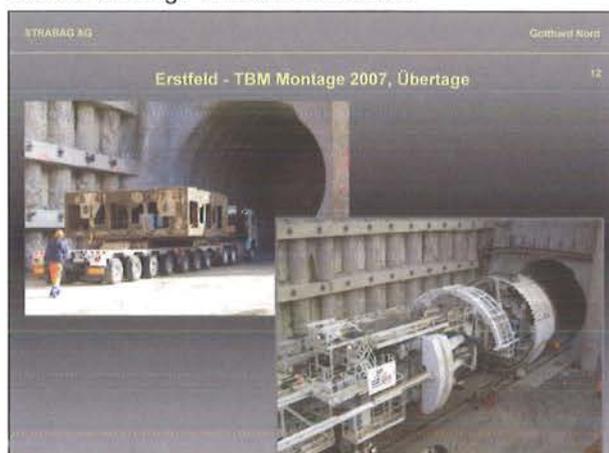


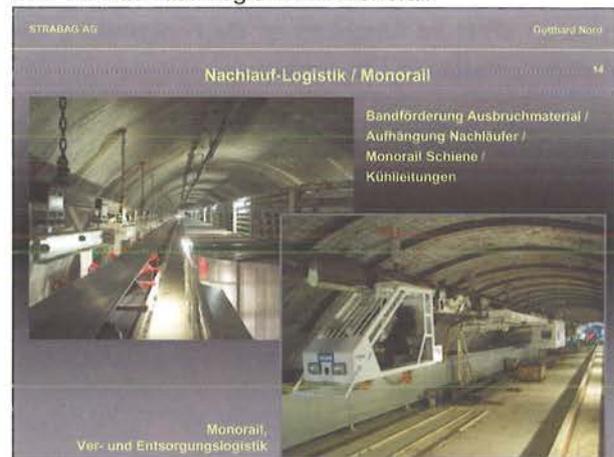
Bild 11: Montage TBM Gabi I Erstfeld



Nach über 30 km Vortrieb lässt sich feststellen, dass sich die Technologie der Nachlauflogistik mit einer hängenden Konstruktion, auch «Flieger» genannt, sehr gut bewährt. Die Ver- und Entsorgungslogistik wird optimiert, indem das Ausbruchmaterial per Förderband abtransportiert und die Stützmittel sowie andere Baumaterialien per Dieseltraktion antransportiert werden. Bei langen TBM-Vortrieben ist dieses Logistik-Konzept mittlerweile Standard.

Beim Umschlagbahnhof im Nachläuferbereich werden die Materialien umgeladen und mittels des sogenannten Monorails (Bild 12) für den Einbau in den Vortriebsbereich transportiert. Mit dem Einsatz des Monorails wurde ein grosser Innovationsschritt in der TBM-Versorgungslogistik erzielt (Integration von bewährter Bergbautechnologie).

Bild 12: Nachlauf-Logistik mit Monorail



Zur systematischen Felssicherung im Bereich der TBM (Bereich L1*) wird mit einem Bogen- und Netzversetzgerät sowie zwei Ankerlafetten voll mechanisiert gearbeitet. Ebenso im Nachläuferbereich (Bereich L2*) in der systematischen Applikation des Spritzbetons kommt ein voll mechanisierter Spritzroboter zum Einsatz. Für die Spritzbeton – Applikation im Bereich der TBM steht ein mobiles Gerät zur Verfügung.

Parallel zu den Felssicherungsarbeiten wird im «Bauch» des Nachläufers mittels einer unabhängigen Sohlschaltung (Bild 13) die Ort betonsohle in Etappen von 10 m erstellt. Die maximal mögliche Tagesleistung beträgt 30 m.

Zur Gewährleistung der Bewetterung und der Sicherheit (Fluchtweg) hat der Ausbruch der Querschläge (Abstand ca. 312.5 m) maximal 1'500 m hinter der Ortsbrust zu erfolgen. Die autonome Querschlagbaustelle ist wie folgt ausgerüstet:

Bild 13: Sohlschalung im Nachläuferbereich



- Fahrbare Hängekonstruktion inkl. Förderband und Übergaben
- Sprengschutz zum Schutz der Ver- und Entsorgungsleitungen, der Lutte und des Streckenförderbandes
- Abdeckplatten aus Stahl zum Schutz der Schienen der Stollenbahn
- Ausbruch- und Sicherungsarbeiten: Bohrwagen und mobiles Spritzgerät
- Schuttergeräte: Fahrlader für die Übergabe auf das Förderband, Raupenbagger für die Profilreinigung, Häggunds für den Abtransport des Ausbruchmaterials ab Übergabe Förderband
- Versorgungszug inkl. Betonumschlag

4. TBM-Vortriebsleistungen in Abhängigkeit des Gebirges

4.1 Geologie

Das vertikal einfallende inhomogene Gebirge in Amsteg, die maximale Überlagerung von 2'100 m mit Gebirgstemperaturen bis 46 °C sind Faktum. Die Beherrschung der Klimagrenzwerte ist technisch sehr anspruchsvoll.

In der tektonischen Situation auf Niveau des Gotthard-Basistunnels ist die Inhomogenität des Gebirges dargestellt (Bild 14). Es handelt sich um eine Abfolge aus den folgenden geologischen Einheiten: Erstfelder Gneis, Altkristallin, Intschi-Zone, Tscharren-Gruppe, Aare-Granit, nördliche Schollenzone, südlicher Granitgneis und südliche Gneiszone. Die Lage der Trennflächen und Klüftkörper ist schematisch und an der Oberfläche in den Urner Bergen klar ersichtlich.

In der Ortsbrust neigt diese Orientierung der Bankung zum Ausknicken (Bild 15). In der Tscharren-Gruppe wird die TBM zum «Brecher» und dementsprechend äusserst

ungünstig beansprucht. Dies steht im Gegensatz zur optimalen Ortsbrust im Erstfelder Gneis.

Bild 14: Tektonische Situation

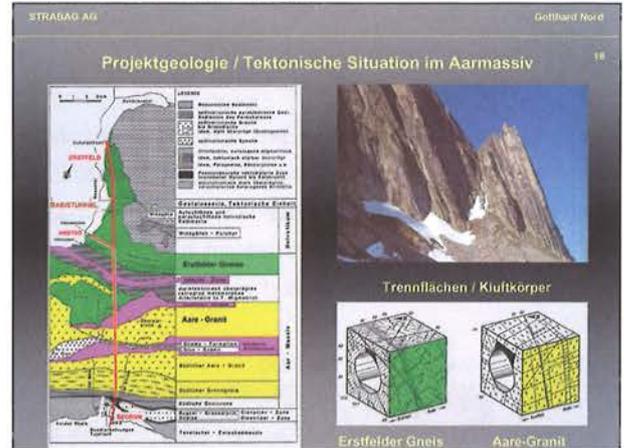
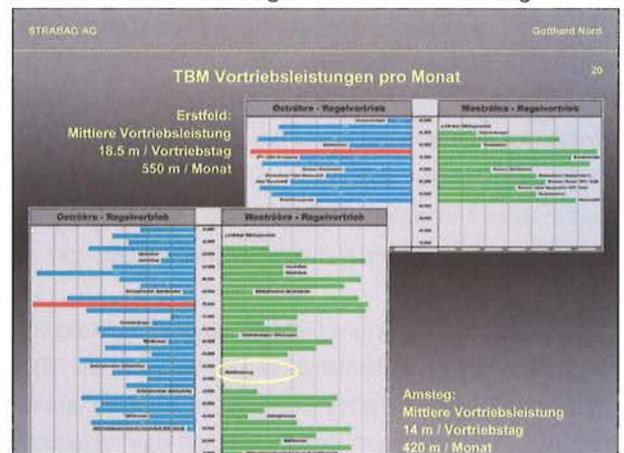


Bild 15: Ortsbrustbilder



Bild 16: Vortriebsleistungen Erstfeld und Amsteg



Die in diesen geologischen Formationen realisierten Vortriebsleistungen sind im Bild 16 dargestellt, oben rechts für das Los Erstfeld, unten links für das Los Amsteg. Die beste Monatsleistung wurde im Los Amsteg im Oktober 2004 mit 688 m erzielt und im Los Erstfeld im September 2008 mit 684 m «egalisiert». Dies entspricht einer mittleren Ta-

geleistung von 23 m. Neben zyklischen Unterbrüchen für Meisselwechsel, Förderbandverlängerung, Bohrkopfevisionen etc. sind Störzonen im Baugrund erkennbar.

4.2 Bergwasseranfall Los Erstfeld

Der weit über der Prognose liegende Bergwasseranfall in Erstfeld (Bild 17) – mit einer Schüttmenge über 300 l/s im Erstfelder Gneis – behinderte den Vortrieb aktuell massiv. Für weitere Details wird auf das Referat von Dr. Franz Keller im vorliegenden Tagungsband verwiesen.

Bild 17: Bergwasseranfall Erstfeld



4.3 Hydrothermal zersetzes Gebirge Los Amsteg

Im Los Amsteg – auf km 7 – wurde im Juni 2005 rund 2 km unterhalb des Chrüzlistocks mürbes, gebräches Gebirge angefahren. Die TBM Ost durchfuhr diese 50 m lange Zone mit geringen Vortriebsleistungen bzw. ohne grössere bautechnische Probleme.

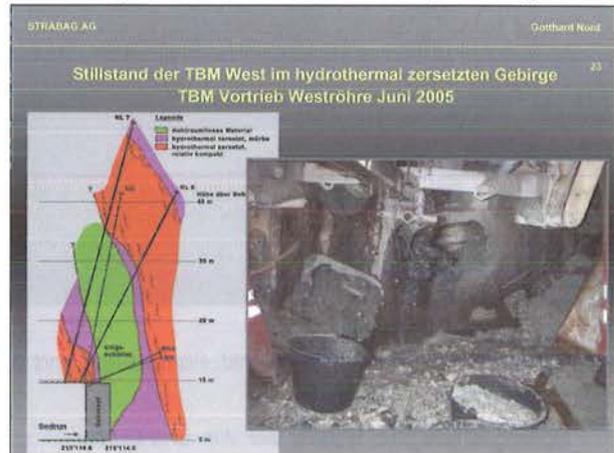
An der Oberfläche in der Nähe der Etzlihütte ist das «Natur-Phänomen» des sogenannt hydrothermal desaggregierten oder zersetzten Gebirges nicht aufgeschlossen, da dieses in einem Quertal durch Hangschutt bedeckt ist.

In der Weströhre führte eine Gebirgswasserschüttung von nur 2.5 l/s zum Vortriebsstillstand. Der Versuch, die TBM mittels seitlichem Umgehungsstollen zu befreien, scheiterte (Bild 18). Der durch das Einfließen des zersetzten Gebirges entstandene, einem Schlot ähnliche Verbrauch sollte die Maschine für 5 Monate blockieren.

Damit die TBM West wieder andrehen konnte, wurde der lockere Bereich vor dem Bohrkopf über einen 15 m langen Injektionsstollen von der Oströhre aus mit Zement verfestigt. Ebenfalls von der Oströhre aus wurde gleich-

zeitig ein 50 m langer konventioneller Gegenangriff zur Weströhre ausgebrochen und der Bohrkopf im Schutze eines Rohrschirms freigelegt.

Bild 18: Hydrothermal zersetzes Gebirge Amsteg



Die entstandenen Mehrkosten belaufen sich auf 10 Mio. CHF.

5. Betonphase

5.1 Gewölbe

Für die Erstellung des Gewölbebetons kommen insgesamt 3 Schalungseinheiten à 2 Schalungen (Vor- und Nachläufer) zum Einsatz. Jeder Schalung folgen jeweils 4 Nachbehandlungswagen. Die Versorgung erfolgt über einen separaten Energiewagen. Den Schalungen vorausgehend werden die Abdichtung und die Armierung jeweils von einem separaten Wagen aus eingebracht.

Die Elementlänge der insgesamt 6 Schalungen (Bild 19) beträgt jeweils 10 m. Die Anpassung an die verschiedenen Profile resp. Gewölberadien erfolgt über 4 mittels Spindeln einstellbare Gelenke. Die konischen Aufweitungen zwischen zwei Gewölberadien (5 cm im Radius auf 10 m Länge) können mit jeder Schalung realisiert werden.

Bild 19: Gewölbeschalung



Im Schichtmodell 7-1-7-6 (2 Wochen auf der Baustelle, 1 Woche zuhause) und im Wechsel über die 3 Schalungseinheiten ergibt sich ein Zyklus von 9 Wochen. Mit diesem Dekadenbetrieb werden beachtliche 1'650 m Gewölbebeton pro Monat realisiert.

5.2 Bankett-Fertigelemente

Der erstmalige, nach der Konzeption der STRABAG zu Stande gekommene Einsatz von Bankett-Fertigelementen (Bild 20) darf als Erfolg bezeichnet werden. Mit diesem Konzept wird mittlere Monatsleistung von 2'250 m Tunnelröhre erzielt. Die Fertigelemente werden im nahe gelegenen Fertigteilerwerk der BEFAG Betonvorfabrikations AG in Flüelen produziert und mittels LKW «just in time» für den Einbau auf die Baustelle transportiert.

Bild 20: Bankett-Fertigelemente



6. Sozialpolitische Aspekte

6.1 Arbeitssicherheit und Gesundheitsschutz

Arbeitssicherheit ist Chefsache und hat absolute Priorität. Dies muss die Grundlage der Sicherheitskultur eines Unternehmens bilden.

Die Unternehmensleitung bedauert den Todesfall im Jahre 2003 sehr. Die STRABAG ist sich der menschlichen Tragik bewusst.

Doch das Beherrschen der Quarzstaubimmissionen, sprich MAK-Werte, wie auch der Klimagrenzwerte am Arbeitsplatz liegt im kritischen Grenzbereich.

6.2 Konflikt der Sozialpartner

Der Interessenkonflikt der Sozialpartner bzw. das Spannungsfeld zwischen UNIA und Unternehmer ist eine la-

tente Belastung. Die Thematik dreht sich um Entlöhnung, Arbeitszeitkalender, Landesmantelvertrag etc.

Die von UNIA im Jahr 2007 inszenierte Streikblockade hat aktuell ein Nachspiel vor dem Zürcher Bezirksgericht. Die Schadensersatzforderung der STRABAG lautet auf 400'000.– CHF.

AlpTransit dient zum wiederholten Mal als Plattform für Schweizer Sozialpolitik.

7. Betriebswirtschaftliche Fakten und Werkvertragsmanagement

7.1 Betriebswirtschaftliche Fakten

In der «Lebensader» jeder Unternehmung pulsieren betriebswirtschaftliche Fakten. Für die beiden Lose Erstfeld und Amsteg lassen sich diese wie folgt darstellen:

- Die Akquisition des Loses Amsteg erfolgte mit 15 % Differenz bzw. 90 Mio. CHF Vorsprung, diejenige des Loses Erstfeld mit nur 0.6 % Differenz bzw. 2.6 Mio. CHF Vorsprung.
- Bei einer Bauzeit von 10 Jahren und einer Länge von 2 x 19 km ist die Amortisation der Unternehmer-Anlagen auf 10 % Buchrestwert zwingend.
- Im Los Amsteg ist ein Verlust von 5 % notabene 35 Mio. CHF per Bauende Tatsache!
- Im Los Erstfeld operiert die STRABAG aktuell auf schmalem Grat. Die Zielsetzung per Bauende ist eine «schwarze Null».

Aus diesen Fakten ist das betriebswirtschaftliche Unternehmerrisiko zu erkennen. Die Zielsetzung; die Realisierung einer Rendite ist aktuell nicht erfüllt!

7.2 Werkvertragsmanagement

Die Erkenntnisse der STRABAG zum Werkvertragsmanagement:

- NPK Einheitspreisverträge mit Leistungsverzeichnissen im «Menükarten-Stil» provozieren Spekulationen. Trotz Einführung von «weichen» Zuschlagskriterien führt nur der tiefste Angebotspreis zum Auftrag.
- Das «Aufrüsten» mit Juristen bei allen Vertragspartnern ist nicht zielführend. Die Verantwortung wird an die Schlichtungskommission, die Politik und die Justiz überwältigt.

- Industriell tätige Unternehmer benötigen zwingend neue Vertragsmodelle.
- Globalpreisverträge im bekannten Baugrund sind zu favorisieren.
- Die erfolgreiche Projektabwicklung erfordert Ingenieur-Leaderpersönlichkeiten.

8. Fazit

8.1 Quantensprünge im Bauzeitenplan

Unter dem Titel Projektgeologie konnte mit dem erfolgreichen Durchörtern der Intschi-Zone Amsteg und dem kürzlich erfolgten Unterqueren des Öfitals Erstfeld trotz des Rückschlags im hydrothermal zersetzten Gebirge ein «Quantensprung» im Bauzeitenplan realisiert werden.

8.2 Quantensprünge im Vertragsmanagement

Quantensprünge sind auch im Vertragsmanagement zu kommunizieren:

- Bei der Abrechnung Amsteg ist der Einheitspreisvertrag «per Saldo Bauende» mit dem VR ATG bereinigt!
- Bei der Abrechnung Erstfeld ist der Globalvertrag aktuell für die Vertragspartner «problemlos».
- Die ATG Kosten (Risiken) im Abschnitt Gotthard Nord sind somit definiert.

8.3 Rückblick

Der Rückblick nach 2 x 19 km und 7 Jahren Bauzeit am Gotthard Nord lässt sich in Tops und Flops gliedern.

Als Tops werden aufgeführt:

- die Auftragsabwicklung als Einzelunternehmer mit flacher Führungsstruktur
- der Globalpreisvertrag Erstfeld mit Übernahme Baugrundrisiko
- die TBM-Vortriebsleistungen im Los Erstfeld
- die Produktionsleistungen beim Gewölbebeton und den Bankett-Fertigelementen im Los Amsteg
- das Synergiepotential der Aufträge Erstfeld und Amsteg

Zu den Flops zählen folgende Tatsachen:

- Das zu tiefe Angebotspreisniveau und der Pauschalrabatt von 30 Mio. CHF im Los Amsteg
- Die «Streitkultur» im LV Ausmass des Einheitspreis-

vertrags Los Amsteg

- Vorzeigebaustellen haben in der Akquisition von Folgeaufträgen keinen Stellenwert.
- Der Verlust der STRABAG per Bauende beträgt notabene 35 Mio. CHF!

8.4 Ausblick

Als Ausblick in die Tunnelszene Schweiz lässt sich Folgendes feststellen:

- Die «NEAT» hat die Anforderungen an Werkvertragspartner sehr hoch definiert! Aktuelle Bauherrschaf-ten übernehmen diese Projektphilosophie, leider auch für «kleine» Projekte.
- Erfüllungsgarantien, Konventionalstrafen, Offertausschlussgründe, Bietergarantien und extreme Projektbedingungen sind Standard.
- Bauherren suchen «rekursresistente» Offerten. Innovative, kostengünstigere Unternehmer-Lösungen werden oftmals ausgeschlagen.
- Trotz Einführung von «weichen» Zuschlagskriterien führt nur der tiefste Angebotspreis zum Auftrag. Der Verhandlungsweg bleibt oft ungenutzt.
- Dies ist eine riskante Entwicklung (Insolvenzgefahr): Eine Strukturbereinigung ist aber noch nicht erkennbar!

8.5 Erkenntnisse

Die betriebswirtschaftlichen Unternehmerrisiken von einst sind auch heute Faktum (Bild 22). Dies hat folgende Konsequenzen:

- Die führenden Kader übernehmen eine enorme Belastung (Verantwortung)
- Menschen auf allen Hierarchiestufen werden «aufgerieben»
- Die Projekt-Ethik ist unverändert wie vor 130 Jahren!

Im Kontrast dazu muss aber der Auftritt der Medien und Politiker im Interesse der Öffentlichkeit akzeptiert werden (Bild 21). Bauherrschaft, Planer und Unternehmer sind in dieses gesellschaftspolitische Phänomen integriert.

Aus sensibler «alpiner Optik» betrachtet bilden Bauherr, Projektgenieur und Unternehmer eine Seilschaft auf schmalen Grat im faszinierenden Spiel von Licht und Schatten, sprich Chancen und Risiken im Untertagebau.

Weitere Informationen: www.agn-erstfeld.ch

Gotthard Basistunnel, Südvortrieb Sedrun – Durchörterung einer unerwarteten, ausgedehnten Störzone – Herausforderungen bleiben

Robert Meier, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Pöyry Infra AG, Zürich
 Andreas Theiler, Dipl. Bauing ETH/SIA; Lombardi AG, Luzern

GOTTHARD BASE TUNNEL, TUNNEL DRIVE SOUTH FROM SEDRUN – TRAVERSING AN UNEXPECTED AND AN EXTENSIVE ZONE OF DISTURBANCE – THE CHALLENGES REMAIN

Since the successful traversing of the Urseren-Garvera Zone between November 04 und April 05 the tunnel excavation work is underway for the south tube of the subsection Sedrun of the Gotthard Base Tunnel in the tectonic unit of the Gotthard Massif. This consists of a variety of gneisses and shales with interstices of intermediate phyllitic zones. In the longitudinal profile, challenging from the point of view of the engineering geology, so-called homogeneous zones were defined with similar or «homogeneous» geological-geotechnical properties. These homogeneous zones are separated by deformed, ductile or brittle, zones of disturbance. The predicted length of these zones usually varies between 5 und 10 m.

At the beginning of June 08, in the east tube a technically difficult zone of disturbance ahead of the drive was suspected on the basis of percussion drilling, which was investigated more closely by means of several core drillings. The length of the zone of disturbance was over 150 m, i.e. much greater than the geological prediction.

The temporary supports for the tunnel drive had to be changed from a rigid system (resistance principle) to a system involving deformable arches (combination of yielding and resistance principle). Therefore, due to the

expected large radial deformations, excavation support types, as used in the north drives in the intermediate Tavetsch Massif North, had to be applied. The special tunnelling installation GTA used in the northern part was not available, so that the tunnel drive and the rock support measures had to be carried out using conventional equipment. To optimize the driving performance, the support measures were continually adjusted to the prevailing conditions during the excavation work. The right point in time has to be recognized for the hardening of the installed arches and made use of. This measure generally caused the deformations to cease. Due to continuing deformations, anchors were subsequently installed.

Deformations were continuously monitored geodetically by means of 3D measuring points that were either located in the rock or on the steel supports, and in addition surface scans provided information on deformations and any underprofiles that occurred.

Driving through the zones of disturbance took from June 08 to January 09 in the east tube, while in the west tube driving operations started in September 08 and the work was completed in March 09. The mean rate of advance was approx. 85 cm to 1.0 m per working day.

Bisherige Vortriebe im Gotthardmassiv, Anfängen der Störzone

Die Vortriebe im Teilabschnitt Sedrun des Gotthard Basistunnels vom Schachtfuss Sedrun Richtung Faïdo sind seit April 2004 im Gange. Zunächst wurde die geologische Formation des Tavetscher Zwischenmassivs Süd (TZM-S) durchfahren, anschliessend, vor Erreichen des Gotthard Massivs (GM), die Urseren Garvera Zone (UGZ). Nach erfolgreicher Durchörterung der UGZ haben die Vortriebe in den beiden Einspurtunnel Anfangs Mai 2005 die

tektonische Einheit des Gotthardmassivs erreicht. Anlässlich des Swiss Tunnel Congress 2006 wurde über die damals nach einem Jahr Vortriebsdauer gemachten Erfahrungen mit dem mechanisierten Vortrieb berichtet. Zwischen Mai 2005 und Juni 2008 wurden in der Oströhre ca. 2'750 m und in der Weströhre ca. 2'450 m Tunnel aufgeföhren. Zwei Ereignisse verzögerten die Vortriebe in der Weströhre, im Juni 2006 ereignete sich bei Tm 2'617 ein Niederbruch von ca. 700 m³, im September des gleichen Jahres wurde die wasserführende Störzone 44 an-

Bild 1: Situation der Vortriebe Sedrun Süd

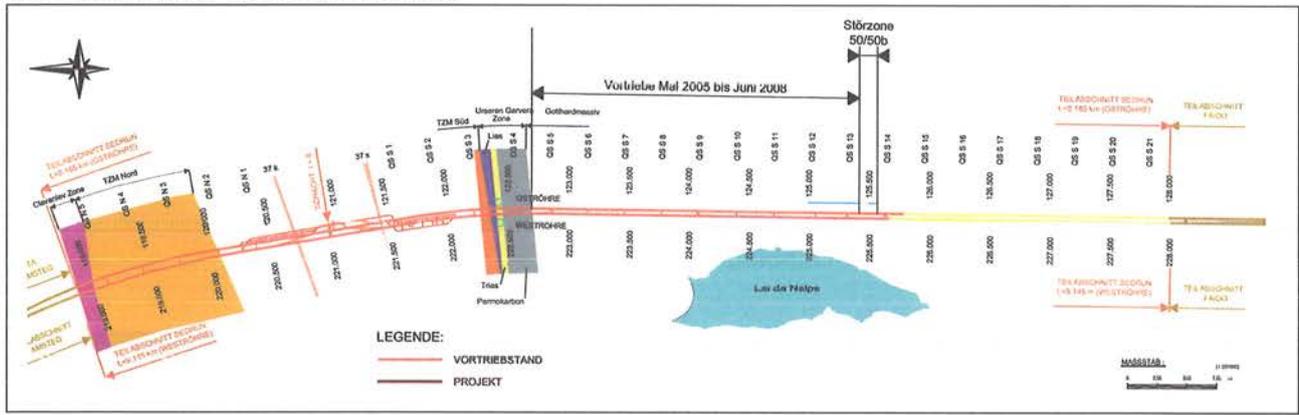
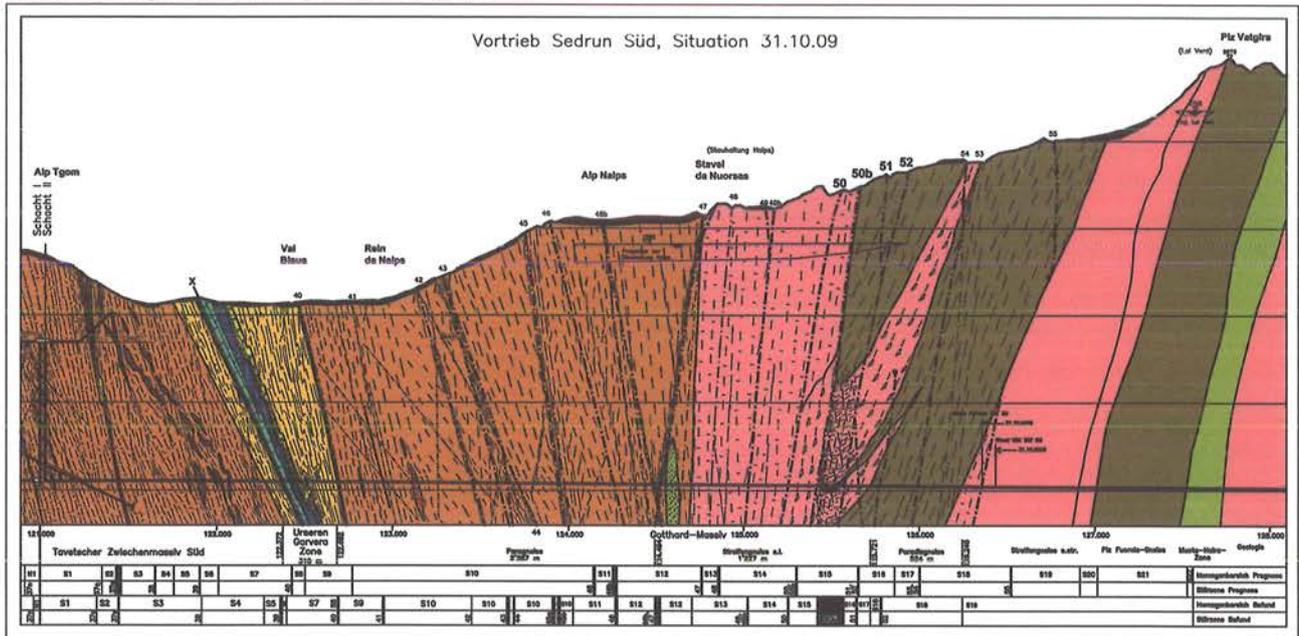


Bild 2: Geologisches Profil Vortriebe Sedrun Süd



gefahren, in der anschliessend Injektionsmassnahmen ausgeführt worden sind. Am Swiss Tunnel Congress 2007 wurde darüber berichtet. Mitte Juni 2008 ist man in der Oströhre bei Tunnelmeter 4'420 ab Schachtfuss in die ausgedehnte und in diesem Ausmass nicht erwartete Störzone 50/50b, über die im Folgenden berichtet wird eingefahren. In der Weströhre war dies Mitte Sept. 2008 der Fall.

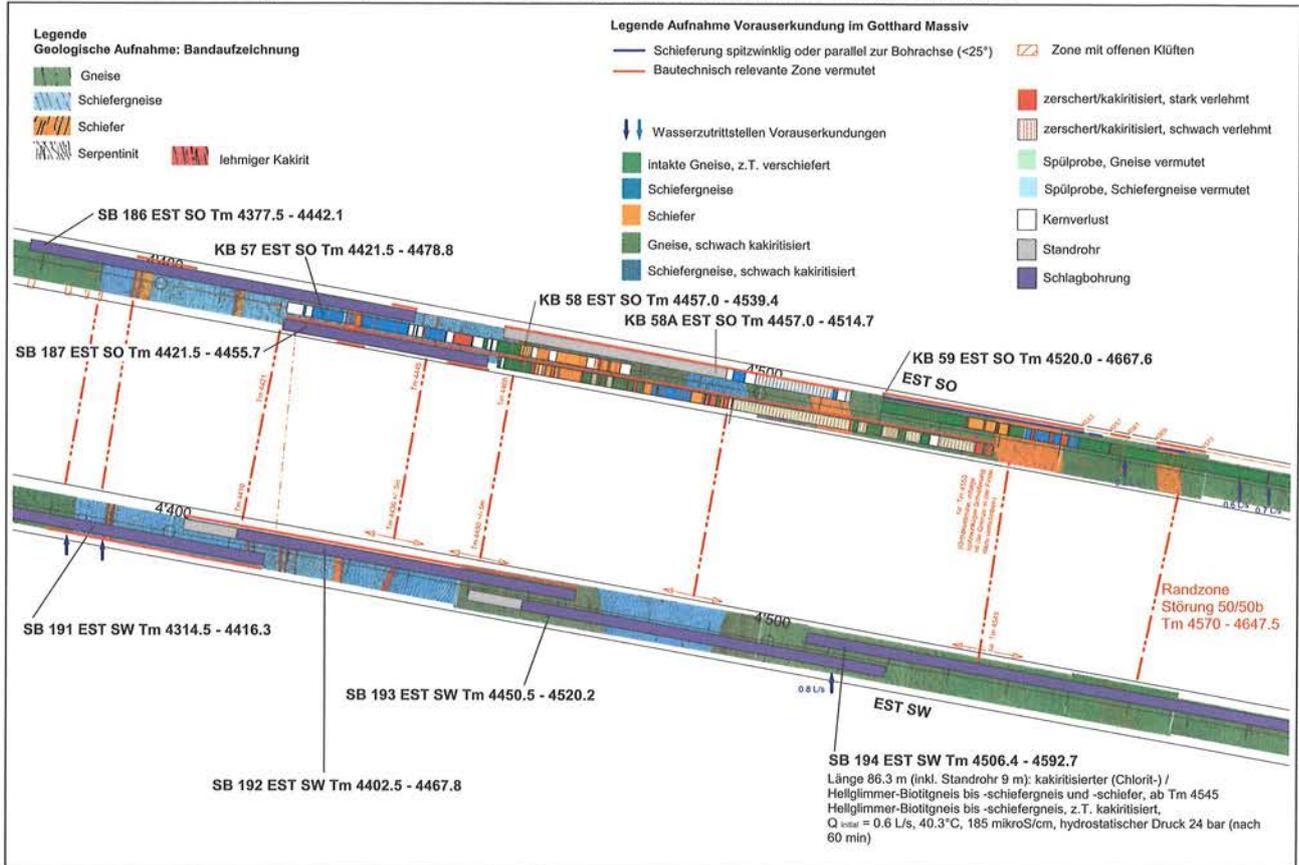
Geologie, Vorauserkundungen

Die Vortriebe befinden sich seit der Durchörterung der UGZ wie erwähnt in der tektonischen Einheit des Gotthard Massivs. Dieses besteht aus einer Vielfalt von Gneisen und Schiefen mit eingeschalteten phyllitischen Zwischenzonen. Im geologisch-bautechnischen Längenprofil werden sogenannte Homogenbereiche definiert mit ähnlichen bzw. «homogenen» geologisch-geotechni-

schen Eigenschaften. Die Homogenbereiche werden durch spröde deformierte oder duktile Störzonen getrennt, deren Mächtigkeit gemäss geologischer Prognose 10 m nicht übersteigt. In Bild 2 sind die Homogenbereiche bzw. die Störzonen Prognose vs. Befund eingezeichnet.

Die UGZ endet bei ca. Tm 1'700 ab Schachtaxe Sedrun. Bis ca. 1.4 km nach der Stauhaltung Nalps die bei Tm 3'000 liegt, wurde bei den Vorauserkundungen hinsichtlich Wasserzuflüsse und der Beeinflussung der Stauhaltung ab der UGZ von erhöhten Anforderungen ausgegangen. Bis zum Tm 4'400 wurden in der vorauserkundenden Röhre deshalb mehrheitlich preventergeschützte Kernbohrungen ausgeführt, ab diesem Tm wurden die Anforderungen reduziert und es war vorgesehen, das Gebirge mittels Schlagbohrungen zu erkunden. Nur bei Anfahren einer Störzone sollte wieder auf Kernbohrungen umgestellt werden. In der nacheilenden Röhre beinhaltet das Vorauserkundungskonzept die Ausführung von Schlagbohrungen.

Bild 3: Vorauserkundungsbohrungen Störzone 50/50b, Kernbohrungen und Schlagbohrungen



In Bild 3 sind die ausgeführten Kern- und Schlagbohrungen in den beiden Tunnelröhren dargestellt. Im Mai 08 wurde in der Oströhre nach einer Serie von Kernbohrungen die erste Schlagbohrung (SB 186) mit einer Länge von ca. 65 m ausgeführt, mit einer Überlappungslänge von 20 m folgte Anfangs Juni 08 eine zweite Schlagbohrung (SB 187) mit einer Länge von 34 m. Mit dieser wurde eine vorausliegende, bautechnisch relevante Störzone detektiert. Dem Konzept entsprechend wurde daraufhin entschieden, die nächste Vorauserkundung wieder mittels Kernbohrung auszuführen.

Die erste Kernbohrung (KB 57) konnte nur bis in eine Tiefe von ca. 57 m ausgeführt werden, die Existenz der Störzone wurde von den Geologen bestätigt und die Mächtigkeit grösser als in der geologischen Prognose vorgesehen angegeben.

Mit einer Überlappungslänge von ca. 20 m wurde nach 36 m Vortriebslänge eine weitere Kernbohrung (KB 58) angesetzt. Diese konnte auf ca. 82 m abgeteuft werden. Der Befund aus der Bohrung ergab neben einer duktilen auch eine spröde Ausbildung der Störzone. Die Bohrung weist, wie bereits die als erste ausgeführte, viele Kernverluste auf. Die minimale Störzonenlänge konnte jetzt mit 120 m angegeben werden. Die erbohrten Gneise, Schiefergnei-

se und Schiefer wurden dem Störzonensystem 50/50b zugewiesen.

Nachdem die Bohrung KB 58 unmittelbar vor dem Vortriebsunterbruch der Sommerpause beendet werden konnte, wurde der Vortriebsunterbruch genutzt, um parallel zur Bohrung KB 58 eine zweite Bohrung, KB 58A abzuteufen. Ziel dieser Bohrung war es, die südliche Begrenzung der Störzone zu erreichen. Trotzdem die Bohrung auf die ersten ca. 40 m verrohrt ausgeführt worden war, sass der Bohrstrang nach weiteren knapp 20 Bohrmeter in einer Endteufe von 58 m, ca. 25 m vor dem Ende der vorangehenden Bohrung KB 58 fest.

Die Überlappungslänge der nächsten Kernbohrung musste aufgrund der Beschaffenheit des Untergrundes reduziert werden, dadurch konnte das Standrohr in günstigeren Felsverhältnissen platziert werden. Die Kernbohrung KB 59 konnte auf eine Bohrtiefe von fast 150 m abgeteuft werden, nach 33 m erreichte die Bohrung das Ende der Störung 50/50b. Die insgesamt in der Oströhre mit Kernbohrungen erkundete Tunnelstrecke belief sich auf insgesamt 246 m, davon betreffen ca. 150 m den Kernbereich der Störzonen 50/50b.

Da der Vortrieb in der Weströhre in der nacheilenden Röhre erfolgte, wurde hier der gesamte Störzonenbereich mit insgesamt drei Schlagbohrungen (SB 191 bis 193) mit Längen zwischen 65 und 85 m erkundet. Die Auswertung der Schlagbohrungen bestätigte die Existenz der Störzone auch in der Weströhre. Aufgrund des später erfolgten Befundes aus den Vortrieben in den beiden Röhren konnte eine gute Korrelation der geologisch-geotechnischen Verhältnisse festgestellt werden. Die Schichten streichen mehr oder weniger senkrecht zur Tunnelaxe.

Vergleich Vortrieb in Störzonen in den Nordröhren und Südröhren

Bevor im Detail über die Vortriebsarbeiten im Störzonenbereich 50/50b berichtet wird, werden die hauptsächlichen Unterschiede zwischen dem Auffahren von mächtigen Störzonen in den Nord- und in den Südvortrieben im Teilabschnitt Sedrun erläutert.

Der Bereich der Nordvortriebe nördlich der Schachtaxe im Tavetscher Zwischenmassiv Nord (TZM-N) und in der Clavianevzone (CZ) bis zur Grenze zum Aarmassiv (AM) kann als eine einzige grosse, generell stark gestörte, kakiritisierte Störzone mit variierender Intensität von plastischem Verhalten, Ortsbrustinstabilität und nachbrüchigem Verhalten betrachtet werden. Diese Gebirgseigenschaften waren gemäss geologischer Prognose vorgesehen, die erforderliche Vortriebszeit mit relativ geringen Vortriebsleistungen war im Bauprogramm enthal-

ten, entsprechende Ausbruchsicherungstypen mit schwerem Einbau waren vorgesehen und die ausführende Unternehmung, die ARGE TRANSCO hat speziell für den Vollvortrieb konzipierte Installationen eingesetzt.

Im Gegensatz dazu sind die Südvortriebe im Gotthardmassiv gemäss geologischer Prognose gekennzeichnet durch Vortriebe in mehrheitlich kompetenten Paragneisen und Streifengneisen, die Mächtigkeit der zwischen den Homogenbereichen liegenden Störzonen ist auf 5 bis 10 m begrenzt. Einzig die als wasserführend prognostizierte Störzone 46b im Bereich der Stauhaltung Nalps wurde mit einer Mächtigkeit von 25 m angegeben. Das Antreffen einer mehr als 150 m mächtigen Störzone in den Südvortrieben stellte deshalb für die Unternehmung, die ARGE TRANSCO Sedrun sowie die Bauherrschaft AlpTransit AG und den projektierenden Ingenieur und die Bauleitung der Ingenieurgemeinschaft Gotthard Basistunnel Süd (IG GBTS) eine grosse Herausforderung dar. Reduzierte Vortriebsleistungen mussten in Kauf genommen, jedoch dauernd optimiert werden, der Einsatz von schweren Ausbruchsicherungstypen war a priori nicht vorgesehen, solche mussten jedoch eingesetzt werden, die in den Nordvortrieben eingesetzten Spezialinstallationen standen nicht zur Verfügung. Da die Arbeitshöhe der eingesetzten Vortriebsinstallationen begrenzt ist, musste deshalb eine deutlich höhere provisorische Sohle als im Norden geschüttet werden damit die ganze Profilfläche mit den Vortriebsgeräten bearbeitet werden konnte.

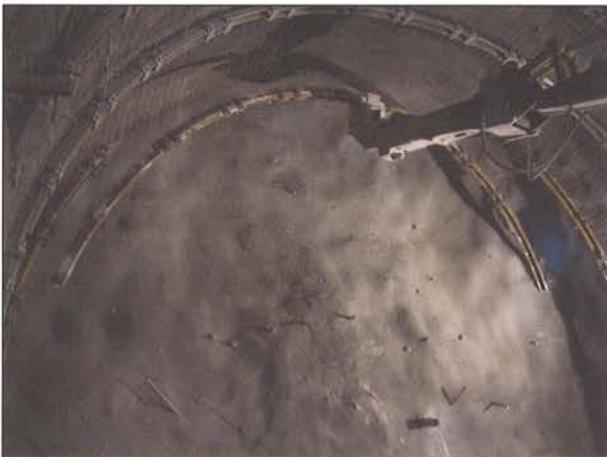
Bild 4: Vergleich Vortriebsarbeiten in Störzonen Nord- und Südröhren

	Vortriebe in Nordröhren	Vortriebe in Südröhren
Tektonische Einheit	Tavetscher Zwischenmassiv Nord Generell stark gestört und kakiritisiert	Gotthard Massiv, mehrheitlich kompetente Para- und Streifengneise
Störzonen	Ganzes TZM-N kann als Störzone betrachtet werden	Prognose: kurze Störzonen mit L = 5-10 m Befund: Störzone 50/50b mit L = 150 m
Gefährdungsbilder	Plastisches Verhalten Ortsbrustinstabilität Nachbrüchiges Verhalten	Prognose: Trennflächenbedingte Ablösungen, Ortsbrustinstabilität Befund: plastisches Verhalten Nachbrüchiges Verhalten
Prognose/Befund	Befund bestätigt mehrheitlich die Prognose	Befund entspricht nicht der Prognose
Vortriebszeiten	Geringe Vortriebsleistungen vorgesehen Bauprogramm eingehalten	Hohe Vortriebsleistungen vorgesehen, nicht erreicht, Einfluss auf Bauprogramm
Ausbruchsicherungstypen	Schwere Typen vorgesehen	Schwere Typen nicht vorgesehen
Vortriebsinstallationen	Spezialgeräte, GTA, Arbeiten auf zwei Ebenen, grosse Arbeitshöhe	Konventionelle Geräte, Arbeiten auf einer Ebene, hohe provisorische Sohle

Bild 5: Spezialgeräte im Nordvortrieb



Bild 6: Tunnelbagger mit Adapter für Bogenmontage im Südvortrieb



Vortriebe, Ausbruchsicherungstypen

Oströhre

Am 16. Juni 2008 hat die ARGE TRANSCO die Vortriebsarbeiten in der Oströhre bei Tm 4'420 aufgenommen. Aufgrund der Kernbohrung KB 57 wurde mit einer Gefährdung durch plastisches Verhalten mittlerer Intensität gerechnet. Wegen der Kakiritisierung der Gesteine kam als Gefährdungsbild zudem ein nachbrüchiges Verhalten starker Intensität hinzu. Als Ausbruchsicherungstyp wurde auf den ersten 24 m ein starres Kreisprofil mit Radialankerung im Parament- und Firstbereich und leichtem Bogeneinbau, dem sogenannten Typ 2.3 mit einem Ausbruchdurchmesser von 9.4 m und einem Deformationsraum von 10 cm und 30 cm Spritzbetonstärke festgelegt. Die Abschlagslängen betragen anfänglich 1.0 m und wurden mit dem Ziel einer Leistungssteigerung zeitweise bis 1.5 m verlängert. Zwischen Tm 4'445 und 4'483 wurde auf den analogen, nachgiebigen Ausbruchsicherungstyp 2.3+ mit einem Ausbruchdurchmesser von 9.6 m und einem Deformationsraum von 20 cm gewechselt, die Abschlagslängen betragen 1.0 und 1.5 m.

Bild 7: Kreisprofil AST 2.3+ am Beginn der Vortriebsstrecke in der Störzone EST SO



Aufgrund der starken, auftretenden Deformationen wurden die folgenden Vortriebe bis zum Ende der Störzone mit kreisrunden Ausbruchquerschnitten mit umlaufender Radialankerung und schweren Einbaubogen, den Typen SA 4.2+20, 4.3 und 4.1 aufgeföhren. Diese Ausbruchquerschnitte wurden in den Vortrieben des TZM-N und der CZ eingesetzt, in den Südvortrieben im Gotthardmassiv waren sie ursprünglich nicht vorgesehen. Der Deformationsraum und der Ausbauwiderstand dieser Ausbruchttypen ist grösser als bei den 2.3-er Typen. Die entsprechenden Ausbruchdurchmesser betragen 11.8 m, 12.5 m und 10.3 m. Die Profiltypen erlauben Deformationen von 70 bzw. 30 cm. Die Standardsicherung der Ausbruchsicherungstypen 2.3 bis 4.2 ist in Bild 9 dargestellt.

Bild 8: Ausgelenkte Stahlbogen infolge starker Deformationen



Den Ausbruchsicherungstypen werden grundsätzlich ein Ausbruchquerschnitt und eine darauf abgestimmte Ausbruchsicherung zugewiesen. In den Vortrieben der Einspurttunnel Nord im TZM-N wurde diese Abhängigkeit in der Regel konsequent umgesetzt. Für die Vortriebe in der Störzone 50/50b hat man bewusst auf eine solche strikte Abhängigkeit verzichtet, das heisst, man hat die Aus-

bruchsicherung den Bedürfnissen flexibel angepasst, so wurde der Bauabstand des Stahleinbaus vergrößert, die Länge von Radialankern und die Anzahl von Ortsbrustankern reduziert. Zwecks Abbau der Wasserdrücke am Ausbruchrand wurden zusätzlich gezielte Entlastungsbohrungen ausgeführt. Die Optimierung der Ausbruchsicherung wirkte sich günstig auf die Vortriebsleistungen aus. Da die Dimensionierung der Gewölbesterke in Abhängigkeit des mobilisierten Ausbauwiderstandes der Ausbruchsicherung erfolgt, kann damit auch die Gewölbesterke der Innenschale optimiert werden.

Die Festlegung von Ausbruchquerschnitt und optimaler Ausbruchsicherung war eine ständige Herausforderung für die Kader der ARGE TRANSCO und der Bauleitung. Dies zeigt sich deutlich anhand der zahlreichen Anpassungen der Festlegungen die auf die gesamte Länge der Störzone vorgenommen worden sind, siehe Bild 11. Die Festlegung erfolgte aufgrund von durch die Geologen definierter Gefährdungsbilder. Hier wurden beurteilt die Nachbrüchigkeit in der Ortsbrust und im Profil, symmetrische und asymmetrische radiale Deformationen sowie Festigkeitsverluste und Stabilitätsprobleme durch innere Erosion infolge Gebirgswasser. Erschwerend für die Festlegung waren die sich ständig ändernden Verhältnisse an der Ortsbrust, Bereiche mit harten und weichen Felspartien hatten rein mechanischen Abbau, teilweise Lockerungssprengungen oder vollflächige Sprengungen zur Folge, die wechselhafte Schichtlage von steilstehend zu horizontal änderte das geotechnische Gebirgsverhalten in

der Ortsbrust und im Tunnelprofil und verlangte laufende Optimierungen. Zudem mussten die Deformationen laufend kontrolliert, interpretiert und die sich daraus ergebenden richtigen Massnahmen getroffen werden. Ein wichtiges Element zur Kontrolle der Deformationen war der Entscheid des Starrsetzens der Bogen mittels Einspritzen, das heisst die Festlegung des Zeitpunktes vom Übergang des Ausweichprinzips mit deformierbaren Bogen zum Widerstandsprinzip. Es hat sich gezeigt, dass mit dem Einspritzen der Stahlbogen die Gebirgsdeformationen mehrheitlich gestoppt werden konnten.

Bild 10: Vortrieb mit variablen Querschnitten, Starrsetzen der Einbaubogen mittels Spritzbeton



Weströhre

In der Weströhre haben die Vortriebsarbeiten der ARGE TRANSCO 3 Monate nach dem Beginn des Auffahrens in der Oströhre, ca. Mitte September 2008 begonnen. Wie bereits erläutert, bestand eine gute Korrelation der geolo-

Bild 9: Ausbruchsicherungstypen (Standardsicherung)

Ausbruchsicherungstyp Ausbruchsklasse		2.3/2.3+ V	4.1 V	4.2 VI-A	4.2+20 VI-A	4.3 VI-B
PROFIL						
Ausbruchdurchmesser	[m]	9.4/9.6	10.3	11.4	11.8	12.5
Abschlagslänge	[m]	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Versiegelung (Stahlfaser SpiBe)	[cm]	> 5	> 5	> 5	> 5	> 5
Stahleinbau TH 29/70 mit Profilverbundmatten	[Stk/m'] [to/m']	1 x 1 1.1				
Stahleinbau TH 44/70 mit Profilverbundmatten	[Stk/m'] [to/m']		1 x 2 2.6	1.5 x 2 4.2	1.5 x 2 4.3	2 x 2 5.9
maximale radiale Deformation Stahleinbau	[cm]	10/20	30	50	50	70
Radialanker, vollvermörtelt bzw. selbstbohrend, 320 bzw. 660 kN	[m] [Stk/m']	6.0 15	8.0 12	8.0 18	8.0 18	12.0 20
Spiesse, vollvermörtelt bzw. selbstbohrend, 660 kN	[m] [Stk]	6.0 35	6.0 40	6.0 45	6.0 45	6.0 50
Stahlfaser Spritzbeton	[cm]	25	35	40	40	45
ORTSBRUST						
Spritzbeton mit Stahlmatten	[cm]	10	15	20	20	20
Ortsbrustanker selbstbohrend, 660 kN	[m] [Stk]	12 40	12 40	12 50	12 55	18 60

Bild 9: Tabelle Ausbruchsicherungstypen (Standardsicherung)

gisch-geotechnischen Verhältnisse zwischen den beiden Tunnel. Die während den Vortrieben in der ersten Röhre gemachten Erfahrungen waren deshalb von grossem Nutzen für die Festlegungen und den Vortrieb in der zweiten Röhre. Wegen der starken Deformationen in den Bereichen mit Profiltyp 2.3+ in der Oströhre hat man in der Weströhre bereits ca. 40 m früher eine Profilvergrösserung vorgenommen. In der Weströhre waren infolge grossen, nicht abklingenden Deformationen im Bereich der Ausbruchstypen 4 teilweise Nachankerungen erforderlich, zum Teil auch in Bereichen wo die Stahlbögen mittels Spritzbeton bereits starr gesetzt worden waren. Diese Nachankerung wurden mit 12 m langen Injektionsbohrankern mit einer Traglast von 660 kN ausgeführt.

Felsmechanische Messungen

Optische 3D-Messungen

In den nördlichen Randbereichen der Störzone 50/50b, im Homogenbereich S14 wurden geringe radiale Deformationen < 5 cm gemessen, was auf den starren Ausbau zurückzuführen ist.

Anschliessend zeigte das Gebirge das erwartete druckhafte Verhalten von mittlerer bis starker und auch extremer Intensität. Aus den Querschnittsdiagrammen ist ersichtlich, dass überwiegend Verformungen aus dem Firstbereich oder aus dem oberen Kalottenbereich in Form von Setzungen auftraten, Quer- und Längsverformungen waren deutlich geringer. Die Verschiebungsvektoren waren meist von oben rechts oder links steil nach unten gerichtet. Daher wurden zum Teil extrem asymmetrische De-

formationen von > 25 cm als Differenz zwischen radialer Minimal- und Maximalverschiebung von Messpunkten in einem Messquerschnitt gemessen.

Sohlhebungen der mit dem Vortrieb eingespritzten Sohle wurden während dem Vortrieb nicht detailliert messtechnisch überwacht, wurden aber augenscheinlich festgestellt. Einzelne Messpunkte am Sohlenrand zeigten ebenfalls Hebungen wie zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführte Flächenscans aufzeigten. Auffällig waren lang anhaltende, nahezu lineare Verformungszunahmen, die auch nach dem Einbau der Spritzbetonschale, wenn auch mit deutlich geringerer Verformungsrate, andauerten. Diese wurden auf Kriechen des Untergrundes oder auf eine weiterhin zunehmende Auflast durch andauernde Vergrösserung der Bruchzone über der Firste zurückgeführt. Während Vortriebsunterbrüchen in der Sommer- bzw. Winterpause waren nur geringe Verformungen festzustellen.

3D-Messpunkte wurden sowohl im Fels als auch auf den Stahlbögen platziert. Die beiden Messpunkte erlauben unterschiedliche Aussagen. Die Messpunkte im Fels beschreiben das Gebirgsverhalten, wobei bei der Interpretation eventuelle Beschädigungen der Messbolzen durch die Deformationen bzw. zerstörte Spritzbetonversiegelung berücksichtigt werden müssen. Die Messpunkte auf den Stahlbögen sind vor Beschädigungen sicher, zeichnen aber nur bedingt das Gebirgsverhalten nach, da sie durch den Einschubvorgang der Stahlbögen bzw. infolge Deformation der Bögen verschoben werden. Sie ermöglichen jedoch wegen ihrer definierten Lage zur Ausbruchssicherung eine ausreichend genaue Abschätzung der Gefahr für eventuell eintretendes Unterprofil.

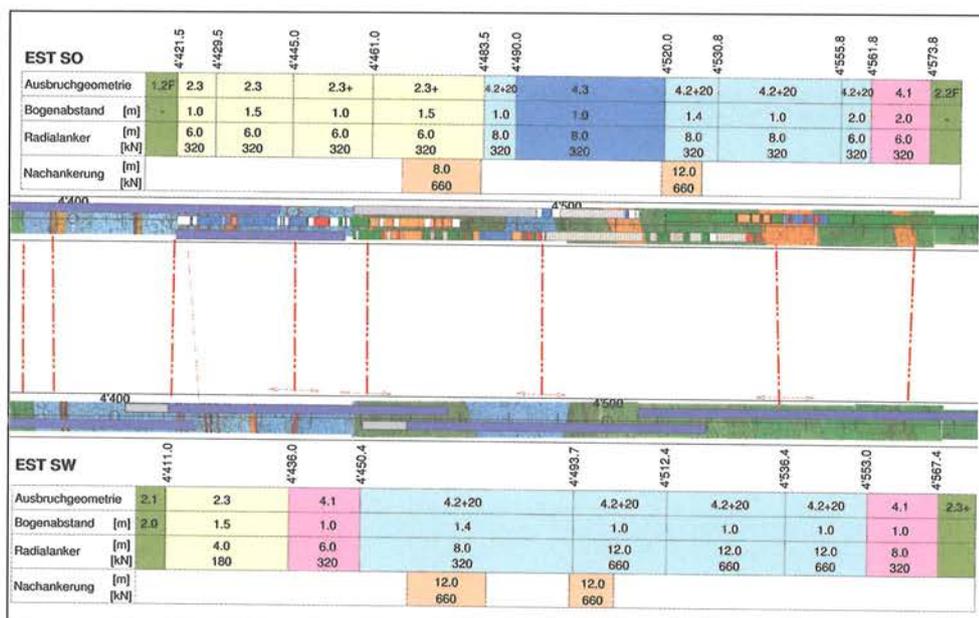
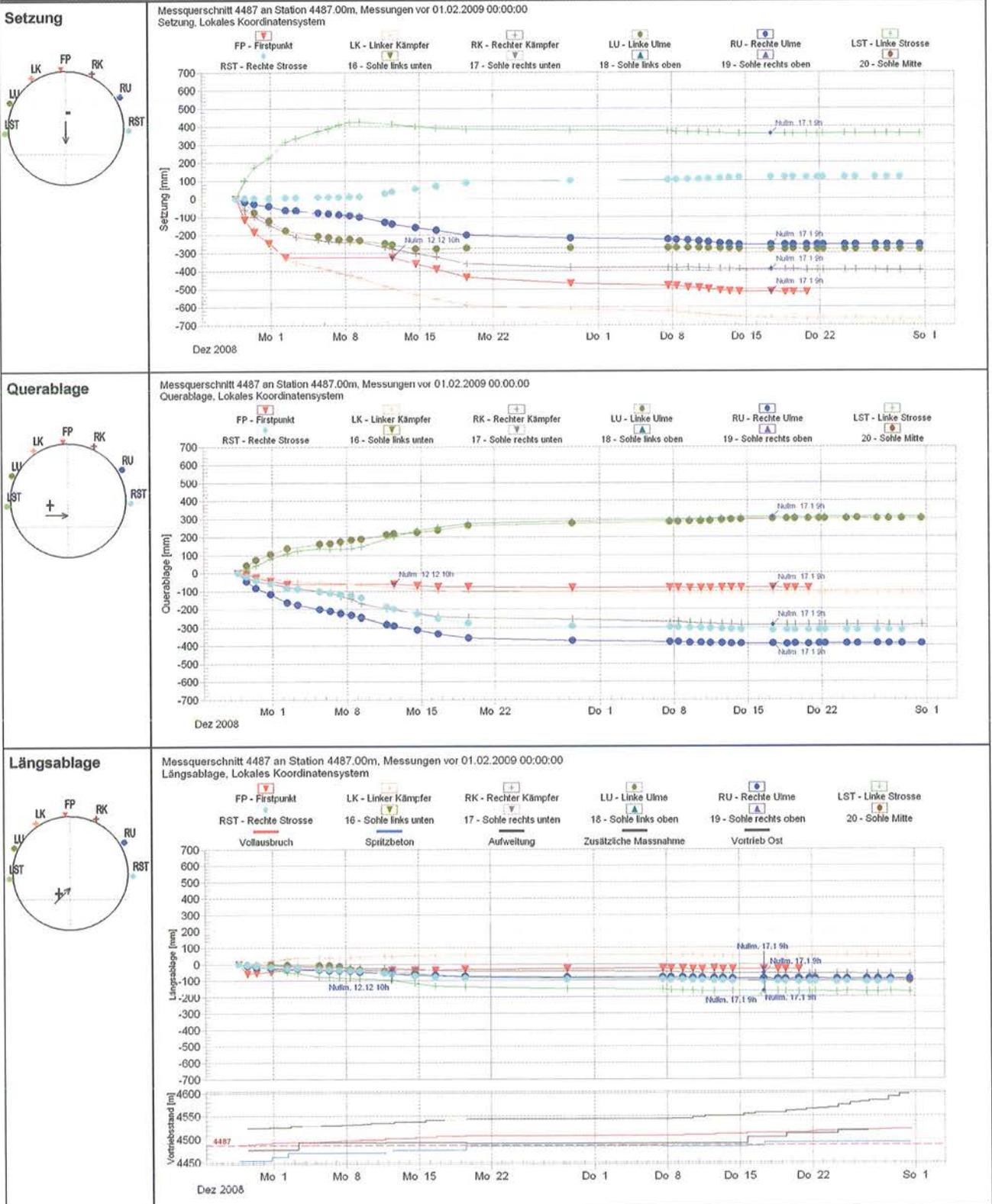


Bild 11: Festlegungen Ost und Weströhre

Bild 12: Deformationskurven 3D-Messungen

Projekt: Gotthard Basistunnel/Sedrun, Projektteil: 31-ESTSW

Zeit / Verschiebung für Messquerschnitt: 4487



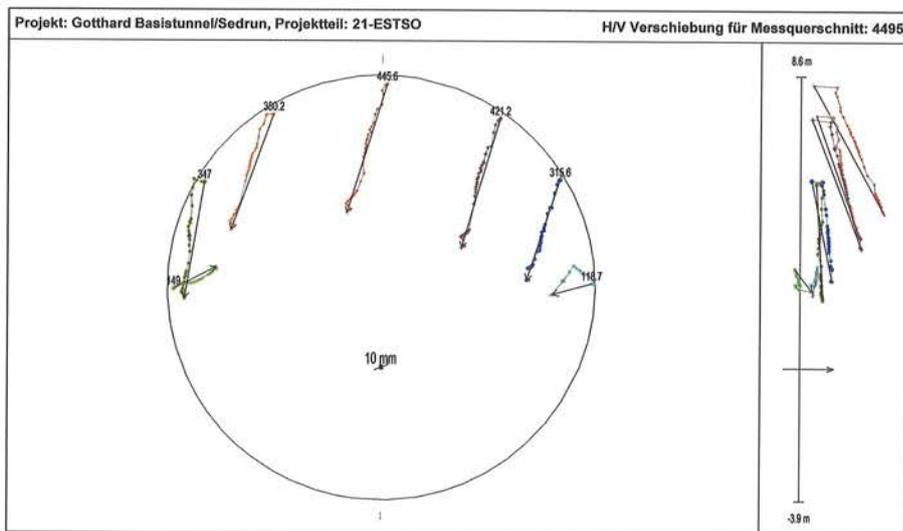
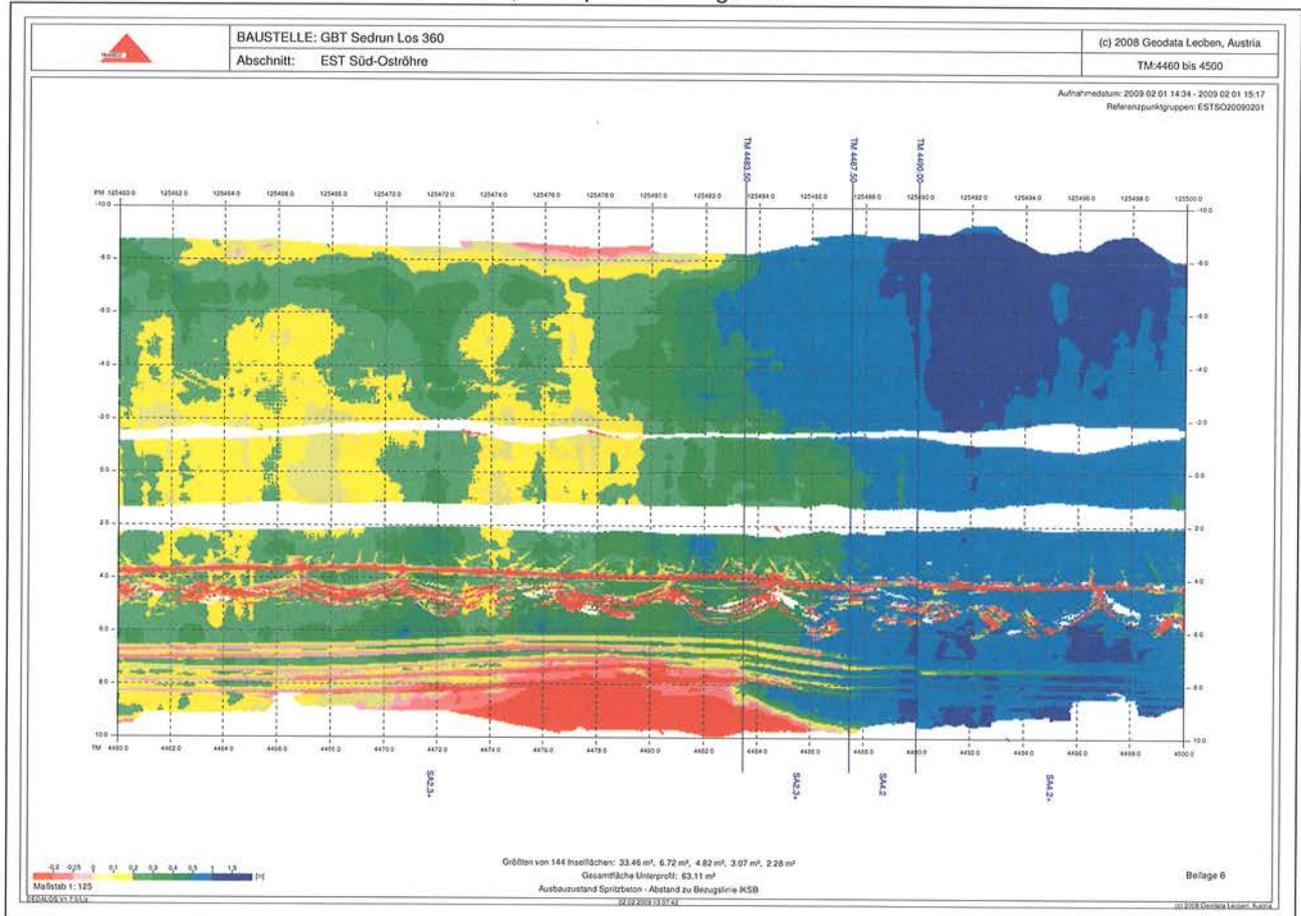


Bild 13: Deformationsvektoren 3D-Messungen

Bild 14: Flächenscan Kalotten und Firstbereich, Unterprofil rot dargestellt



Aus dem geologischen Längensprofil durch die beiden Tunnelröhren in der Störzone 50/50b erkennt man eine gute Übereinstimmung der geologischen Verhältnisse. Dies trifft insbesondere für die Übergänge von besseren zu schlechteren Zonen und für das Einfallen der Schichten zu. Vergleicht man die Verformungen, so lässt sich auch hier ein ähnlicher Deformationsverlauf in den beiden Röhren feststellen. Eine Beeinflussung der Oströhre durch die nachlaufenden Vortriebe in der Weströhre wurde nicht festgestellt.

Flächenscan und Sohlmesspunkte

In der Oströhre, beim Übergang von Profil SA 2.3+ auf Profil SA 4.2, wurde im Querschnitt SA 2.3+ bereits während den Vortriebsarbeiten Unterprofil in der Sohle festgestellt. Aus diesem Grund wurde nach dem Auffahren der Störzone und nach dem Durchfahren der Hängeinstallationen die Sohle im betroffenen Bereich ausgebagert und ein Flächenscan durchgeführt. Es zeigte sich, dass sich die Sohle bis max. 1.30 m gehoben hatte. Die Sohle war, dem Ausbruchstyp entsprechend, in diesem

Bild 15: Befund SZ 50/50b, geologischer Längsschnitt

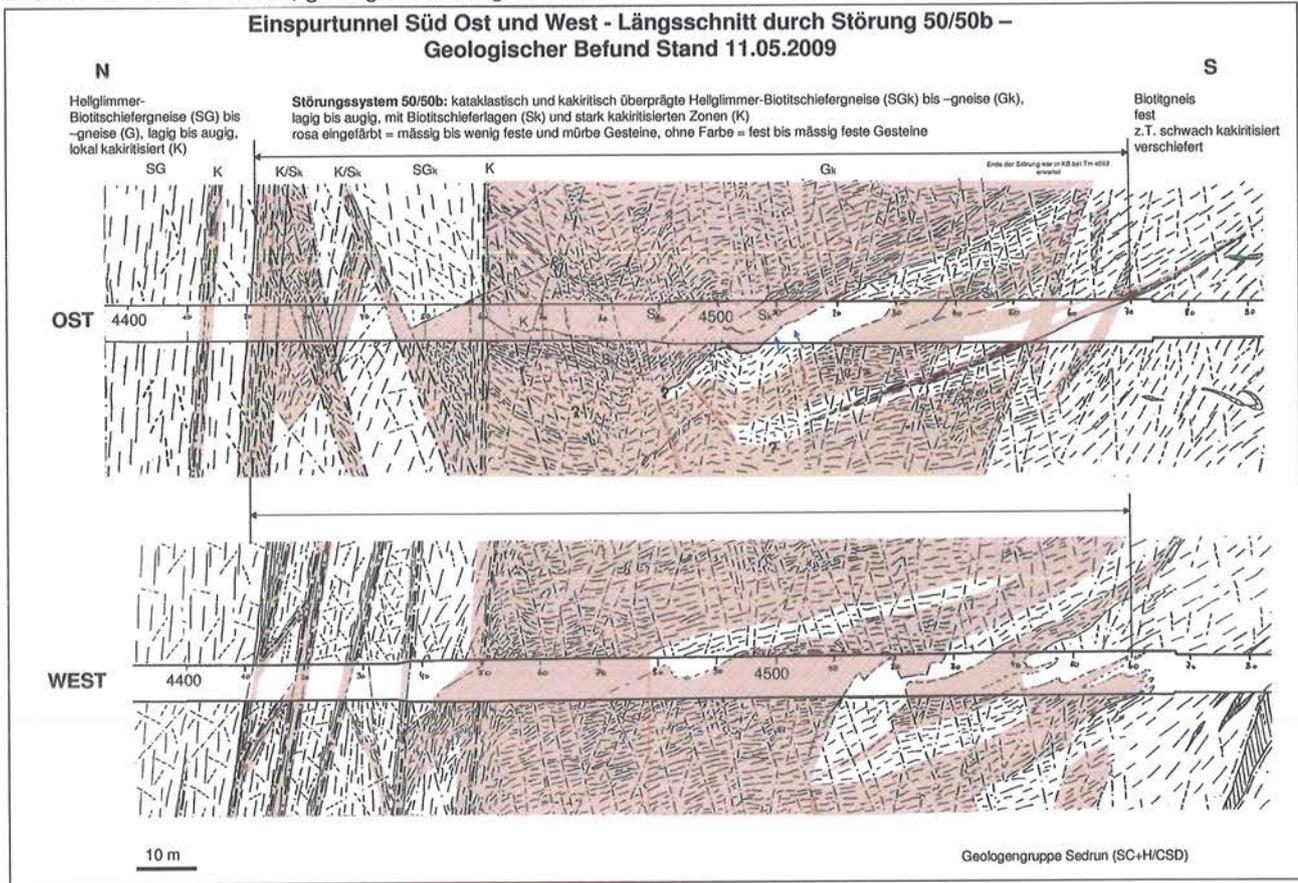
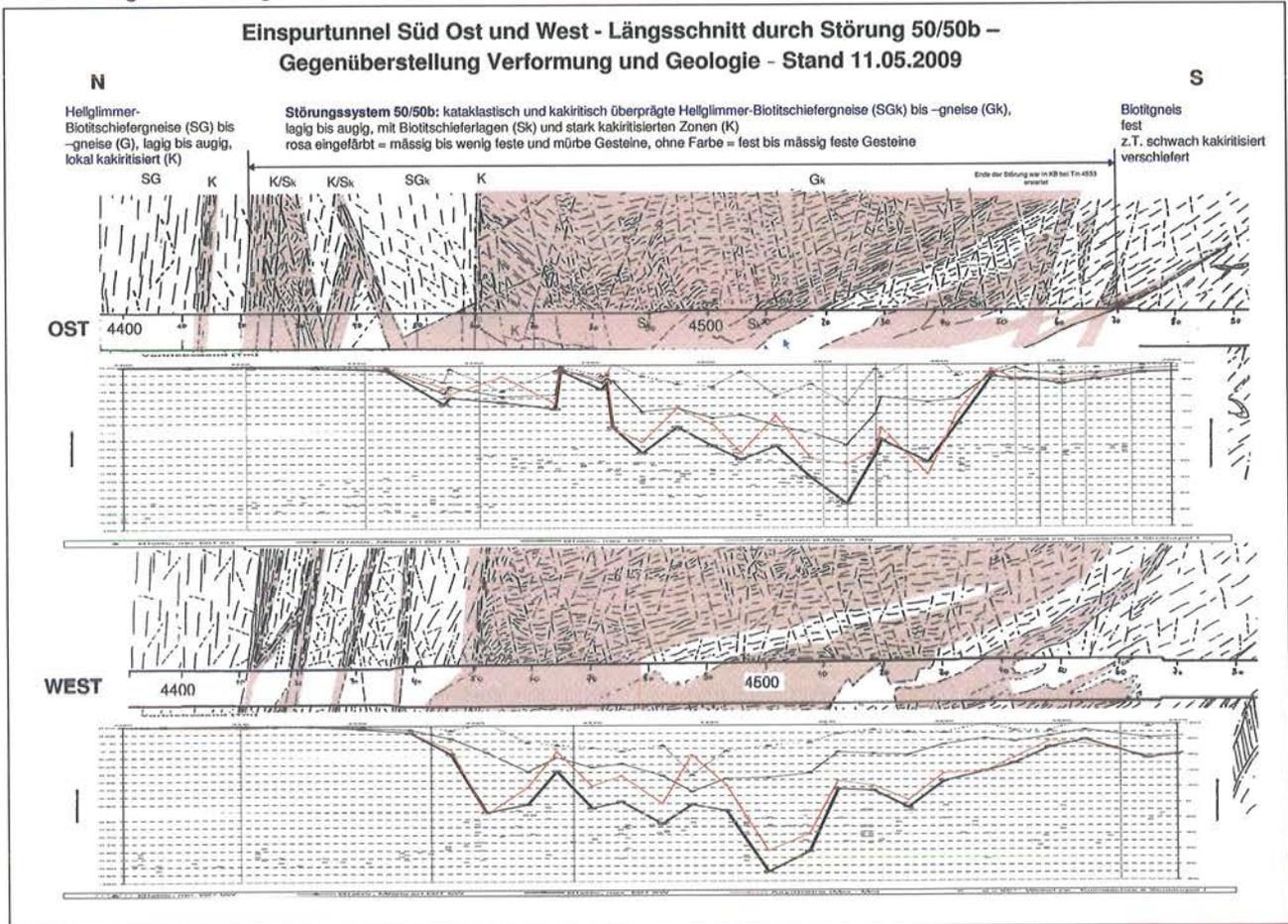


Bild 16: Vergleich Geologie und Verformungen



Bereich nicht geankert. Im anschließenden umlaufend geankerten Bereich des Typs 4.1 waren die Verformungen deutlich geringer. Die Unterprofilbereiche machen umfangreiche Nachprofilierungsarbeiten erforderlich die zu einem späteren Zeitpunkt ausgeführt werden.

Zusätzlich zum Flächenscan wurden im betroffenen Bereich Sohlmesspunkte versetzt die periodisch eingemessen werden um allfällig weitergehende Verschiebungen feststellen zu können. Das definitive Sohlgewölbe und das Gewölbe können erst nach vollständigem Abklingen der Deformationen eingebaut werden.

Terminliche Aspekte, Ausblick

Das Auffahren der über 150 m mächtigen Störzone dauerte in der Oströhre von Juni 2008 bis Januar 2009, in der Weströhre ist man im September 2008 in die Störzone eingefahren, das Ende wurde im März 2009 erreicht. Die mittleren Vortriebsleistungen betragen ca. 85 cm bis 1.0 m pro

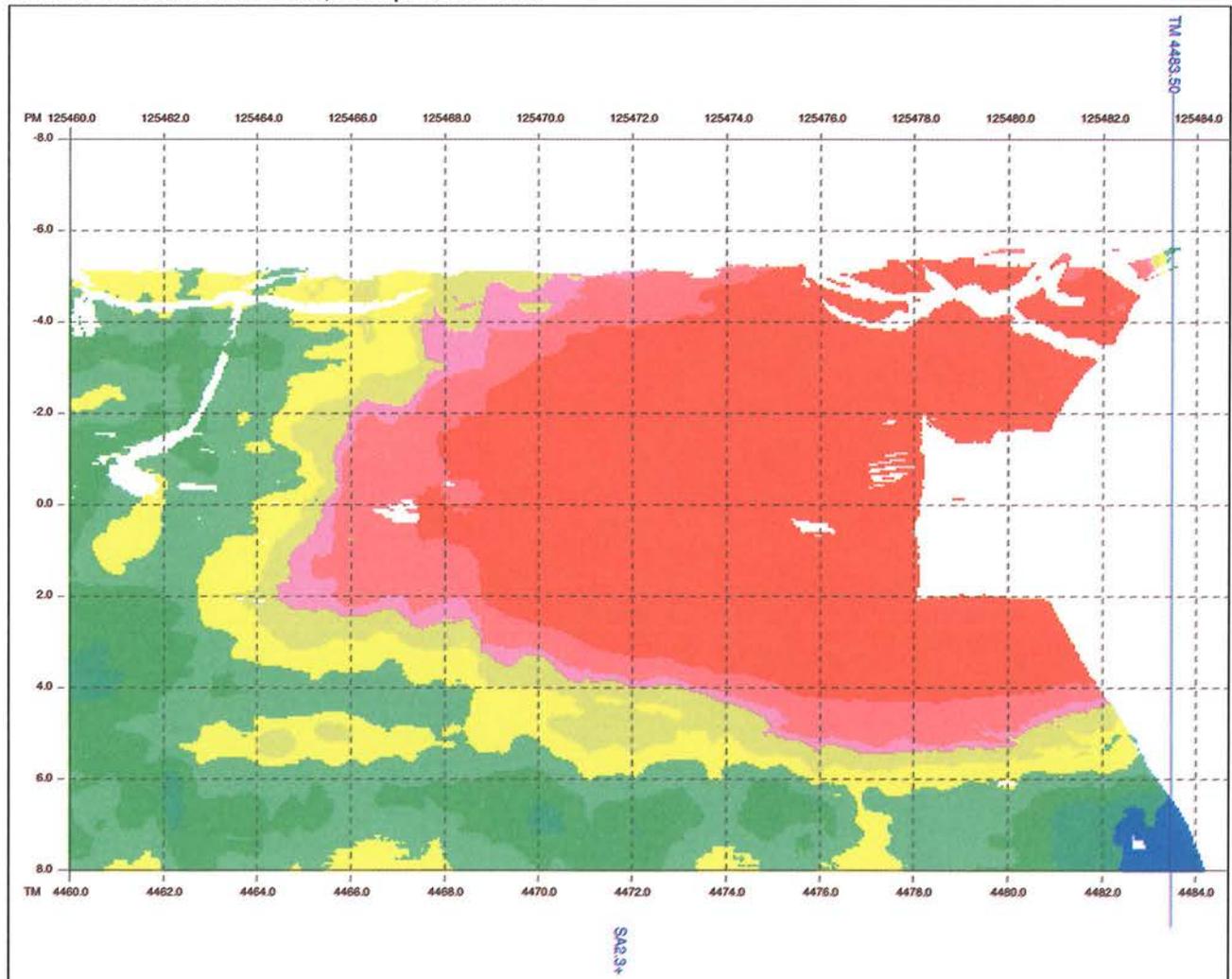
Arbeitstag. Der zeitliche Mehrbedarf infolge der unerwartet ausgedehnten Störzone 50/50b gegenüber Vortrieben mit prognostizierten Störzonen beträgt ca. 4 bzw. 5 Monate.

Bild 17: Sohle EST SO im Bereich AST 2.3



Nach dem Durchfahren der Störzone konnte die Ausbruchsicherung in beiden Röhren wieder heruntergefahren werden auf SA 2.3+ und kleiner. Die Vortriebe waren

Bild 18: Flächenscan der Sohle, Unterprofil bis 1.3 m



auf eine Strecke von ca. 140 m allerdings gekennzeichnet durch wechselhafte Gebirgseigenschaften die diverse Anpassungen an den Festlegungen erforderlich machten.

Die Sanierung der oben erwähnten Unterprofilstrecken wird durch die ARGE TRANSCO zu einem späteren Zeitpunkt ausgeführt. Für den Innenausbau werden Sohl- und Gewölbetypen die in den Nordröhren eingesetzt worden sind erforderlich sein.

Die noch aufzufahrende Strecke von ca. 1'800 m bis zur Vortriebsgrenze in den Südröhren ist geologisch infolge hohen Überdeckungen von 1'800 bis max. 2'500 m im ganzen Gotthard Basistunnel zwar am wenigsten erkundet, dank des mehrheitlich senkrechten Einfallens der Schichten kann jedoch aufgrund von Oberflächenaufschlüssen auf die Verhältnisse auf Tunnelniveau geschlossen werden. Weitere Überraschungen sind selbstverständlich nicht auszuschliessen. Die AlpTransit Gotthard AG geht heute davon aus, dass der Durchschlag zwischen Sedrun und Faido Ende 2010 oder Anfangs 2011 erfolgen wird.

Gotthard-Basistunnel, Abschnitt Faido – Umgang mit Chancen und Gefahren im anspruchsvollsten Abschnitt des Gotthard-Basistunnels

Stefan Flury, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

GOTTHARD BASE TUNNEL, SECTION FAIDO – DEALING WITH OPPORTUNITIES AND RISKS IN THIS DEMANDING SECTION OF THE GOTTHARD BASE TUNNEL

The risk management carried out by the AlpTransit Gotthard AG involves analysing systematically the risks that could frustrate achieving the project aims and avails itself of the opportunities to further it.

At the beginning of the planning work for the Gotthard Base Tunnel, all known geological areas of risk were identified. In the section Faido this mainly concerned the region of the Piora Syncline, at the level of the tunnel between the Gotthard Massif and the Penninicum, in which a sedimentary layer with sugar-like grains of dolomite is expected. To clarify this question, which was important for the project as a whole, between 1993 and 1998 an exploratory system was installed that involved drilling a borehole in hard dolomite-anhydrite rock without water pressure at the level of the Gotthard Base Tunnel.

After executing a borehole hole of just under 300 m length

from the drive of the east tube using the preventer technique, in October 2008 the Piora Syncline was traversed by the east tube and in January 2009 by the west tube.

Apart from the great depth of overburden with corresponding rock pressures and high temperatures as well as a further zone of disturbance of no practical relevance technically, no other areas of risk were expected.

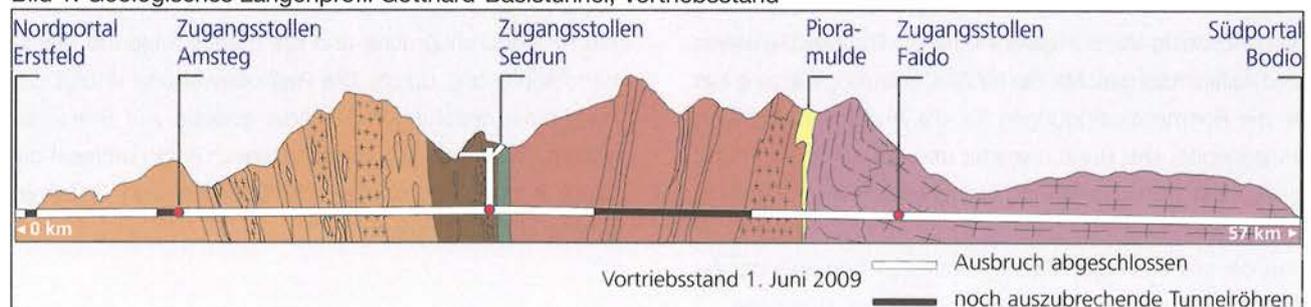
However, things turned out quite differently from this prediction, such as the large zone of disturbance in the region of the multifunctional place, which exhibited a condition of strong squeezing pressure in the Lucomagno gneiss due to the Chièra-Synform being pushed to the north. The zone of disturbance No. 63, where there was a possibility of high groundwater pressures, was not encountered. Having to overcome the additional risks, however, resulted in extra costs and a longer construction period.

1. Abschnitt Faido, Stand der Arbeiten (Juni 2009)

Der Abschnitt Faido des Gotthard-Basistunnels besteht aus einem Zugangsstollen von 2,7 km Länge, einer Multifunktionsstelle von 2,5 km Länge für die Unterbringung von bahntechnischen Einrichtungen, zwei Nothaltestellen und je zwei Tunnelverzweigungen sowie zwei TBM-Vortrieben von rund 11 km Länge. Der südliche Teil liegt in

der Penninischen Gneiszone, der nördliche Teil im Gotthard-Massiv. Getrennt werden die beiden Teile durch die Sedimentformation der Piora-Mulde. Die TBM Ost hat im Oktober 2008 die Piora-Mulde ohne Schwierigkeiten im trockenen Dolomit-Anhydrit durchquert, die TBM West im Januar 2009. Die Gebirgsüberdeckung liegt in der Ost-röhre gegenwärtig bei 1'800 m, diese steigt im weiteren Vortrieb auf rund 2'500 m an. Zur Zeit fahren beide Vortriebe im Medelsergranit des Gotthard-Massivs. Dabei

Bild 1: Geologisches Längenprofil Gotthard-Basistunnel, Vortriebsstand



sind bergschlagähnliche Erscheinungen mit teilweise schlagartigem Ablösen von Felsmaterial aus den Paramenten zu verzeichnen. An der Ortsbrust ergeben sich Ablösungen im Kernbereich von bis zu 3 m Tiefe. Zusammen mit dem abrasiven Granit ergibt sich daraus ein hoher Verschleiss an Rollenmeisseln und Räumern. Ausserdem ist der Aufwand für die Bohrkopfrevisionen höher als im früher aufgefahrenen Abschnitt Bodio. Der aktuelle Vortriebsstand beträgt in der Oströhre rund 6'300 m, in der Weströhre 5'400 m. Zwischen den Vortrieben Faido und Sedrun liegen noch rund 6'300 m. Der Durchschlag ist für Ende 2010 bei der ersten Röhre bzw. Anfang 2011 für die zweite Röhre vorgesehen.

Neben den Herausforderungen zur Beherrschung der bautechnischen Verhältnisse ist die Logistik für den Unternehmer bemerkenswert. Die Distanz Vortrieb – Portal beträgt bereits mehr als 24 km. Eine Fahrt mit dem Schutterzug dauert rund eineinhalb Stunden und mehr. In der Multifunktionsstelle ist zur Zeit der Innenausbau bei den Nothaltestellen mit dem Abluftsystem im Gang. Zudem erfolgen die Sanierungsarbeiten bei Gewölbe und Sohle im Bereich der druckhaften Strecke, die kurz nach dem TBM-Start in beiden Röhren aufgetreten ist.

2. Risikomanagement Gotthard-Basistunnel

2.1 Ziele der AlpTransit Gotthard AG

Das Unternehmensziel der AlpTransit Gotthard AG besteht in der Realisierung der vom Bund beauftragten Projekte

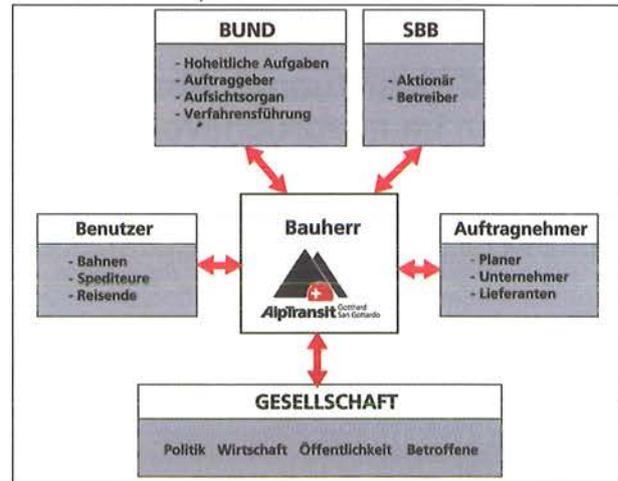
- in der vereinbarten Qualität
- möglichst rasch
- mit minimalen Kosten

2.2 Umfeld des Projektes

Im komplexen Umfeld befinden sich verschiedene Interessenpartner.

Der Bund hat mit AlpTransit eine Vereinbarung abgeschlossen. Dabei wirkt er als Auftrag- und Geldgeber und ist gleichzeitig Verfahrensführer für die Baubewilligungen und Aufsichtsorgan. Mit der NEAT-Controllingweisung hat er die Rahmenbedingungen für die Auftragsabwicklung vorgegeben. Der Bund erwartet und hat auch das Recht dazu, dass seine Bestellung ordnungsgemäss ausgeführt wird. Basis für die Bestellung ist das Bauprojekt mit der von der seinerzeitigen Fachkommission Geologie der Alpentransversalen begleiteten geologischen Prognose.

Bild 2: Interessenpartner



Die SBB ist der zukünftige Betreiber und will, dass sich das vollendete Werk vereinbarungsgemäss und während der Lebensdauer von 100 Jahren mit minimalen Betriebs- und Unterhaltskosten betreiben lässt. Die Auftragnehmer haben sich mit Werk- und Dienstleistungsverträgen zur Ausführung von Arbeiten verpflichtet. Dabei handelt es sich vorwiegend um sehr langfristige Arbeiten. Die Arbeitsgemeinschaft für das Hauptlos Bodio/Faido hat ihre Offerte im Jahr 2000 eingereicht, die Abnahme der Arbeiten findet voraussichtlich im Jahr 2014 statt. Dass in solchen Vertragsverhältnissen erhebliche Risiken enthalten sind, liegt auf der Hand. Die Arbeitsvergabe fand damals unter grosser Konkurrenz statt. Der Unternehmer mit dem wirtschaftlich günstigsten Angebot hat den Zuschlag erhalten, heute muss er die kalkulierten Leistungen erreichen damit er sein Unternehmensziel einhalten kann. Für den Bauherrn heisst es in diesem Umfeld Gefahren, die das Erreichen der Ziele behindern, zu beherrschen und mögliche Chancen zu nutzen.

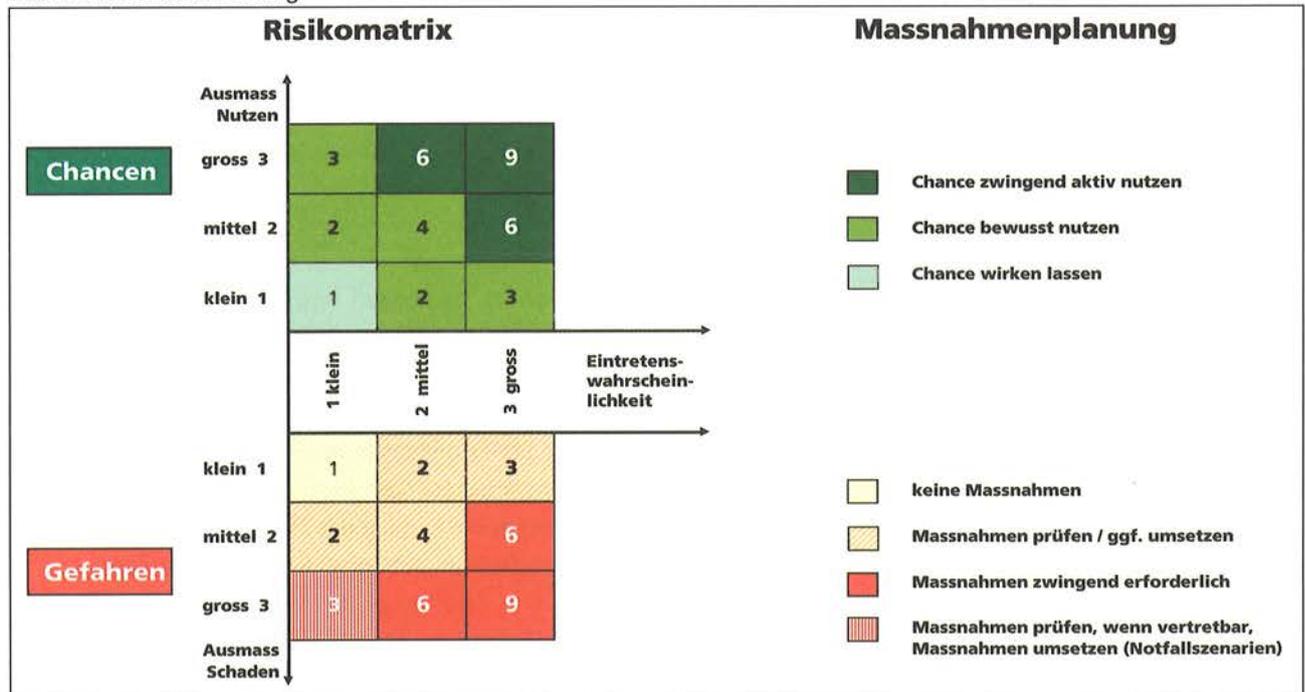
2.3 Definition von Chancen und Gefahren

In einem ersten Schritt müssen die Chancen und Gefahren erkannt und beschrieben werden. Dies geschieht in enger Zusammenarbeit mit allen Projektbeteiligten: Bauherrenvertreter, Projektingenieure, örtliche Bauleitung, Experten und die Hauptunternehmer führen periodisch die Risikodurchsprache und die daraus folgende Massnahmenplanung durch. Die Risikobewertung erfolgt anhand einer dreistufigen Bewertungsskala. Auf Stufe Abschnitt, das heisst hier für den Bereich Faido umfasst die Stufe 3 bezüglich Kosten die Chancen und Gefahren grösser 10 Mio Franken.

Bild 3: Risikobewertung auf Stufe Abschnitt

Bewertung / Legende			
W: Eintretenswahrscheinlichkeit:	1 gering (erfahrungsgemäss ist davon nicht auszugehen)	2 mittel (während der Bauzeit nicht auszuschliessen)	3 hoch (damit muss gerechnet werden)
A: Ausmass des Schadens / Nutzens = massgebende Auswirkung (auf K, T, A, U)			
K = Kosten	1 klein (weniger als CHF 1 Mio.)	2 mittel (CHF 1 bis 10 Mio)	3 gross (mehr als CHF 10 Mio.)
T = Termine	1 klein (weniger als 2 Monate)	2 mittel (2 bis 6 Monate)	3 gross (mehr als 6 Monate)
A = Arbeitssicherheit	1 klein (keine bleib. Schäden)	2 mittel (bleib. Gesundheitsschäden)	3 gross (schwere bleib. Schäden bis Todesfolge)
U = Umwelt	1 klein (keine bleib. Schäden)	2 mittel (bleib. Umweltschäden)	3 gross (schwere bleib. Umweltschäden)

Bild 4: Risikoklassifizierung



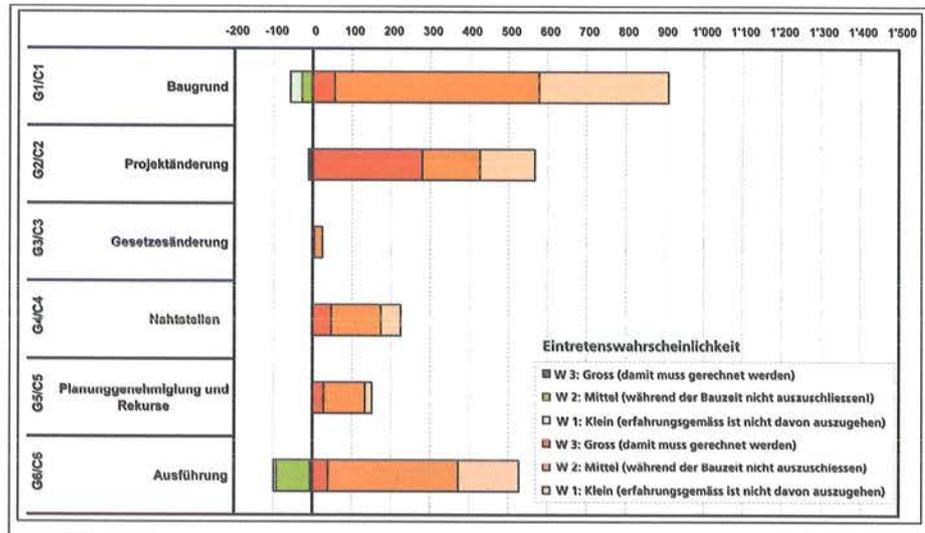
2.4 Risikoklassifizierung

Die Risikoanalyse erfolgt mit der Risikomatrix in der die Eintretenswahrscheinlichkeit und das Ausmass von Nutzen und Schaden bewertet werden. Der Risikowert entsteht aus dem Produkt von Eintretenswahrscheinlichkeit und Ausmass. Je nach Risikowert sind entsprechende Massnahmen aus der Massnahmenplanung umzusetzen.

Gefahren mit einer geringen Eintretenswahrscheinlichkeit und einem hohen Schadensausmass sind mögliche Gros-

sereignisse für die eine spezielle Notfallplanung, wie z.B. die Planung eines Umgehungsstollens bei steckengebliebener TBM, erarbeitet werden müssen. Bei der Kostensteuerung des Projektes werden einerseits die mutmasslichen Endkosten und andererseits das Risikopotenzial bewertet. Die Risiken werden in der Gesamtheit qualitativ beurteilt und die grossen Risiken quantitativ bewertet. Die Auswertung erfolgt auf Stufe Abschnitt monatlich, auf Stufe Geschäftsleitung quartalsweise und auf Stufe Standbericht gegenüber der Aufsichtsbehörde halbjährlich.

Bild 5: Hauptrisiken Gotthardachse, Stand per 31.03.09



2.5 Hauptrisiken Gotthardachse

Die Risiken werden in sechs Risikogruppen eingeteilt:

G1/C1 Baugrund (G=Gefahr, C=Chance):

Die angetroffenen geologisch-geotechnischen Verhältnisse weichen von der Prognose aus dem Bauprojekt ab. Daraus ergeben sich höhere oder geringere Aufwendungen und ein grösserer oder geringerer Zeitbedarf zur Realisierung des Werkes. Zudem können daraus unterschiedliche Interpretationen des Werkvertrages mit dem Unternehmer erfolgen. Die Massnahmen zur Beherrschung dieses Risikos bestehen in der Umsetzung des Massnahmenplans für im Bauprojekt nicht vorgesehene Fälle, die konsequente Anwendung und Durchsetzung des Werkvertrages sowie der Einsatz der vordefinierten Notfallszenarien beim Eintreten von Störfällen oder auch Naturereignissen.

G2/C2 Projektänderungen:

Das Bau- oder Ausführungsprojekt muss geändert werden. Dazu gehören auch Beststellungsänderungen oder mögliche Projektoptimierungen.

G3/C3 Gesetzesänderungen:

Änderung der gesetzlichen Grundlagen, welche den genehmigten Projekten und den darauf basierenden Verträgen zu Grunde gelegt wurden, verursachen Mehraufwendungen.

G4/C4 Nahstellen:

Das Zusammenwirken der Projektbeteiligten ist unzureichend und führt zu Doppelspurigkeiten, Lücken und Missverständnissen im Projektablauf. Die Übergabetermine vom Rohbau zur Bahntechnik werden nicht eingehalten.

Eine der Massnahmen beinhaltet das frühzeitige Erkennen von Terminabweichungen, insbesondere bei der quartalsweisen Durchsprache des Gesamtterminprogramms.

G5/C5 Plangenehmigungsverfahren und Rekurse:

Die Genehmigung von Detailprojekten im Rahmen des Plangenehmigungsverfahrens erfolgt nicht fristgerecht oder Rekurse bei Arbeitsvergaben behindern die Arbeitsaufnahmen.

G6/C6 Ausführung:

Die erzielten Leistungen weichen von den Vertragsleistungen ab und führen zu Verzögerungen oder Beschleunigungen und es ergeben sich Mehr- oder Minderkosten. Zudem kann der Unternehmer Forderungen zur Vergütung von Mehrkosten stellen. Die Massnahmen dazu sind eine konsequente Vertragsdurchsetzung, Führungsgespräche mit der Leitung des Unternehmers und die zeitgerechte Behandlung von Nachtragsforderungen.

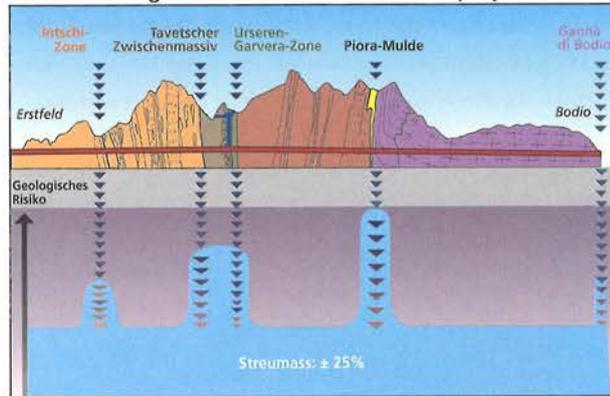
In der Darstellung ist das Risikopotenzial per 31.03.09 über die ganze Gotthardachse aufgetragen. Wie man sieht ist das Gefahrenpotenzial viel grösser als das Chancenpotenzial. Dies hängt damit zusammen, dass die Massnahmen für Chancen im Projekt weitgehend berücksichtigt sind während die Gefahren in diesem Grossprojekt nicht alle in die mutmasslichen Endkosten aufgenommen werden können, da sonst zuviel Geld in Reserven gebunden wäre. Für die Abschnitte Faido/Bodio sind die grössten Gefahren im Zusammenhang mit dem Baugrund bzw. der Ausführung zu verzeichnen. Aufgrund des Projektfortschrittes sind die übrigen Gefahren und die Chancen nur noch von untergeordneter Bedeutung.

3. Geologische Risiken

3.1 Geologische Risikobereiche im Vorprojekt

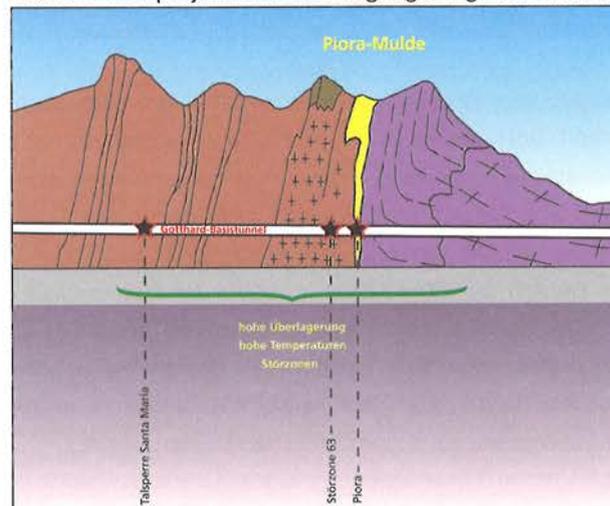
Im Gotthard-Basistunnel wurde zur Zeit der Vorprojektbearbeitung im Jahr 1992 die Piora-Mulde als grösstes geologisches Risiko beurteilt. Mit ihr verbunden war sogar die Frage der technischen Machbarkeit.

Bild 6: Geologische Risikobereiche im Vorprojekt



3.2 Im Bauprojekt berücksichtigte geologische Risiken

Bild 7: Im Bauprojekt berücksichtigte geologische Risiken



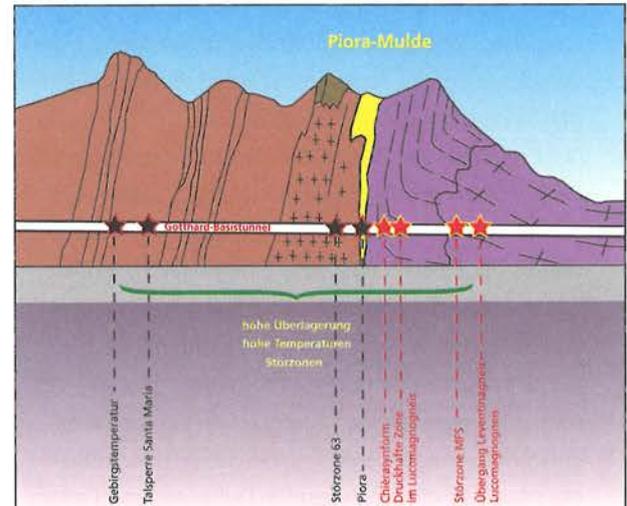
Im Bauprojekt wurden für Faido zusätzlich folgende Risiken berücksichtigt:

- Hohe Überlagerung mit entsprechend hohen Gebirgsdrücken und hohen Temperaturen.
- 50 von der Oberfläche her prognostizierte Störzonen, dabei rund 10 Hauptstörzonen mit ihren 40 untergeordneten Zonen. Insbesondere wurde die Störzonen 63 berücksichtigt, die mit kakiritisiertem Fels und hohem Wasserdruck vorhergesagt war. Schliesslich wurde die Nähe zur Talsperre Sta. Maria ebenfalls berücksichtigt.

3.3 In der Ausführung angetroffene geologische Risiken

In der Ausführung sind weitere bedeutende geologische Risiken angetroffen worden:

Bild 8: In der Ausführung angetroffene geologische Risiken



- Die grossräumige Störzonen im Bereich der Multifunktionsstelle, die den Fusspunkt des Zwischenangriffs Faido in einem flachen Winkel sehr ungünstig quert und eine Neudisposition der im Projekt angenommenen Lage der Tunnelverzweigungen mit ihren grossen Querschnitten erforderlich machte. Auf rund 130 m Länge des Einspurtunnels West Nord musste der ganze Querschnitt infolge von Konvergenzen bis 2 m im Radius abgebrochen und mit einer verstärkten Ausbruchsicherung neu erstellt werden. Die stärksten auf den Tunnelradius biegbaren Doppel-T-Träger HEM 300 hielten hier dem Druck nicht stand.
- Der prognostizierte Übergang Leventinagneis-Lukmaniergneis erfolgte weiter südlich, sodass die Nutzung des Ausbruchmaterials zur Produktion von Zuschlagstoffen nur in kleinerem Ausmass möglich war.
- Kurz nach dem TBM-Start am Nordende der Multifunktionsstelle trat im horizontal gelagerten Lukmaniergneis eine sehr druckhafte Strecke auf, die infolge der Konvergenzen teilweise grosse Schäden an der Ausbruchsicherung verursachten. Das auftretende Unterprofil behinderte nicht nur das Nachziehen der Nachlaufkonstruktion, sodass in teilweise mühsamer Handarbeit Teile der Sicherung entfernt werden mussten, sondern hatte zur Folge, dass das für das Innengewölbe erforderliche Profil nicht mehr vorhanden war.
- Schliesslich wurde die in der geologischen Prognose enthaltene Faltenachse der Chièra-Synform erst rund

520 m nördlich der prognostizierten Lage erreicht, bei der der Übergang von den horizontal zu den vertikal gelagerten Lukmaniergneisen stattfand. Die Auswirkungen der Schichtlagerung ist in der Leistungsstatistik der TMB-Vortriebe deutlich zu sehen. Während die Leistungen vor der Chièra bei maximal rund 250 m pro Monat lagen, stiegen sie bei vertikaler Schieferung auf über 500 m/Monat. Ebenso deutlich ist die Verschiebung der Ausbruchsklassen von den niedrigen Klassen zu den hohen erkennbar.

- Die Prognose der Gebirgstemperatur wurde aufgrund der aufgefahrenen Strecke in Amsteg revidiert und von einer bisher angenommenen Maximaltemperatur von 43 °C auf 50 °C mit einer Prognosebandbreite von ± 5 °C erhöht. Die für den zusätzlichen Kühlbedarf später nicht nachrüstbaren Einrichtungen der Kühlanlagen wurden beim Unternehmer bestellt. Ob auch alle vorgesehenen zusätzlichen Wetterkühler notwendig werden, ist aufgrund des jetzigen unter der neuen Prognose liegenden Befundes noch offen.

3.4 Aktuelle Risikobewertung

Die aktuelle Risikobewertung zeigt folgenden Stand:

- Die Risiken Piora und Störzone 63 sind entfallen.
- Druckhaftes Verhalten des Gebirges stärker als prognostiziert bleibt erhalten (insbesondere im Bereich der Sanierung TBM-Strecke).
- Ein Stillstand der TBM infolge Deformationen oder Niederbruch kann noch nicht ausgeschlossen werden.
- Bergschlagähnliche Phänomene und spannungsbedingte Ablösungen treten weiterhin noch auf.
- Grössere Arbeitsunfälle sind immer noch eine Gefahr.

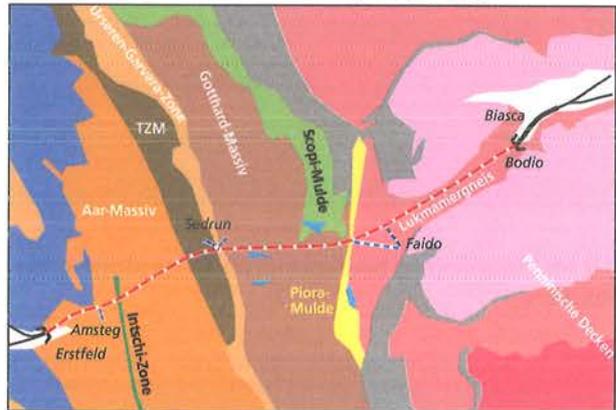
- Die Beeinflussung der Talsperre Sta. Maria kann nicht ausgeschlossen werden.
- Mit Unternehmerforderungen muss gerechnet werden.

4. Durchquerung Piora – Mulde

4.1 Ausgangslage

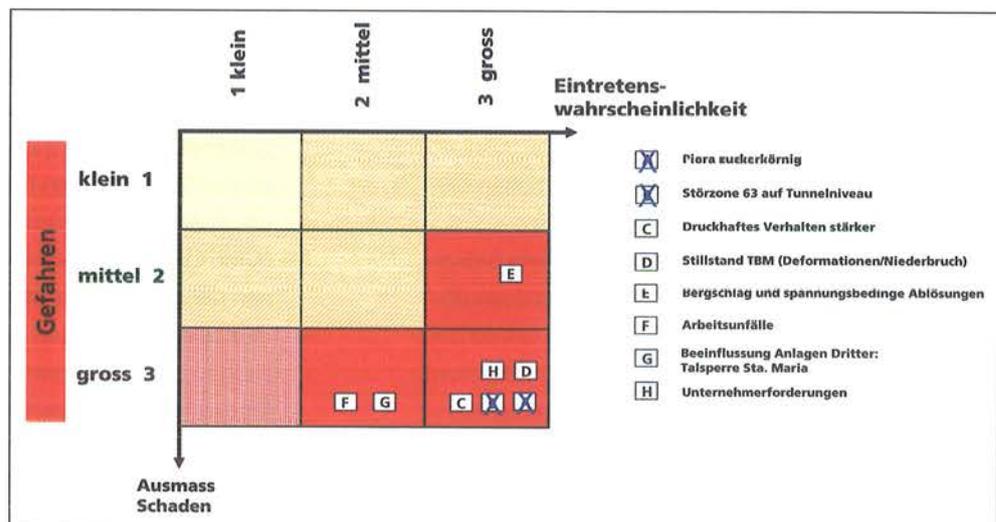
Die Durchquerung der Piora-Mulde war die grosse Gefahr im Projekt Gotthard-Basistunnel. Bei jeder Linienführung musste die Piora an irgendeiner Stelle gequert werden.

Bild 10: Tektonische Situation Alpenquerung



Wegen ihrer Bedeutung wurde sie zu einem politischen Pfand. Sollte der Gotthard-Basistunnel realisiert werden, musste die technische Machbarkeit nachgewiesen werden. Eine Vielzahl von Geologen hatte eine Vielzahl von Prognosen. Die Szenarien der geologischen Entwicklung im Bereich der Piora-Mulde im Laufe der Erdgeschichte gingen von Deckentrenner über einen intermediären Fall bis zu einer sekundären Einfaltung. Pessimisten gingen davon aus, dass sich die Sedimentschicht als zuckerkörniger Dolomit genau auf Tunnelniveau nach Süden umbiegt.

Bild 9: Aktuelle Risikobewertung



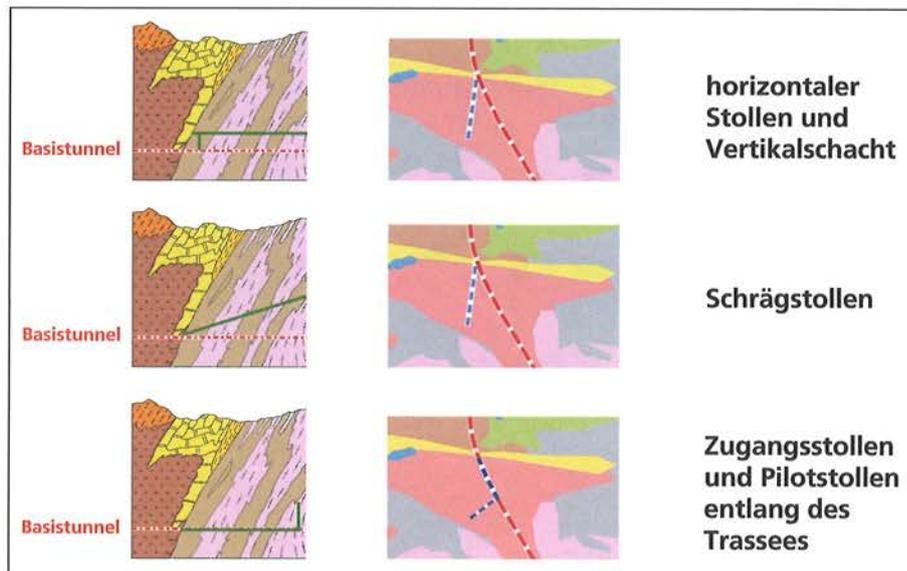


Bild 11: Varianten Sondiersystem Pioramulde

Die von AlpTransit eingesetzte Arbeitsgruppe Bautechnik evaluierte aus den drei Sondiersystemen

- Horizontaler Sondierstollen mit Vertikalschacht
- Schrägstollen zum Tunnelniveau
- Zugangsstollen und Sondierstollen auf Tunnelniveau

(siehe Bild 11) die sicherste und rascheste Methode zur Erkundung der Verhältnisse auf Niveau Basistunnel.

Sie empfahl die erste und zum Glück nicht die dritte Variante! Die dabei in der künftigen Multifunktionsstelle vorhandenen Schwierigkeiten und die anschließenden druckhaften Verhältnisse hätten das Projekt möglicherweise schon frühzeitig verzögert oder gar gestoppt. Die offene Frage war: ist auf Tunnelniveau zuckerkörniger Dolomit unter Wasserdruck vorhanden oder nicht?

4.2 Sondiersystem Pioramulde

Der Baugrund musste an Ort und Stelle erkundet werden. AlpTransit plante mit Priorität die Durchführung der Sondierarbeiten und konnte zehn Monate nach der erfolgreichen Volksabstimmung über die neue Eisenbahnalpen-transversale vom Dezember 1992 den Vortrieb für den Sondierstollen aufnehmen.

Die Ziele waren dabei:

- Verringerung des Gesamtbauzeitrisikos für den Gotthard-Basistunnel
- Sicherstellen, dass die Durchquerung der Piora-Mulde nicht zeitkritisch wird

Die Teilziele dienen:

- Dem raschen Erkunden der Piora-Mulde
- Der Optimierung der Linienführung
- Der allenfalls notwendigen Vorbehandlung des Gebirges
- Der möglichen Nutzung des Sondiersystems als Zwischenangriff
- Der Minimierung des Ausführungsrisikos

Was am 31. März 1996 geschah ist bekannt. Durch einen Fehler bei der Ausführung einer Sondierbohrung drangen rund 1'500 m³ zuckerkörniger Dolomit zusammen mit Wasser unter hohem Druck in den Tunnel ein. Von D-Day an der Piora-Beach und anderen Schlagzeilen war damals in der Presse die Rede.

Das Projekt war unter Druck gekommen.

Mit einer massiven Bohrkampagne, einem Sondiersystem mit Versuchskammern für in situ-Versuche und mit grossräumigen hydrogeologischen Versuchen konnte das Baugrundmodell damals exakt definiert werden. Auf Tunnelniveau befindet sich harter Dolomit-Anhydrit ohne Wasserdruck (siehe Bild 12).

4.3 Durchquerung mit den Tunnelbohrmaschinen

Trotz der genauen Kenntnisse wurden bei der Vorbereitung der Querung mit den Tunnelbohrmaschinen alle möglichen Gefahren analysiert und eine intensive Notfallplanung vorgenommen. Rund 100 m vor dem prognostizierten Übergang Lukmaniergneis zur südlich der karbonatisch-sulfatischen Trias liegenden Quartenserie wurde

Die entsprechenden Massnahmen waren

- Vorkundung, wobei nach den Resultaten der Kernbohrung keine zusätzlichen Schlagbohrungen mehr durchgeführt werden mussten.
- Kontinuierlicher Vortrieb um Vortriebsstillstände zu vermeiden; dazu wurde die TBM vor dem Erreichen der Piora revidiert.
- Angemessene Ausbruchsicherung.

Als besondere Massnahmen geplant und installationsmässig auch vorbereitet waren

- Umgehungsstollen
- Injektionen
- Drainagen

Die Ausbruchsicherung erfolgte mit TH 44 Stahlbogen, Armierungsnetzen und 5 cm Spritzbeton im L1; im L2 kamen noch 25 cm Spritzbeton dazu. Der Ausbruch konnte mit einer mittleren Tagesleistung von 10 m ohne Schwierigkeiten und praktisch ohne Deformationen am Ausbruchrand durchgeführt werden.

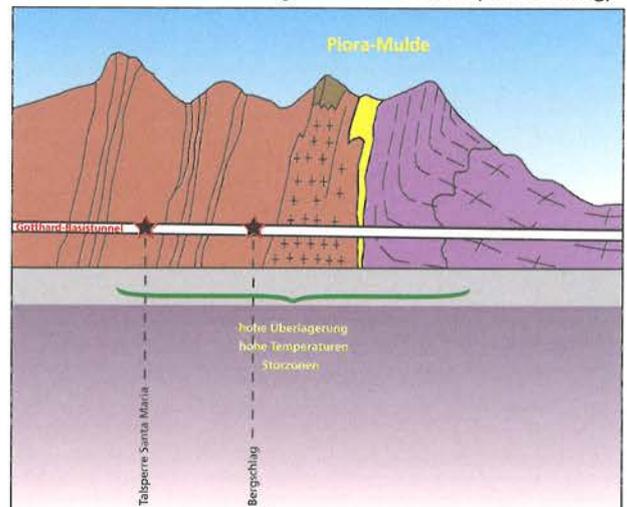
5. Schlussbemerkungen

Das Risikomanagement beim Bau des Gotthard-Basistunnels wird auf allen Stufen konsequent durchgeführt. Die grossen geologischen Risiken wurden frühzeitig erkannt und die notwendigen Massnahmen insbesondere bei der Erkundung der Piora-Mulde wurden rechtzeitig umgesetzt. Nicht erkannte Risiken wie die grosse Störzone in der MFS und die druckhafte Strecke nach dem TBM-Start mussten bewältigt werden. Dazu wurden Massnahmen erarbeitet

und umgesetzt mit der Folge von höheren Kosten und grösserem Zeitbedarf. Trotz aller vorhandenen Schwierigkeiten war die Machbarkeit der Arbeiten nie in Frage gestellt. Setzt man die ursprünglich erwartete Situation in Faido der angetroffenen gegenüber, kann man ohne Übertreibung vom mittlerweile schwierigsten Abschnitt beim Gotthard-Basistunnel sprechen. Nicht die geologischen Risiken an sich, sondern vor allem die Umsetzung der notwendigen Massnahmen im Werkvertrag beeinflussen die Baukosten.

Bedingt durch den Projektfortschritt verbleiben als geologische Risiken «nur» noch die hohe Überlagerung mit den prognostizierten und möglichen nicht prognostizierten Störzonen, die hohe Temperatur und die bergschlagähnlichen Phänomene sowie die Nähe zur Talsperre Sta. Maria.

Bild 14: Restrisiko Geologie ab Mitte 2009 (Ausführung)



Ceneri-Basistunnel, Nordportal Vigana Unterquerung der Autobahn A2 im Lockergestein, das Bauprojekt

Francesco Rossi, dipl. Bauing. REG-A / SIA / M. ASCE; CIPM – G. Dazio & Associati SA, Cadenazzo
Raffaele Filippini, dipl. Bauing. ETH / SIA; CIPM – Filippini & Partner Ingegneria SA, Biasca

CENERI BASE TUNNEL, NORTH PORTAL VIGANA UNDERPASSING THE MOTORWAY A2 IN SOIL, THE PROJECT

Constructing an underpass in soil under the motorway A2 at the north portal of the Ceneri Base Tunnel presents one of the main challenge for the overall project. In particular, the caverns with a escaration face of 300 m² and a minimum overburden were investigated in detail already at the planning and design stages, which is the focus of this contribution. Ensuring uninterrupted use of the motorway, together with the minimization of surface settlements and avoiding tunnel collapse, were the main requirements.

The task was to pass under the motorway embankment built in the 1970s, at the point of transition from the Magadino Plain to the slope of the Ceneri (rock section).

The design concept, involving challenging jetting operations, expect to the preliminary excavation of two side galleries to allow the soil to be consolidated up to where it meets the rock.

Massive concrete abutments will be built in the side galleries, which will provide the foundation for the future construction of the crown.

The statical analysis, which for this construction project was of considerable importance, served to confirm the design concept as well as allow the specification of the dimensions and the amount of reinforcement required. In this contribution the selected models are presented together with the main results.

After a description of the construction process the paper concludes with a section on risk management, in which the methodology applied, containing the residual risks and the monitoring system, is explained.

1. Einleitung

1.1 Projektübersicht

Mit der Fotomontage auf Bild 1 mit Sicht nach Süd-Westen wird der Knotenpunkt Camorino im Bereich des Nordportals des Ceneri-Basistunnels dargestellt. Im Vordergrund ist die Autobahnausfahrt «Bellinzona Süd» zu erkennen, westlich davon verläuft die neue offene Zulaufstrecke zum Ceneri-Basistunnel. Auf dem Bild hervorgehoben ist die Unterquerung der Autobahn A2 zu erkennen, die in diesem Bereich insgesamt 5 Fahrspuren aufweist.

Die Autobahn ist mit 4 Gleisen schief zu unterqueren:

- Je ein Gleis nach Lugano und nach Bellinzona.
- Ein Gleis für die kantonale Verbindung von und nach Locarno.
- Ein Gleis als Spurwechsel bzw. im Hinblick auf die NEAT-Fortsetzung der «Umfahrung Bellinzona».

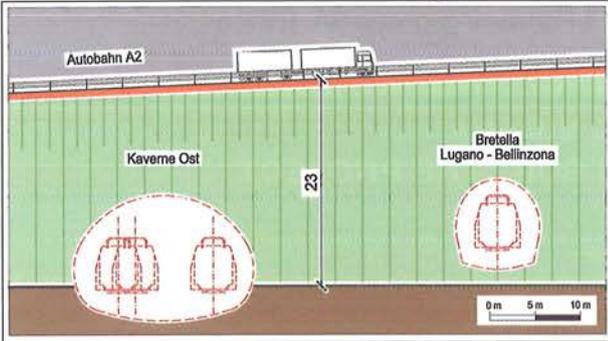
Bild 1: Fotomontage «Knoten Camorino» – Sicht nach Süd-Westen (Quelle: ATG)



Die Lichtraumprofile für die zu erstellenden Untertagearbeiten, sowie die Massverhältnisse, sind auf Bild 2 dargestellt. Rechts auf dem Bild ist die sogenannte Bretella Lugano – Bellinzona schematisch zu erkennen. Links auf

dem Bild ist die Kaverne Ost skizziert. Diese muss im Bauzustand, aus logistischen Gründen, als ein einziges Grosprofil zur Verfügung stehen, d.h. ohne Zwischenpfeiler. Zu bemerken ist auch die Höhe des Autobahndammes, die in diesem Bereich 23 m beträgt.

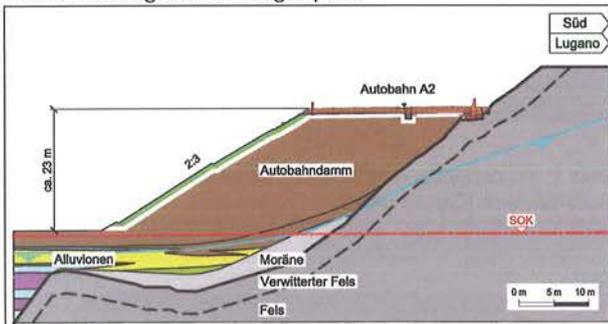
Bild 2: Portalen und Strecken im Lockergestein-Ansicht



1.2 Geologie

Der in den 70er Jahren gebaute Autobahndamm stellt den Übergang zwischen der Magadino-Ebene und dem Ceneri-Hang, bzw. der Felsstrecke dar (Bild 3). Geotechnisch ist mit einem Reibungswinkel von 40° und einer Kohäsion von 5 kPa zu rechnen. Noch zu erwähnen ist eine gut gelagerte Moräne zwischen Damm und Fels sowie der Hangwasserspiegel.

Bild 3: Geologisches Längsprofil



2. Entwurfskonzept

Unter Berücksichtigung der aussergewöhnlichen Vorgaben wurde das Entwurfskonzept von Professor Kalman Kovári erarbeitet.

Dies sieht als erster Schritt die Ausführung zwei Paramentstollen, im Schutze eines Jettinggewölbes, mit Spritzbeton gesichert und mit einer Ausbruchfläche von je maximal 60 m² vor (Bild 4a). Die Paramentstollen wirken auch als Drainage an der Grenzfläche zwischen Lockergestein und Fels.

Aus den erstellten Paramentstollen wird das Lockergestein im Sohlbereich bis zum Fels mit dem Jetting konsolidiert (Bild 4b).

Als dritter Schritt werden in den Paramentstollen massive Betonwiderlager ausgeführt (Bild 4c). Somit sind die Fundationen des künftigen Kalottengewölbes bis auf den Fels geführt und so für den nachfolgenden Ausbruch der Kalotte vorbereitet.

Die ca. 8 m hohe Kalotte wird nach der vorausgehenden Erstellung eines doppelten Jettingschirmes und der Ortsbrustsicherung, in Abschlügen von 1 m, ausgebrochen (Bild 4d).

Infolge der fächerförmigen Ausbildung des Jettinggewölbes variiert die Spannweite des Kalottenausbruches zwischen 20 und 24 m. Als Ausbruchsicherung ist Spritzbeton vorgesehen.

Nach dem in Längsrichtung abgestuft ausgebrochenen Strosse und Sohle wird das Sohlgewölbe eingezogen und an die Betonwiderlager angeschlossen (Bild 4e).

Bild 4a: Kaverne Ost – Ausbruch und Sicherung Paramentstollen

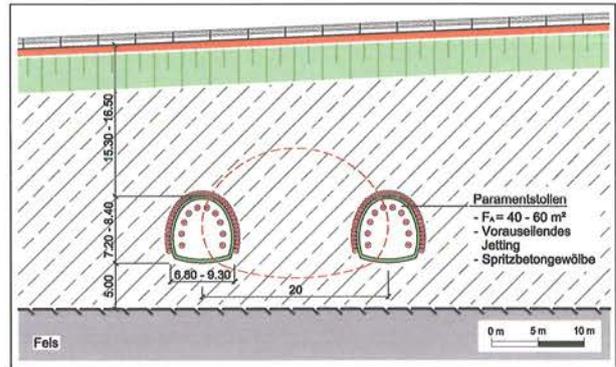


Bild 4b: Kaverne Ost – Erstellung Fundationskörper aus Jetting

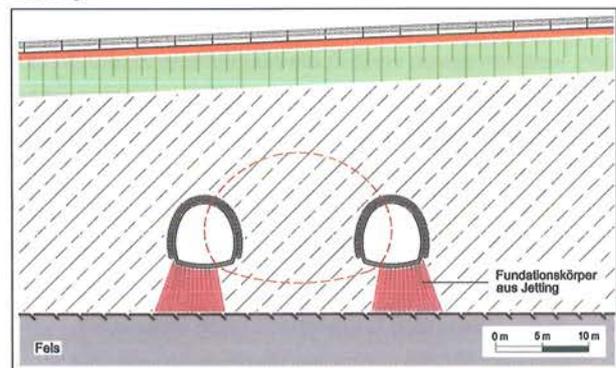


Bild 4c: Kaverne Ost – Erstellung Betonwiderlager

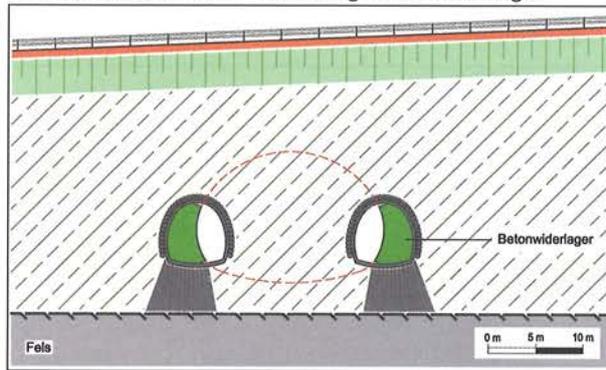


Bild 5a: Kräftespiel – Kaverne Ost – Äussere Belastung

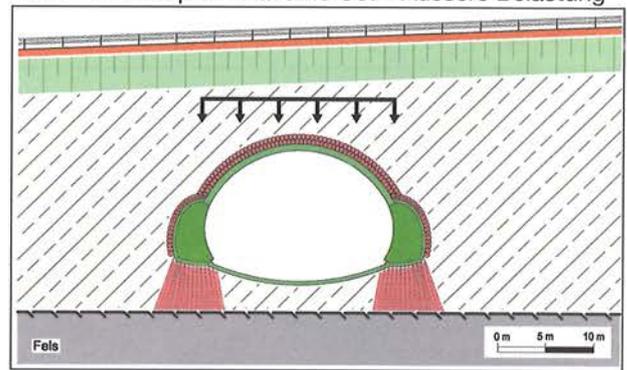


Bild 4d: Kaverne Ost – Ausbruch und Sicherung Kalotte

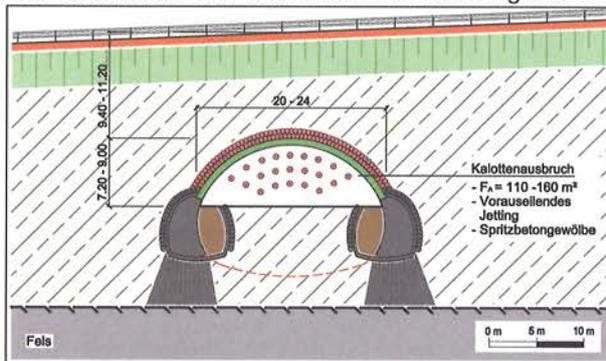


Bild 5b: Kräftespiel Kaverne Ost – Kalottengewölbe

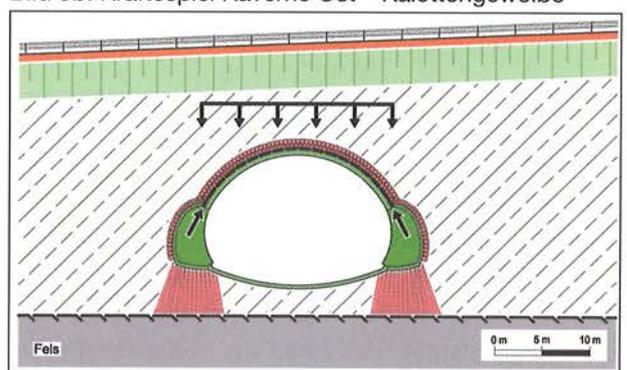


Bild 4e: Kaverne Ost – Strossen- und Sohlenausbruch

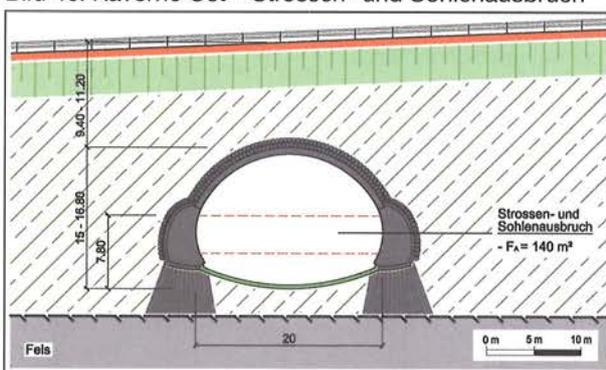
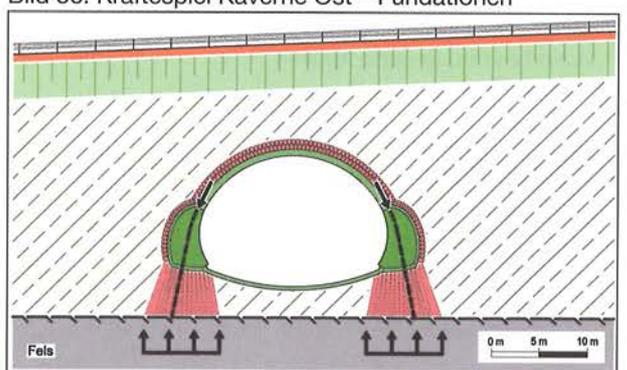


Bild 5c: Kräftespiel Kaverne Ost – Fundationen



Die so entwickelte Lösung:

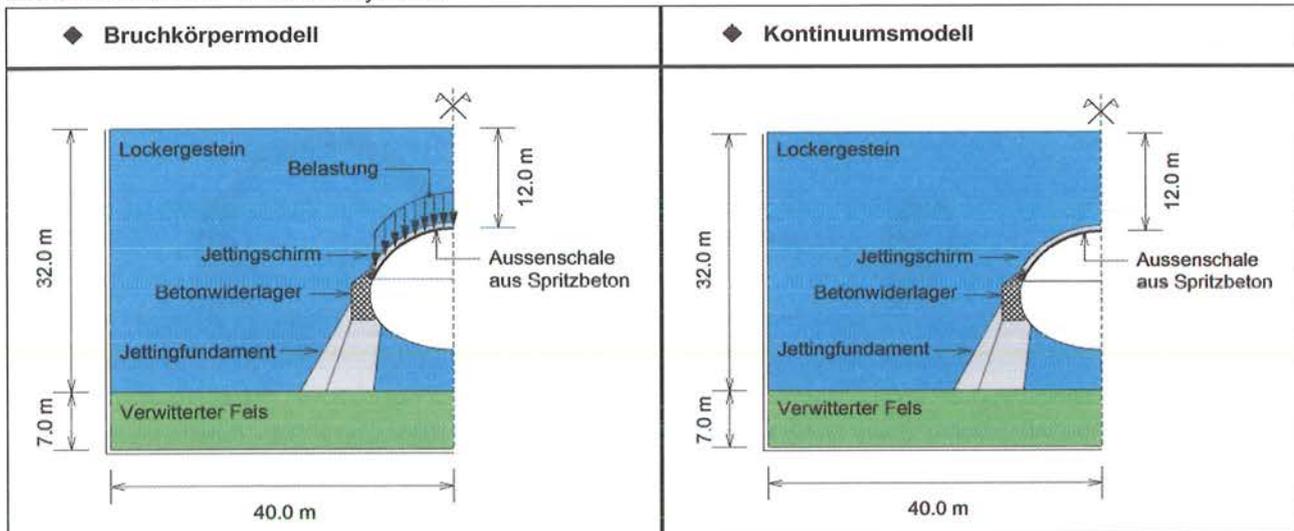
- ist klar und übersichtlich,
- garantiert ein steifes Verhalten,
- sieht anspruchsvolle Jettingsarbeiten vor,
- ermöglicht eine einfache und anpassungsfähige Bauausführung,
- mit annehmbar geringen Risiken.

Bild 5 stellt das Kräftespiel schematisch dar. Als äussere Belastung wirkt der Überlagerungsdruck, der durch die Spritzbetonschale der Kalotte aufgenommen wird (Bild 5a). Aus Bild 5b wird klar wie die Belastung auf das Kalottengewölbe von den massiven Betonfundationen aufgenommen wird. Die vertikale Belastung wird somit durch die Betonwiderlager und ihre Jetting-Fundationen direkt auf den Fels geleitet (Bild 5c).

3. Statik

Die statische Berechnung hatte für dieses Bauprojekt eine besondere Bedeutung. Sie diente für die Bestätigung des Entwurfskonzeptes und zur Festlegung der Abmessungen und Bewehrungsinhalte. Für die Berechnung der Schnittkräfte wurde ein Bruchkörpermodell, bzw. für die Schätzung der Verformungen ein Kontinuumsmodell angenommen (Bild 6). Die Belastung aus dem Auflockerungsdruck wurde sowohl mit der Silotheorie, wie auch mit dem vollen Überlagerungsdruck gemäss Norm SIA 197 für oberflächennahen Tunnel, analysiert. Die Berücksichtigung der Silotheorie hätte eine Verminderung von circa 45 % vom gesamten Überlagerungsdruck gebracht.

Bild 6: Kaverne Ost – Statische Systeme

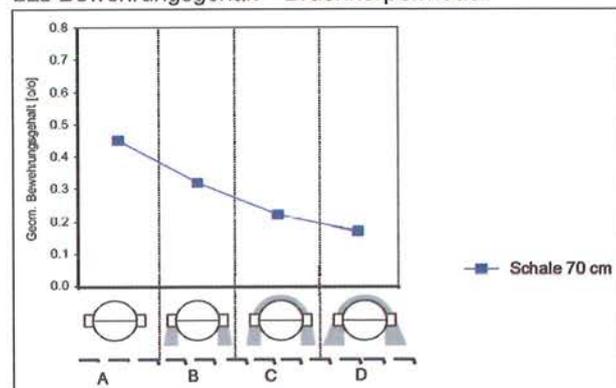


Auf Bild 7 wird der Einfluss der konstruktiven Massnahmen auf das Bewehrungsgehalt dargestellt. Der Fall «A», links auf der Horizontale, stellt die theoretische Situation einer Spritzbetonschale, ohne jegliches Jetting, dar. Beim Fall «B» wurden die Fundationskörper aus Jetting unter den Paramentstollen, bis zum Fels, modelliert. Der Fall «C» berücksichtigt zusätzlich das Jettinggewölbe. Der Fall «D», als letzter Berechnungsfall hier ganz rechts dargestellt, veranschaulicht den günstigen Effekt der Fundationsverbreiterung nach Aussen.

Bei den Resultaten ist es interessant zu erkennen wie die Geschlossenheit des Entwurfskonzeptes durch die statische Berechnung bestätigt wurde. Die Foundation bis zum Fels, sowie das doppelte Jettinggewölbe ermöglichen, für eine gewählte 70 cm-starke Spritzbetonschale, das Bewehrungsgehalt von 0.45 % auf 0.2 % zu bringen.

Es sei an dieser Stelle auch auf die konstruktiven Aspekte der aussergewöhnlich dicken Spritzbetonschale, die nicht mit Netzen sondern mit speziell ausgeführten Gitterträgern bewehrt wird, hingewiesen (Bild 9).

Bild 7: Kaverne Ost – Einfluss diverser Massnahmen auf das Bewehrungsgehalt – Bruchkörpermodell



Des Weiteren, aus dem Verlauf der Kurve sieht man eindeutig die relative Bedeutung der verschiedenen Massnahmen, die auch bei der Analyse der Oberflächensetzungen zu erkennen ist.

Auf Bild 8 sind die so berechneten, theoretischen Oberflächensetzungen dargestellt, die dank der gewählten Massnahmen, auf ein Minimum reduziert werden. Zu betonen ist, dass folgende Einflüsse bei dieser Darstellung nicht einberechnet sind:

Bild 8: Kaverne Ost – Einfluss diverser Massnahmen auf die Oberflächensetzung – Kontinuumsmodell

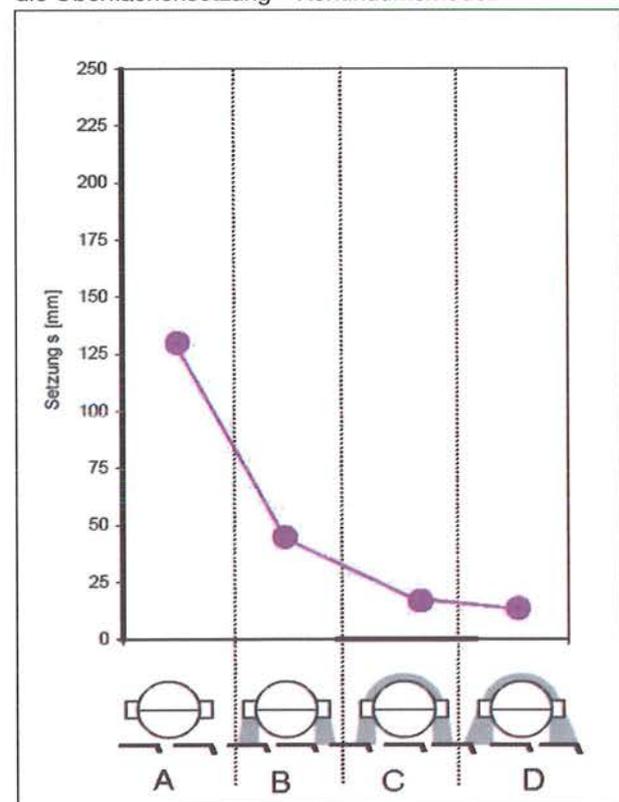
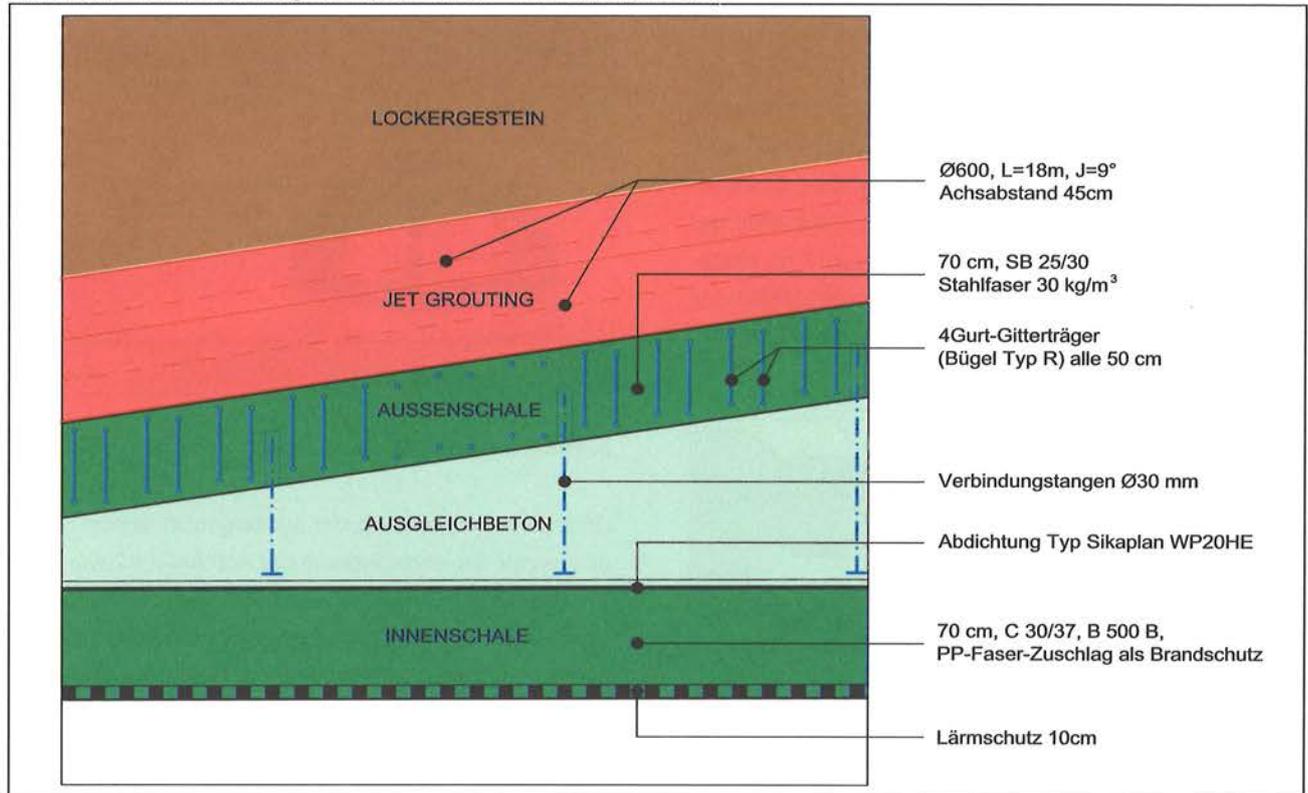


Bild 9: Ausbruchssicherung und Innenschale – Konstruktionsdetail



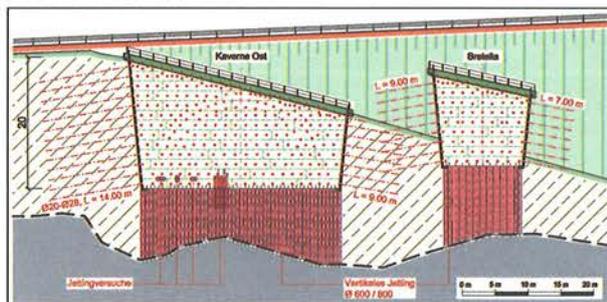
- die Voreinschnitte,
- die Paramentstollen,
- das Jetting,
- das Kriechen und das Schwinden.

4. Bauvorgang

Für die Ausführung der Voreinschnitte wurde eine Nagelwand vorgesehen (Bild 10).

Die passiven Stahlanker (Länge bis 18 m, Raster 1.5 x 1.5 m, Bohrdurchmesser 130 mm) konnten somit auch für die Stabilität der Ortsbrust der ersten Ausbruchsetappe einberechnet werden.

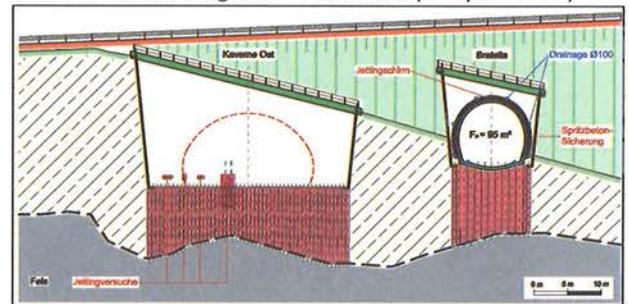
Bild 10: Voreinschnitte



Nach der Erstellung der Voreinschnitte, bei welchen auch die Jettingversuche angeordnet wurden, ist die Ausführung des Bretella-Tunnels vorgesehen. Für diesen einspu-

rigen Tunnel, als Vollausbuch, wurde auch eine voraussehlende Jettingsicherung und eine Spritzbetonschale, sowie eine Konsolidation bis zum Fels, vorgesehen (Bild 11).

Bild 11: Bretella Lugano – Bellinzona (Einspurtunnel)



Danach folgt die Ausführung der Kaverne Ost. Auf Bild 12 ist somit die Situation nach dem Ausbruch beider Röhren dargestellt. Links auf dem Bild die Kaverne Ost und rechts die Bretella Lugano – Bellinzona.

Bild 12: Kaverne Ost – Querschnitt

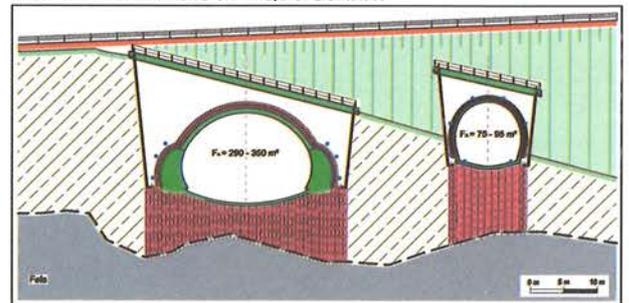


Bild 13 zeigt einen Längsschnitt durch die Kaverne Ost. Erstmals sind die 3 Jettingschuppen bis zum verwitterten Fels, wo auf eine Rohrschirmsicherung gewechselt wird. Auf dieser Darstellung ist des Weiteren der massgebende Abstand zwischen den höheren Jettingskolonnen und der Autobahn A2 zu erkennen. Dieser beträgt 8 m. Es sei an dieser Stelle auch auf die fächerförmige Geometrie der Ausbruchsetappen (mit einer Länge bis zu 12 m) hingewiesen, die zu einer ungewöhnlichen Gesamtstärke des Spritzbetongewölbes in der Kalotte von 2,5 m führt.

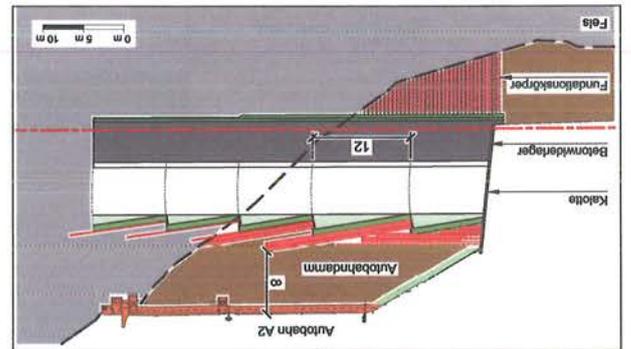


Bild 13: Kaverne Ost – Längsschnitt

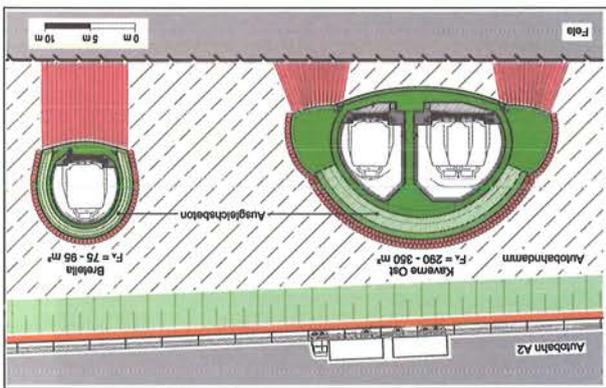


Bild 14: Kaverno und Bretela – Endgültiger Ausbau

5. Risiko-Management

Unter Berücksichtigung der aussergewöhnlichen Bedingungen für die Unterquerung der Autobahn A2 wurde eine systematische Risikoanalyse durchgeführt. Zu diesem Zweck wurde ein Sicherheitsplan erarbeitet, der auf eine bereits mehrmals angewendeten Methodik für städtische Tunnelbauprojekte sich basierte (z. B. Zimmerberg-Basis-tunnel). Mit dem Sicherheitsplan wird die Erkennung von Risiken bzw. die Massnahmendefinition vereinfacht und er bedient eine Visualisierung der von ihm behandelten Gegenstände (Fakten, Annahmen, Erkenntnisse, Massnahmen usw.), was für alle Projektbeteiligten (Bauherr-schaft, Bauleitung, Projektverfasser, Unternehmer, Dritte usw.) sehr nützlich ist.

Dieses Merkmal ist auch auf Bild 14 zu erkennen. Die Ausbruchfläche der Kaverno Ost, inklusive Paramentstollen, gründet somit 350 m². Aus betrieblichen und Sicherheitsgründen ist bei der Kaverno, mit dem endgültigen Aus-

bau, eine Trennwand vorgesehen.

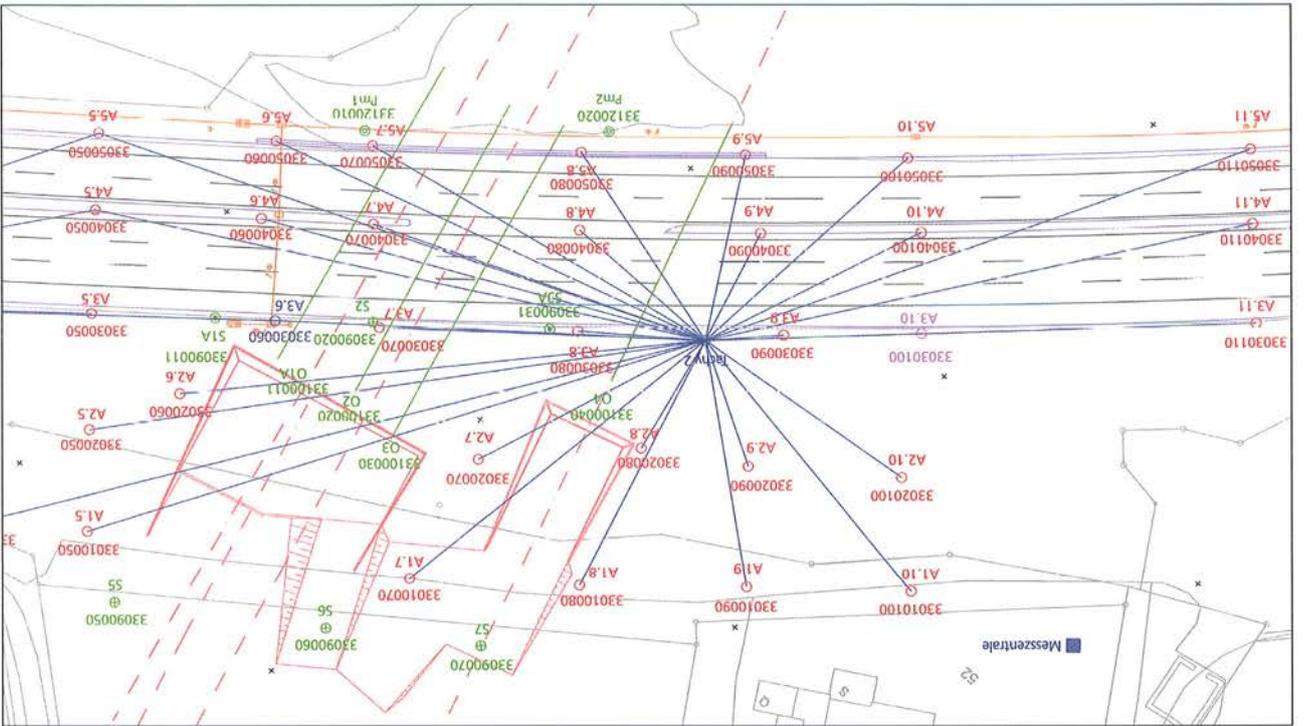


Bild 15: Messüberwachung Los 704

Das Risiko ist als Produkt von Schadensausmass und Eintretenswahrscheinlichkeit ($R = A \times W$) definiert. Mit dem Projekt, im Hinblick auf eine Schadensbegrenzung bzw. auf eine Reduktion der Eintretenswahrscheinlichkeit von unerwünschten Ereignissen, wurden deshalb Massnahmen identifiziert.

Um das so verbleibende Restrisiko (bzw. akzeptiertes Risiko) zu beherrschen und weiter zu reduzieren wurde als letzter Schritt ein Überwachungssystem definiert. Dies wurde, unter der Leitung von der Vermessungsabteilung ATG, in das spezifische Los 704 integriert. Die Überwachung sieht sowohl geodätische wie auch geotechnische kontinuierliche Messungen vor (Bild 15), die via Internet on-line abrufbar sind:

- 2 teodolitische Stationen auf der Autobahn A2 (Tachy1 und Tachy2)
- 4 horizontale Inklinometer (O1A, O2, O3, O4)
- 2 vertikalen Inkli-Extensometer (S1A, S3A)
- 4 vertikalen Inklinometer (S2, S5, S6 und S7)
- 2 Piezometer (PM1 und PM2)

(grün: Inklinometer, blau: geodätische Messlinien, rot: geodätische Messpunkten)

Mit der geotechnischen Messüberwachung ist die Meldung (auch via SMS) bei Überschreitung der vordefinierten Grenzwerten gekoppelt. Die geodätische Messüberwachung ist hingegen nur für die Voralarm-Stufe und für die Überprüfung der Gesamtsituation reserviert. Das System ist in 3 Stufen unterteilt:

- Warnung (Meldung an Projektverfasser, Bauleitung, Unternehmer),
- Voralarm (Meldung an erweiterte Gremium und Massnahmendefinition),
- Alarm (Meldung an erweiterte Gremium und Massnahmendefinition),

wobei zu bemerken ist, dass die Alarm-Stufe nur aus formellen Gründen aufgelistet wurde.

Das System kann des Weiteren den Verkehr auf der Autobahn, unter Einbezug der Kantonspolizei, mit einer automatischen Ampelanlage führen.

6. Projektbeteiligte

Gesamtprojektleitung

AlpTransit San Gottardo SA, Bellinzona

Vor- und Bauprojekt

Consorzio Ingegneri Piano di Magadino, Biasca

- Projektleitung: Filippini & Partner Ingegneria SA, Biasca
- Projektingenieur: Dazio & Associati SA, Cadenazzo
- Entwurfskonzept: Prof. Dr. K. Kovári, Zürich
- Statik: RSE GmbH, Oberengstringen

Ausschreibung und Ausführungsprojekt

Consorzio Ingegneri Piano di Magadino, Biasca

im Subakkord von

Consorzio ITC (ITECSA – Toscano), Lugano

Ceneri-Basistunnel, Nordportal Vigana Unterquerung der Autobahn A2 im Lockergestein

Nicolas Pagani, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Pizzarotti SA, Bellinzona
Cristina Pagani-Boiani, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Pizzarotti SA, Bellinzona

CENERI BASE TUNNEL, NORTH PORTAL VIGANA UNDERPASSING THE MOTORWAY A2 IN SOIL

The construction lot 853 – «Opere sotterranee Vigana» – involves the construction of the north portal of the Ceneri base tunnel, the underpass for the motorway A2 and the underground construction works for the connecting structure Vigana.

The main technical challenge of construction lot 853 is passing beneath of the motorway A2 in soil. The motorway A2 is negotiated by means of a cavern (height 17m, width 27m) on the side Vigana and a single lane tunnel tube (height 10m, width 10.5m) on the side Bretella. The underpass for the motorway has to be constructed in conditions of low overburden (between 7.5m and 13m).

The tunnelling concept for the cavern on the eastern side involves the subdivision of the tunnel cross section into side galleries, crown, sidewalls and invert. The excavation of the side galleries, which serve to support the roof, is carried out in full face. The excavation of the single lane tunnel tube will also be carried out in full face.

As support measures in advance of the working face jet grouting and pipe umbrellas are planned.

The construction site logistics was thoroughly investigated by the consortium. On the one hand, there is the

sensitive technical phase of the execution of an underpass under the motorway in a soil formation, but, on the other hand, it is also very important that a standard rate of tunnel advance can be achieved in the rock. For these reasons various possibilities for the critical path were analysed.

Because of the sensitivity of the object the consortium carried out a comprehensive risk analysis and produced a detailed list of precautionary measures. The aim of these measures was to reduce the risk to a minimum and to start the work on the underpass under the motorway with just a very small residual risk.

To optimize the jetting method, in the first phase of operations jetting tests were carried out at the site both for horizontal and vertical jetting.

The work in the construction lot 853 is in the early stage. The external work (excavating a cutting, jetting from the surface and installations) is finished. The work on the underground section was begun in May 2009. On the side Bretella after two construction stages the rock has been reached. On the side Vigana the tunnel drive in the soil is being carried out with the help of side galleries.

1. Vorwort

Die Arbeiten am Los 853 – «Opere sotterranee Vigana» befinden sich in der Anfangsphase. Bis zum Referat wurden die Aussenarbeiten (Voreinschnitte, Jetting übertags und Installationen) fertiggestellt. Die Arbeit an der Untertagstrecke wurde mit den ersten paar Etappen «Konsolidierung und Ausbruch» an den drei vorgesehenen Angriffstellen aufgenommen.

2. Projektübersicht

2.1 Aufteilung der Lose am Ceneri-Basistunnel

Für den Bau des Ceneri-Basistunnels wurde das Objekt in verschiedene Lose aufgeteilt (Bild 1).

Es gibt insgesamt fünf Untertaglose: zwei Lose beim Zwischenangriff Sigirino (CPS und Los 851), ein Los am Nordportal (Los 853 – Opere sotterranee Vigana), eines am Südportal (Los 854 – Opere sotterranee Vezia) und ein Hauptlos für den Ausbruch des Tunnels (Los 852 – Opere sotterranee Galleria di Base del Ceneri).

Bild 1: Aufteilung in Baulose
(Quelle: ITC)

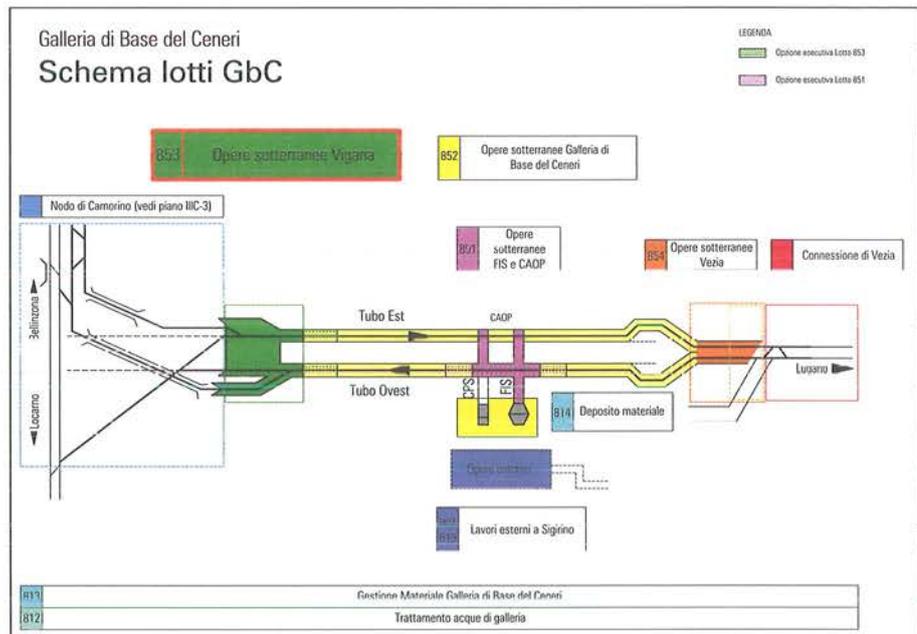
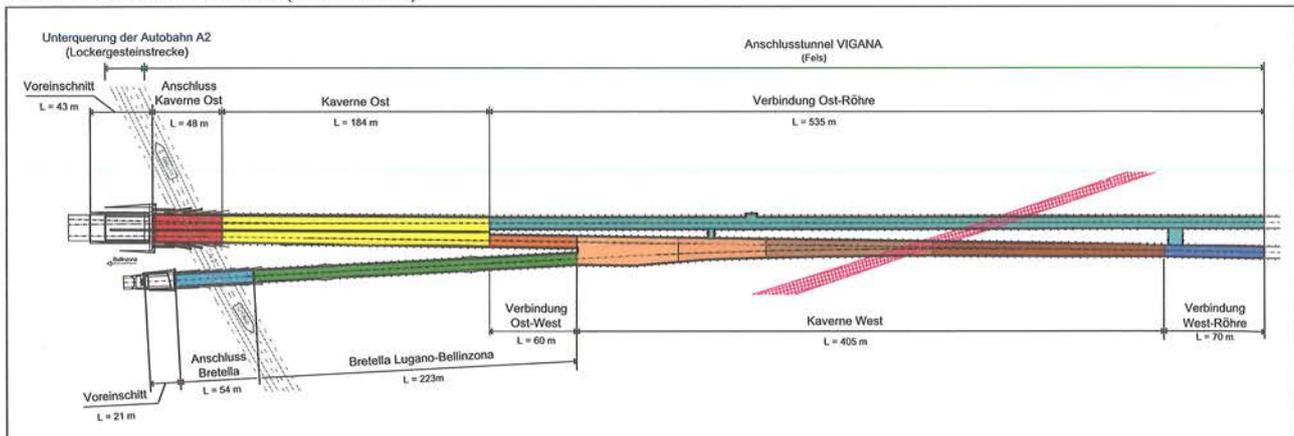


Bild 2: Übersicht Los 853 (Quelle: ITC)



2.2 Los 853 – Opere sotterranee Vigana

Im Los 853 werden das Nordportal des Ceneri-Basistunnels, die Unterquerung der Autobahn A2 und die Untertagebauwerke des Anschlussbauwerkes Vigana gebaut (Bild 2).

Das Nordportal besteht aus einem Portal für zwei Röhren (Portal Vigana) und einem Portal für eine Röhre (Portal Bretella).

Die Unterquerung der Autobahn A2 im Lockergestein umfasst den Anschluss an die Kaverne Ost von ca. 48 m Länge und den Anschluss an die Bretella mit einer Länge von ca. 54 m. Diese Unterquerung wird im Detail unter Punkt 3 beschrieben.

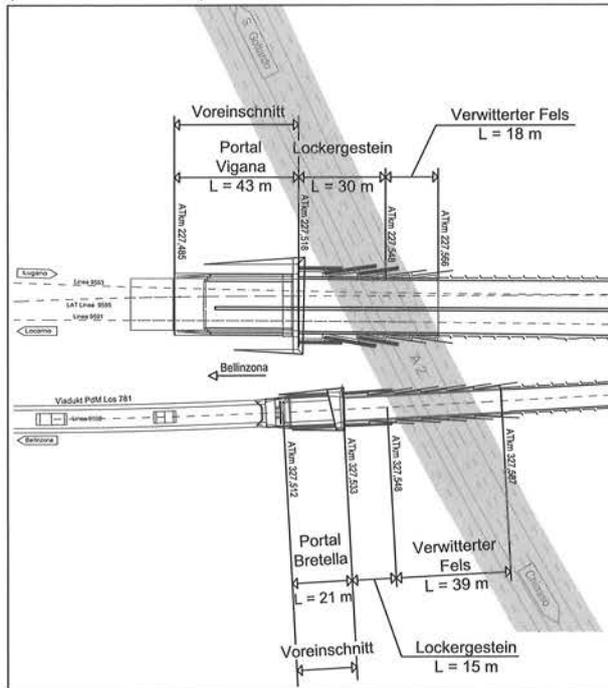
Das Anschlussbauwerk Vigana besteht aus den folgenden Objekten:

- Kaverne Ost (L = 184 m)
- Anschluss an die Oströhre (L = 535 m)
- Bretella Lugano-Bellinzona (L = 223 m)
- Kaverne West (L = 405 m)
- Anschluss an die Weströhre (L = 70 m)

Zweck des Anschlussbauwerkes des Loses 853 ist es, die zwei Einspurröhren des Ceneri-Basistunnels mit den bestehenden SBB-Linien nach Bellinzona und Locarno zu verbinden. Zusätzlich muss die Möglichkeit einer zukünftigen Verlängerung der AlpTransit-Linie nach Norden durch die Magadino-Ebene gewährleistet werden.

Das Los 853 enthält auch eine Option für eine Losgrenzenverschiebung um 2 km. Je nach Bauprogrammsituation kann der Bauherr mindestens 1 km und maximal 2 km der Einspurtunnelröhren des Ceneri-Basistunnels dem Los 853 vergeben.

Bild 3: Situation Unterquerung der Autobahn A2
(Quelle: ITC/CIPM)



2.3 Struktur der Projektierung

Die Ingenieurgesellschaft ITC von Lugano hat den Auftrag für die Projektierung und die örtliche Bauleitung des Ceneri-Basistunnels.

Die Projektierung der Unterquerung der Autobahn A2 im Lockergestein wird von der Ingenieurgesellschaft CIPM von Biasca im Unterakkord für die Ingenieurgesellschaft ITC durchgeführt.

2.4 Struktur der ausführenden ARGE

Das Consorzio Matro Sud besteht aus den Firmen:

- Pizzarotti SA/SpA – Bellinzona/Parma (Federführung)
- Implenia Bau AG – Aarau
- Cossi Costruzioni SpA/SA – Sondrio/Lugano
- Ennio Ferrari SA – Lodrino
- LGV Costruzioni SA – Bellinzona
- Rodio Geotechnik AG – Urdorf

3. Lockergesteinsvortrieb unterhalb der Autobahn A2

3.1 Objekte

Die Autobahn A2 wird mit einer Kaverne und einer Einspurtunnelröhre unterquert (Bild 3).

Auf der Seite des Portals Vigana (durch dieses Portal kommen in der Betriebsphase zwei Einspurtunnelröhren heraus) wird eine Kaverne gebaut. Der Anschluss Kaverne Ost weist eine Höhe von 17 m und eine Breite von ca. 27 m auf (Bild 4). Für den Ausbruch ist eine Aufteilung in Paramentstollen, Kalotte, Stross und Sohle vorgesehen. Die Paramentstollen dienen als Abstützung für die Kalotte und sind ca. 7,5 m breit und ca. 8 m hoch. Die Details zu den Bauhilfsmassnahmen sind im Kapitel 3.3 erläutert.

Der Querschnitt auf der Seite des Portals Bretella ist hingegen ein Einspurtunnelquerschnitt mit einer Höhe von 10 m und einer Breite von 10,5 m (Bild 4).

Die Unterquerung der Autobahn erfolgt mit einer geringen Überlagerung (Bild 5). Bei den Paramentstollen beträgt der vertikale Abstand zwischen First und Autobahn ca. 16 m. Dieser Abstand reduziert sich zwischen dem höchsten Punkt der Jetting-Säulen und der Autobahnebene auf 13 m. Für die Kalotte ist die Überlagerung noch kleiner und beträgt ca. 10 m. Dieser Abstand reduziert sich

Bild 4: Schnitte Unterquerung der Autobahn A2 (Quelle: ITC/CIPM)

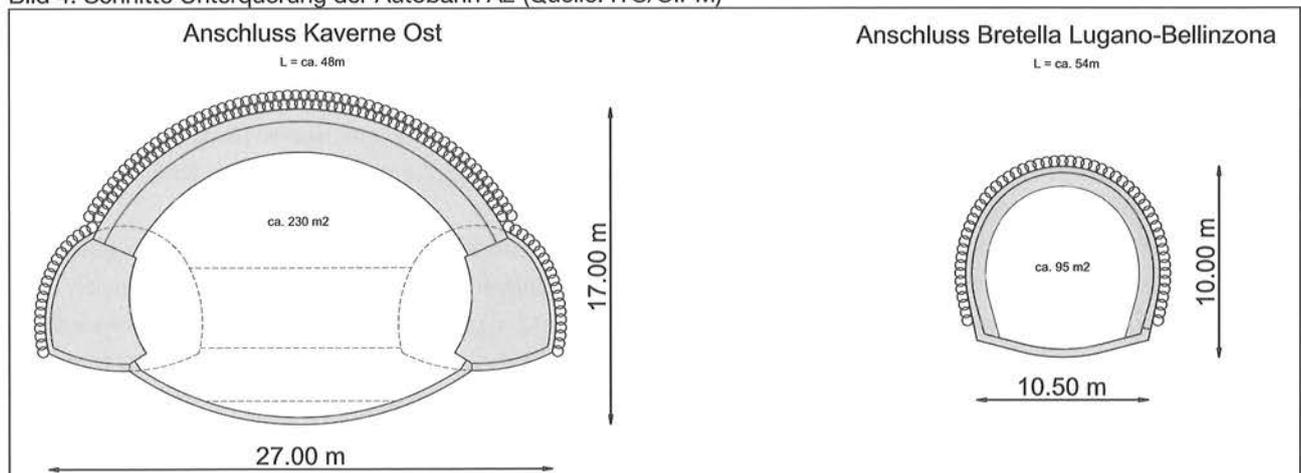


Bild 5: Überlagerung bei der Unterquerung der Autobahn mit der Kalotte (Quelle: ITC/CIPM)

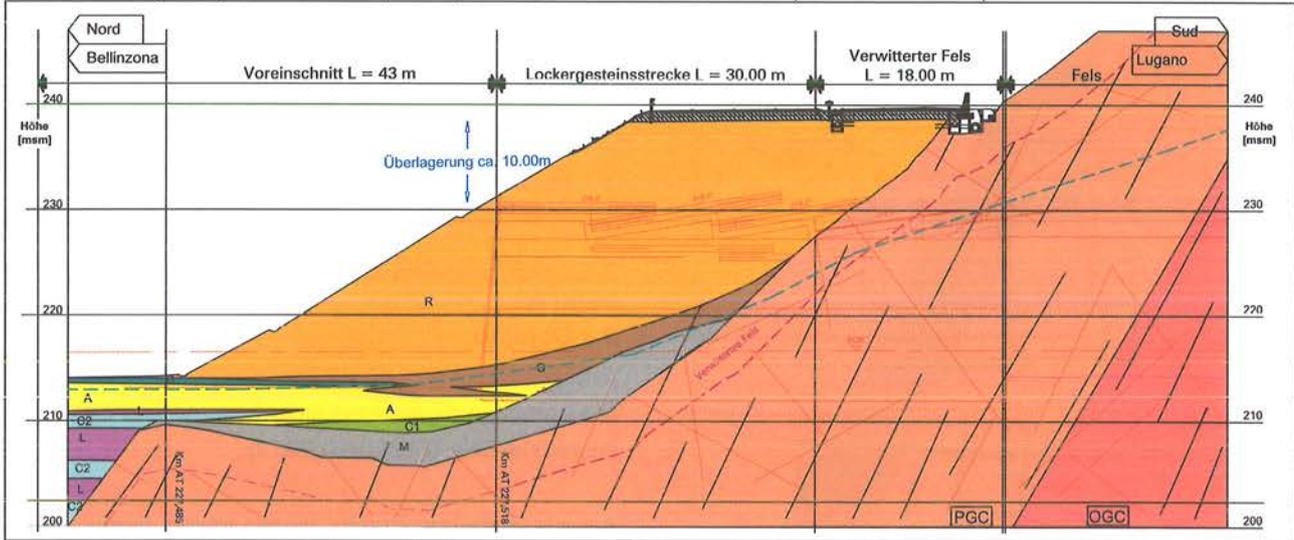
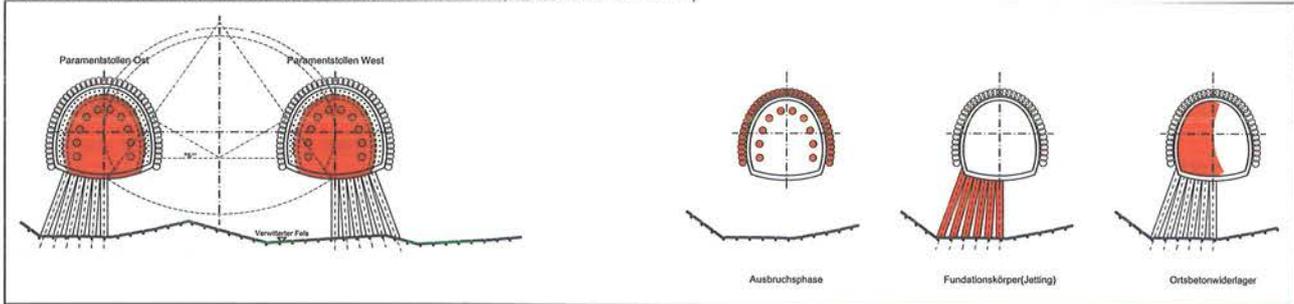


Bild 6: Bauhilfsmassnahmen Paramentstollen (Quelle: ITC/CIPM)



beim höchsten Punkt der Jetting-Säulen auf 7,5 m. Bei der Bretella beträgt die Überlagerung 10–12 m.

3.2 Geologie und Gefährdungsbilder

Das Portal und die Unterquerung der Autobahn A2 befinden sich an der Grenze zwischen den Sedimentablagerungen der Magadino-Ebene und dem Felspaket (ammasso roccioso) des Nordhanges der Matro mit seinen Quartärablagerungen und dem grossen künstlichen Autobahndamm der A2.

Die Geologie der Unterquerung der Autobahn A2 unterteilt sich in zwei Homogenbereiche 0A und 0B.

Der Bereich 0A ist 36 m lang in der Achse der Kaverne Ost, in der Bretella hingegen nur 18 m. Er besteht hauptsächlich aus Lockermaterial und aus einer kleinen Schicht stark verwitterten Felses (Stärke 4 m).

Der Bereich 0B ist nur 12 m lang in der Achse der Kaverne Ost, in der Bretella hingegen 32 m. Er besteht aus Ceneri-Paragneiss, welcher ziemlich stark verwittert ist.

Die Gefährdungsbilder für den Homogenbereich 0A sind Ortsbrustinstabilität und Oberflächensetzungen auf der Autobahn A2. Für den Homogenbereich 0B sind hingegen die Gefährdungsbilder Steinschlag, Lockerung, Lösen von Blöcken, evtl. Ortsbrustinstabilität und Wassereintruch.

3.3 Vortriebskonzept und Bauhilfsmassnahmen

Das Vortriebskonzept für die Kaverne Ost sieht die Unterteilung des Querschnittes in Paramentstollen, Kalotte, Stross und Sohle vor.

Der Ausbruch der Paramentstollen (Bild 6), welche als Abstützung der Kalotte dienen, erfolgt im Vollausbuch.

In der Lockergesteinsstrecke sind als vorausseilende Massnahmen Jetting-Schirme mit einer maximalen Länge von 18 m und einer Überlappung von 6 m vorgesehen. In der Ortsbrust werden ebenfalls Jetting-Säulen eingebaut. Für die Strecke im verwitterten Fels sind hingegen Rohrschirme geplant. Es werden bis zu 25 Stück eingebaut. Die maximale Länge beträgt 14 m und die Überlap-

Bild 7: Bauhilfsmassnahmen Kalotte und Stross im Lockergestein (Quelle: ITC/CIPM)

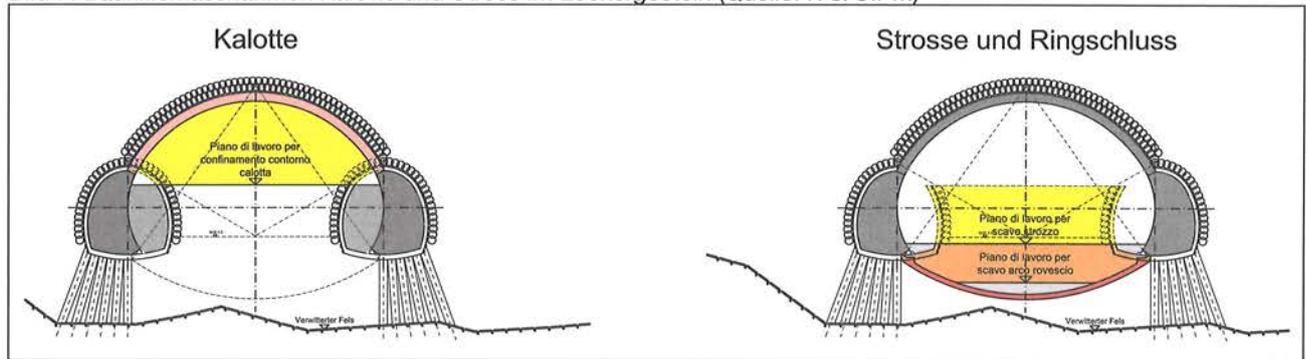
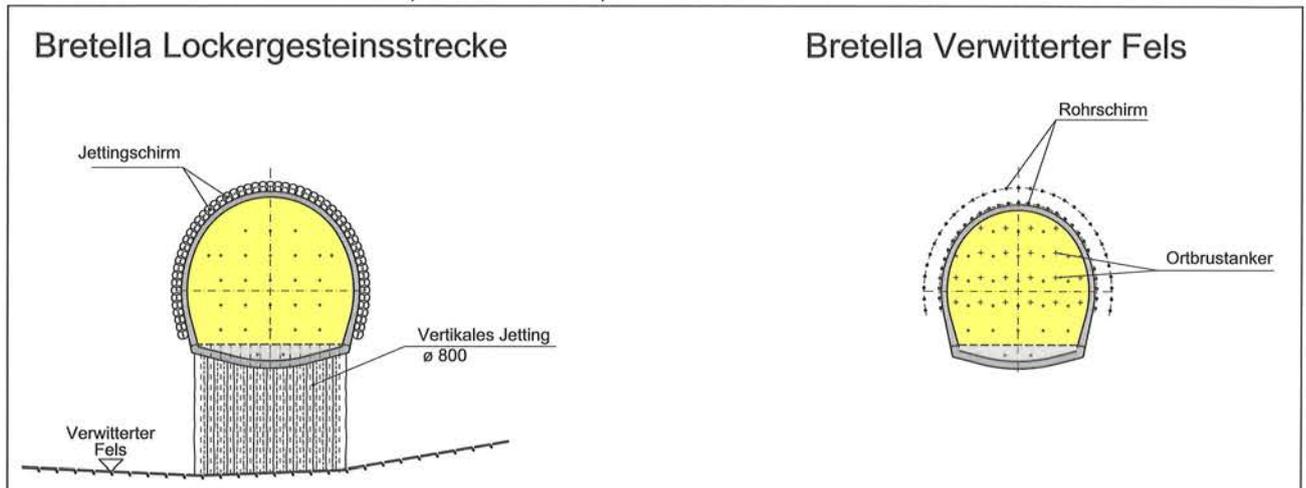


Bild 8: Bauhilfsmassnahmen Bretella (Quelle: ITC/CIPM)



pung 5 m. Zusätzlich zu den Rohrschirmen sind auch Ortsbrustanker vorgesehen.

Es sind fünf verschiedene Etappen der vorseilenden Sicherung der Paramentstollen geplant, um den Übergang zwischen Lockermaterial und verwittertem Fels zu sichern.

Nach dem Ausbruch wird im Sohlbereich des Paramentstollens ein Fundationskörper aus Jetting eingebaut.

Mit dem massiven Betonwiderlager, welches in den Stollen eingebaut wird, ist das Auflager der Kalotte bereit.

Auch der Kalottenausbruch (Bild 7) erfolgt unter Schutz von Jetting- oder Rohrschirmen.

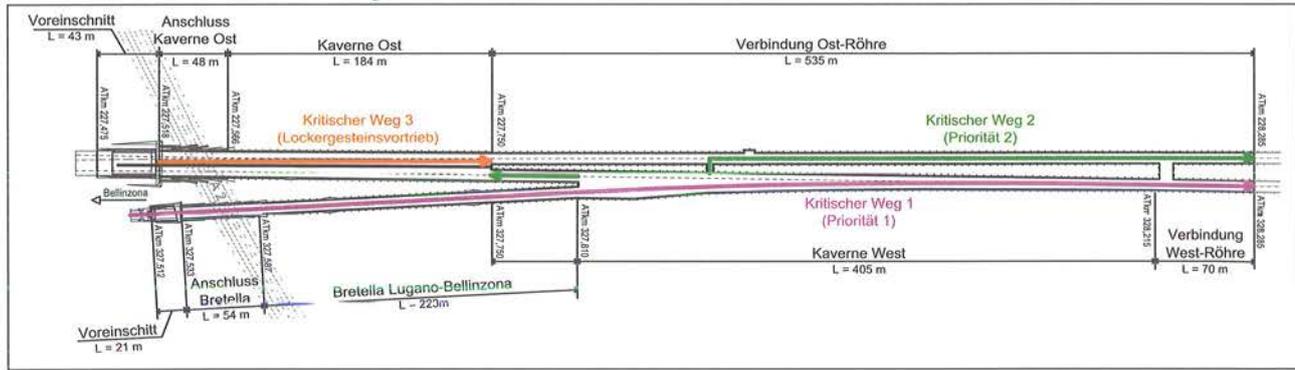
Im Lockergestein ist ein doppelter Jetting-Schirm (bis zu 120 Stück) mit einer maximalen Länge von 15 m und einer Überlappung von 5 m vorgesehen, welcher sich auf dem Betonwiderlager der Paramentstollen abstützt. Für die Kalotte sind Jetting-Säulen auch in der Ortsbrust vorgesehen.

Die Unterteilung der verschiedenen Etappen der vorseilenden Sicherung folgt dem gleichen Prinzip wie in den Paramentstollen: im Lockermaterial werden Jetting-Schirme eingebaut, während für die Strecke im verwitterten Fels Rohrschirme vorgesehen sind. Die Abschläge in der Kalotte sind auf 1 m beschränkt. Vor dem Beginn des Strossenabbaus (Bild 7) muss die ganze Kalotte bis zum Ende der Kaverne Ost im Fels ausgebrochen sein. Der Stross und die Sohle werden alternierend in Etappen von 6 m ausgeführt. Für diese zwei Arbeitsetappen sind keine vorseilenden Sicherungsmassnahmen vorgesehen.

Für die Bretella ist ein Vollausbuch vorgesehen. Als vorseilende Massnahmen werden Jetting- / Rohrschirme im First und Jetting-Säulen und Anker in der Ortsbrust eingebaut. Die Sohle muss aber spätestens nach drei 1m-Etappen gesichert werden, d.h. der Spritzbetonring muss wieder geschlossen werden.

Die Aufteilung der Etappen der vorseilenden Sicherung in der Bretella ist leicht anders als in den Paramentstollen. Dies, weil der Homogenbereich 0A in der Achse der Bretella eine geringere Länge hat. Es ist nur in der ersten Etappe ein Jetting-Schirm mit Ortsbrustanker vorgese-

Bild 9: Schema des kritischen Weges



hen. Für die zweite Etappe ist das Mischsystem Jetting-/Rohrschirm vorgesehen. Die dritte Etappe wird mit Rohrschirm gesichert, während für die letzten drei Etappen nur eventuell ein Rohrschirm vorgesehen ist.

In der Unterquerung der Autobahn A2 sind auch Drainagebohrungen geplant. In der Kaverne Ost sind zwei Drainageetappen vorgesehen. Die ersten zwei Drainagebohrungen werden aus dem Voreinschnitt durch das Lockermaterial in der Achse der Paramentstollen mit einer Länge von 20 m durchgeführt. Wenn die zweite Etappe der Paramentstollen erreicht ist, werden Drainagebohrungen durch das Lockermaterial und den verwitterten Fels bis zum guten Fels ($L = 45$ m) durchgeführt. Diese Drainagebohrungen sind mit Packer durchzuführen. Eine eventuelle dritte Drainagekampagne könnte in den Paramentstollen notwendig sein. In diesem Fall würde man radiale Drainagebohrungen durchführen, um den Kalottenvortrieb zu entwässern.

4. Wahl des kritischen Weges

Schon während der Vorbereitung der Offerte hat sich die ARGE stark mit der Baustellenlogistik befasst. Ziel der ARGE war es, eine Lösung zu finden, die die verschiedenen Ausführungsaspekte dieses Loses berücksichtigt.

Einerseits galt es die ausführungstechnisch sensible Phase der Unterquerung der Autobahn A2 im Lockergestein zu berücksichtigen. Für die ARGE war es aber auch sehr wichtig, dass ein Regelvortrieb im Fels und somit die Losgrenze so schnell wie möglich erreicht werden konnte. Nur so hat die ARGE eine Chance für die Option über die Losgrenze hinaus.

Aus diesen Gründen wurden verschiedene Möglichkeiten für den kritischen Weg analysiert.

Die ARGE hat sich nach der Analyse für die Lösung entschieden, welche das Erreichen der Felsstrecke über den Anschluss Bretella ermöglicht (siehe Bild 9), womit die Priorität auf die Seite Bretella gelegt wurde.

Der erste kritische Weg läuft deswegen über die Bretella in den Tunnel West des Ceneri-Basistunnels. Der zweite kritische Weg erreicht die Felsstrecke der Oströhre des Ceneri-Basistunnels durch den ersten Querschlag.

Somit kann der Lockergesteinsvortrieb unterhalb der Autobahn A2 im grossen Profil der Kaverne Ost ohne jeglichen Zeitdruck ausgeführt werden, währendem die Losgrenze über die ersten zwei kritischen Wege erreicht wird.

5. Risikoanalyse für den LGV unterhalb der Autobahn A2

5.1 Allgemeines

Aufgrund der Sensibilität des Objektes hat die ARGE eine ausführliche Risikoanalyse durchgeführt.

Die detaillierte Risikoanalyse für das ganze Los (Bild 10) wird hier nicht behandelt. In den nächsten Absätzen wird über die Risiken, welche mit der Unterquerung der Autobahn im Lockergestein verbundenen sind, berichtet.

Die ARGE hat als erster Schritt die möglichen Gefährdungen aufgelistet. Dazu gehören die Instabilität der Autobahn, eventuelle Autounfälle, Einbrüche und Unterbrüche des Autobahnverkehrs.

In dieser ersten Analysephase wurde die Wahrscheinlichkeit dieser Ereignisse ohne jegliche Massnahmen berücksichtigt. In dieser Phase sind deswegen praktisch alle dieser Gefährdungen mit hohem Risiko verbunden.

In einer zweiten Analysephase wurde eine im Detail studierte Liste der notwendigen Massnahmen erstellt. Ziel all

Bild 10: Risikoanalyse des Loses 853 (vor Zusatzmassnahmen)

LOTTO 853 OPERE SOTTERRANEE VIGANA VALUTAZIONE DEI RISCHI PER OGNI CATEGORIA INDIVIDUATA		CAUSE																					
		SCAVO TRINCEA VIGANA / BRETELLA	SCAVO MATERIALE SCIOLTO	SCAVO ALL'ESPLOSIONE / FUMI	IMPIANTI (MONTAGGIO / SMONTAGGIO)	IMPERMEABILIZZAZIONE	ESECUZIONE RIVESTIMENTI	LAVORI CON ARIA COMPRESSA	LAVORO CON ATTREZZATURE ELETTRICHE	GEOLOGIA DELL'AMMASSO ROCCIOSO	INSTABILITA' DELL'AMMASSO ROCCIOSO	VENUTE D'ACQUA IN GALLERIA	FORNELLO	PRESENZA DI GAS PERICOLOSI	PRESENZA DI POLVERI FINI NELL'ARIA	ALTE TEMPERATURE IN GALLERIA	INGRESSO NON AUTORIZZATI AL CANTIERE	CIRCOLAZIONE DEI MEZZI DI CANTIERE	TRAFFICO VEICOLARE SU A2	TRAFFICO FERROV. BELLINZONA - LUGANO	UTILIZZO GAS INDUSTRIALI	UTILIZZO SOSTANZE PERICOLOSE	
RISCHI		ATTIVITA'					GALLERIA / AMBIENTE					INTERFACCIE											
DANNI A PERSONE	Folgorazione																						
	Scivolamento/Inciampo																						
	Schiacciamento																						
	Intossicamento																						
	Incidente mezzo - uomo																						
	Incidente mezzo - mezzo																						
	Sepoltura / Intrappolamento																						
	Caduta di oggetti dall'alto																						
	Malore																						
	Proiezione detriti																						
	Ustionamento																						
	Asfissia / Mancanza di ossigeno																						
	Esposizione all'amianto																						
	AMBIENTE	Inquinamento fonico																					
Inquinamento del suolo																							
Inquinamento dell'aria																							
Inquinamento acqua																							
Frana / Valanga																							
Incendio / Fumo																							
DANNI A COSE	Danni a linee, condotte, costruzioni, impianti esistenti																						
	Instabilità del rilevato autostradale A2																						
	Esplosione																						
	Atti di vandalismo e sabotaggio																						
	Interruzione traffico veicolare/ferroviario																						
	Allagamento dell'area di cantiere																						
	Caduta carichi imbracati																						
	Ribaltamento mezzi/carichi																						

probabilità x danno che si verifichi l'evento:
■ basso ■ medio ■ alto

dieser Massnahmen ist es, das Risiko auf ein Minimum zu setzen und die Arbeiten an der Unterquerung der Autobahn A2 nur mit einem sehr geringen Restrisiko zu beginnen.

Im Bild 11 sind alle vorgesehenen Massnahmen zusammengefasst, welche direkt mit der Ausführung verbunden sind. In den nächsten Absätzen werden die verschiedenen Massnahmen näher betrachtet.

5.2 Vorbeugende Massnahmen

Als vorbeugende Massnahme wird der Autobahnverkehr während der Arbeiten an der Lockermaterialstrecke über den geplanten Tunnel auf einer Strecke von 150–180 m dauernd umgeleitet.

Die Massnahmen, welche vom Centro di Manutenzione di Camorino koordiniert werden, umfassen die Sperrung von Fahrspuren mittels Verkehrsampeln und die Reduktion der Fahrgeschwindigkeit. Der Kontakt zwischen dem

Centro di Manutenzione di Camorino und der ARGE erfolgt über die Bauleitung.

Es sind fünf Phasen der Verkehrsregelung vorgesehen. Die einzelnen Phasen sind vom Arbeitsstand abhängig.

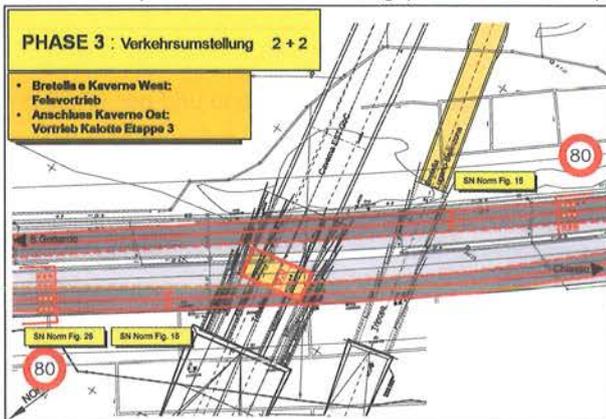
Während der zwei Anfangsphasen (Voreinschnitt, Paramentstollen und Bretella) und der Phase der letzten Etappen des Kalottenvortriebs der Lockermaterialstrecke soll eine Fahrspur gesperrt werden (3 Nord- und 2 Süd-Fahrspuren oder 2 Nord- und 3 Süd-Fahrspuren) und die Fahrgeschwindigkeit wird auf 100 km/h bzw. auf 80 km/h reduziert.

Während der ersten drei Etappen des Kalottenvortriebs der Lockermaterialstrecke werden hingegen zwei Fahrspuren blockiert (2 Nord- und 2 Süd-Fahrspuren) und die Fahrgeschwindigkeit wird auf 80 km/h reduziert (siehe Bild 12).

Bild 11: Auflistung aller vorgesehenen Ausführungsmassnahmen

Vorbeugende Massnahmen Verkehrsumstellung auf der Autobahn A2 je nach Ausbruchsetappe	Planung PI	Ausführung Polizei
Ausführungsmassnahmen Ankerversuche Jetting-Versuche Optimierung Jet-Verfahren Wahl Vortriebsinstallationen Wahl Materialien Einsatz stark qualifiziertes Vortriebspersonals	Planung PI PI/UN PI/UN UN UN UN	Ausführung UN UN UN UN UN UN
Überwachungsmassnahmen: Überwachung Autobahndamm übertags Überwachung Deformationen untertags (3D-Messungen) Dauernde Evaluierung der Deformationen Definition der Voralarm- / Alarmstufen	Planung PI PI/UN PI/UN PI/UN	Ausführung L704 UN PI/UN L704/UN
Voralarmmassnahmen: SMS-Mitteilung der Alarm an alle vorbestimmten Beteiligten (nach Alarmplan – Stufe Voralarm) Kontrolle Plausibilität der Deformationsresultate Untertagskontrolle zur Evaluierung des effektiven Risikos Zusätzliche Sicherungsmassnahmen	Planung PI/L704/UN PI/UN PI/UN PI/UN	Ausführung L704/UN PI/UN PI/UN UN
Alarmmassnahmen: SMS-Mitteilung der Alarm an alle vorbestimmten Beteiligten (nach Alarmplan – Stufe Alarm) Sofortige Evakuierung des Personals untertags Sperrung des Verkehrs (Ampel auf Autobahn)	Planung PI/L704/UN UN PI	Ausführung L704/UN UN Polizei

Bild 12: Beispiel Verkehrsumstellung (Quelle: ITC/CIPM)



Im Bauprogramm der ARGE musste wegen der Reduktion der Fahrspuren auf 2 und 2 berücksichtigt werden, dass diese ersten drei Etappen des Kalottenvortriebs auf keinen Fall während den Monaten Juli und August stattfinden dürfen.

5.3 Ausführungsmassnahmen

Als Ausführungsmassnahmen wurden Ankerversuche durchgeführt.

Es wurden auch Jetting-Versuche zur Optimierung des Jet-Verfahrens durchgeführt, welche unter Punkt 6 im Detail beschrieben werden.

Die ARGE hat aus den verschiedenen Erfahrungen im Lockergestein die Vortriebsinstallationen und die Materialien optimiert. Für die Unterquerung der Autobahn A2 wird dazu nur gut qualifiziertes Vortriebspersonal eingesetzt, welches über grosse Erfahrung im Lockergestein verfügt.

5.4 Überwachungsmassnahmen

Das Überwachungssystem der Deformationen besteht aus zwei unabhängigen Systemen:

- Los 704, IG Ceneri Monitor (Amberg Technologies AG und Swissphoto AG) ist verantwortlich für die Setzungsüberwachung auf dem ganzen Baustellenareal. Insbesondere überwacht das Los 704 die Setzungen infolge der Setzungsdämme und die Setzungen im Bereich der Autobahn A2.
- Los 853, Consorzio Matro Sud ist verantwortlich für die Überwachung der Deformationen im Tunnel.

Grundsätzlich wird die Überwachung der Deformationen untertags vom Los 853 garantiert, während das Los 704 die ganzen Setzungen übertags überwacht.

Das Los 704 überwacht die Deformationen der Autobahn A2 anhand von zwei fixen Tachymetern und von Extensometern und Inklinometern, welche im künstlichen Autobahndamm eingebaut sind.

Die Deformationen untertags werden von der ARGE anhand von 3D-Messungen dauernd überwacht. Die Evaluierung der Deformationen erfolgt durch den Projekttechniker und durch die ARGE.

Mit diesem doppelten Überwachungssystem kann das Verhalten des Raums um den Tunnel herum dauernd kontrolliert und analysiert werden.

Mit den Überwachungssystemen sind Voralarm- und Alarmstufen verbunden. Je nach Stufe werden verschiedene vorbestimmte Empfänger per SMS erreicht.

Im Fall eines Voralarms werden innerhalb kurzer Zeit die Deformationsresultate vom Geologen auf Plausibilität geprüft. Es wird sicher auch eine Untertagskontrolle zur Evaluierung des effektiven Risikos durchgeführt. Mit diesem System kann man im Fall eines effektiven Voralarms mit zusätzlichen Sicherungsmassnahmen eingreifen.

Nach der Durchführung sämtlicher Massnahmen ist das Restrisiko sowohl aus Sicht der ARGE als auch aus Sicht des Projektverfassers und des Bauherrn minimal. Alarmmassnahmen wurden aus formellen Gründen und als Garantie gegenüber dem ASTRA vorgesehen. Im Fall eines Alarms würde die sofortige Evakuierung des Personals untertags stattfinden. Auf der Autobahn ist ein Ampelsystem eingebaut, das eine eventuelle Sperrung des Verkehrs ermöglicht.

6. Jetting-Versuche

6.1 Beschreibung der Versuche und Resultate

Zwecks Optimierung des Jet-Verfahrens wurden auf der Baustelle Jetting-Versuche sowohl für das horizontale als auch für das vertikale Jetting durchgeführt. Die wichtigsten Aspekte betreffen die horizontalen Jetting-Versuche.

Es wurden zwei verschiedene Versuchsfelder angeordnet.

1. Versuchsfeld:

- 18 Jetting-Säulen
- L = variabel (2 bis 18 m), D = 600 mm
- 400 bar
- ohne Rückflusslöcher

2. Versuchsfeld:

- 9 Jetting-Säulen
- L = 18 m, D = 600 mm
- 300 bar
- mit Rückflusslöcher

Mit den horizontalen Jetting-Versuchen wurde die reelle Situation der geringen Überlagerung und damit des kleinen Abstands zwischen horizontalen Jetting-Säulen und Autobahnebene simuliert. Die Deformationsmessungen wurden auf der Ebene und am Hang durchgeführt. Es wurde auch kontrolliert, ob Materialrückfluss zu beobachten war. Zur Bestimmung der Resultate wurden auch noch Kernbohrungen durchgeführt.

Bild 13: Ausgegrabene Jetting-Säulen



Bild 14: Schnitt bei 4 m Länge



Nach diesen ersten Kontrollen wurden die Jetting-Säulen mit Sorgfalt ausgegraben und freigelegt (Bild 13). An verschiedenen Stellen wurden Schnitte gemacht und Bilder aufgenommen (Bild 14), um das Längsverhalten der Jetting-Säulen zu kontrollieren. An den Säulen wurde bis zu

einer Länge von ungefähr 11 m keine Abweichung beobachtet. Ab einer Länge von ungefähr 11 m wurde eine leichte Abweichung bei ein paar Säulen beobachtet.

Als wichtige Resultate dieser Versuche kann man folgende Punkte zusammenfassen:

- Dank den Rückflusslöchern ist kein Rückfluss auf der theoretischen Autobahnebene beobachtet worden.
- Dank dem gewählten Jet-Druck sind keine Anhebungen bei der theoretischen Autobahnebene gemessen worden.
- Die Genauigkeit der Jetting-Säulen ist bis auf einer Länge von ungefähr 11 m gut.
- Ab ungefähr 11 m Länge ist eine leichte Abweichung von der theoretischen Achse beobachtet worden.

6.2 Optimierung des Jet-Verfahrens

Aufgrund der Resultate der Versuche wurde folgende Optimierung vorgenommen:

- Die Positionierung des Mastes wird mit geodätischen Aufnahmen doppelt kontrolliert (die Position des Mastes wird auch mit Theodolit vor Beginn des Bohrens aufgenommen).
- Es wird eine schwerere Maschine eingesetzt, welche durch den höheren Gewicht und den stärkeren Mast eine höhere Stabilität gewährleistet und damit eine höhere Genauigkeit beim Bohren garantiert.
- Während des ganzen Bohrprozesses werden dauernd die Neigung und die Orientierung des Bohrloches aufgenommen (System: Tigor-h von der Firma LUTZ). Somit ist die Genauigkeit der Jettingsäulen bereits am Ende der Ausführung bekannt.

Wenn trotz dieser Massnahmen die Abweichung einer Säule zu gross wäre, könnten während des Vortriebes eventuell zusätzliche Jetting-Säulen integriert werden.

7. Stand der Arbeiten

Am 3. September 2008 wurde der Werkvertrag Los 853 zwischen AlpTransit Gotthard AG und der Consorzio MATROSUD unterzeichnet.

Am 06. Oktober 2008 wurden die Arbeiten aufgenommen. Parallel zu den Installationsarbeiten haben die Arbeiten an den zwei Voreinschnitten angefangen.

Dem Voreinschnitt der Bretella wurde Priorität eingeräumt, da der kritischen Weg des ganzen Loses über dieses Portal läuft.

Vor dem Ausbruch der Voreinschnitte wurden Ankerversuche durchgeführt. Während der Absenkung des Voreinschnittes wurden horizontale und vertikale Jettingsäulen hergestellt und getestet (Kapitel 6).

Ende April – Mitte Mai 2009 waren die zwei Voreinschnitte fertiggestellt und die Jettingarbeiten an den zwei Portalen haben angefangen.

Ab Mitte Mai – Anfangs Juni 2009 haben die Untertagearbeiten begonnen.

Die Aussenarbeiten an den Voreinschnitten während des Winters (waren ursprünglich im Sommer vorgesehen, aber die Vergabe wurde um 7 Monate verschoben) wurden von den ungünstigen Klimabedingungen geprägt.

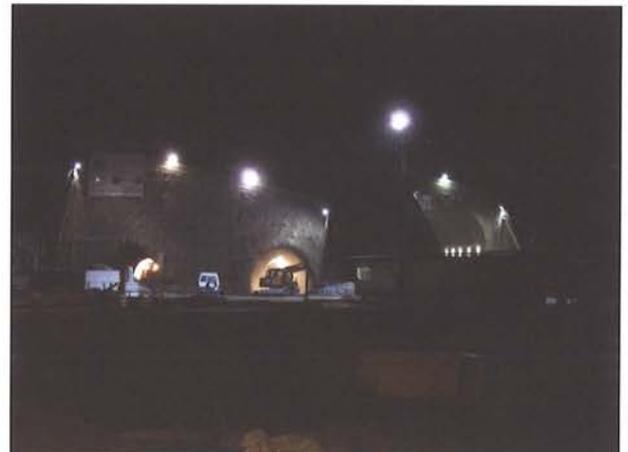
Auf der Seite Bretella wurden zwei Etappen konsolidiert und ausgebrochen. Nach einer ersten Etappe mit Jettsäulen war in der zweiten Etappe die Ausführung von Rohrschirmen möglich, da sich der Querschnitt hauptsächlich im verwitterten Fels befand. Am Ende der zweiten Etappe befindet sich der ganze Querschnitt im Fels.

Auf der Seite Kaverne Ost ist eine Etappe des Paramentsollens West mit Jettsäulen konsolidiert und ausgebrochen worden. Am Paramentsollen Ost wurde zuerst die Konsolidierung mit Jettsäulen der ersten Etappe ausgeführt. Aus statischen Gründen darf mit dem Ausbruch dieser Etappe erst nach Fertigstellung der dritten Etappe des Paramentsollens West angefangen werden. Während der Durchführung der Jettingarbeiten an den Paramentsollen wurden Deformationen der Autobahnebene (Setzungen in der Grössenordnung von 40 bis 60mm) von den Überwachungssystemen gemessen. Diese Deformationen befinden sich in der oberen Hälfte des Toleranzbereiches (80%), aber immer noch innerhalb der zulässigen Grenzwerte. Während der Jettingarbeiten waren eventuelle Anhebungen der Autobahnebene, nicht jedoch Absetzungen zu erwarten. Diese sind wahrscheinlich mit einer Neuverteilung der Lasten innerhalb des Autobahndammes verbunden. Der Projektingenieur hat wegen diesen Deformationen neue Vorgaben betreffend der Ausführung der zweiten Konsolidierungsetappe definiert. Die Änderungen gegenüber der ersten Etappen betreffen insbesondere die Dauer der Konsolidierungsetappe (die ganze Etappe muss über eine Woche dauern, die maximale Anzahl Säulen pro Tag ist an-

gegeben) und den Ersatz von Jettsäulen in der Ortsbrust mit Passivanker. Ende der Woche 29/2009 wird die zweite

Konsolidierungsetappe fertig sein und der Ausbruch wieder aufgenommen.

Bild 15: Heutiger Stand der Arbeiten



Durchmesserlinie Zürich, Weinbergtunnel – Tunnelbautechnische Herausforderungen der maschinellen und konventionellen Vortriebe

Stefan Moser, Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH; Basler & Hofmann Ingenieure und Planer AG, CBL A3
 Marco Ceriani, dipl. Bau-Ing. FH/NDS; SBB AG Zürich, AL A3
 Werner Schmid, dipl. Bau-Ing. ETH; ATW / Implenia, BC A3

ZÜRICH CROSS RAIL, WEINBERG TUNNEL – TECHNICAL CHALLENGES USING TUNNELLING MACHINES AND CONVENTIONAL METHODS

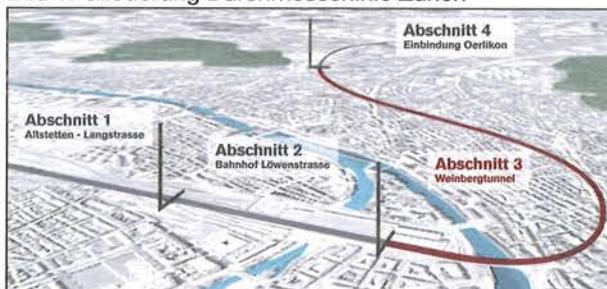
The 4.5 km long Weinberg Tunnel (Section 3 of the Zurich Cross Rail Altstetten – Zurich Main Station – Oerlikon) connects the new non-terminus railway station Löwenstrasse with Oerlikon. The tunnel crosses over and under infrastructure objects and buildings with a minimum clearance of 5m, including the approx. 150 year-old south end of the Zurich Main Station, which is a listed building. It is also necessary to cross under the River Limmat and the rock depression at Buchegg. This work requires extensive constructional measures such as groundwater lowering, a dense jet grouted block and the construction of a large pipe arch. In the construction lot 3.2 Weinberg Tunnel, with the parallel-running escape and rescue tunnel, up till now there were among others the following 4 challenging problems to overcome:

1) the 41 m deep access shaft with the assembly cavern and conventional excavation from both sides in a 30m deep cut, 2) the start section of the escape and rescue tunnel in difficult geological conditions with small overburden, 3) driving through the ground moraine in the rock depression at Buchegg, 4) the construction of the dense block and the large pipe arch including the handling of the event of 29./30.04.2009, which involved serious damage. By means of systematic risk analysis, the preventive implementation of additional measures, the provision in good time of special protective measures and a multilevel safety organisation involving all project participants, to date all challenging situations could be dealt with satisfactorily within the framework of remaining risk and contract deadlines.

1. Die Durchmesserlinie im Überblick

Die Durchmesserlinie gliedert sich in 4 Abschnitte mit komplett unterschiedlicher Charakteristik. Im Abschnitt 1 dominieren die Brückenbauwerke, im Abschnitt 2 sind Passage Sihlquai, Stadttunnel, Sihl und Südwesttrakt zu unterqueren und im Abschnitt 4 ist der bestehende Einschnitt Oerlikon – Wipkingen zu verbreitern und auf bis zu 30 m abzutiefen.

Bild 1: Gliederung Durchmesserlinie Zürich



Der Abschnitt 3 besteht aus 2 Losen: Los 3.1 Schacht mit Unterfahrung Südtrakt und Los 3.2 Weinbergtunnel mit Flucht- und Rettungsstollen.

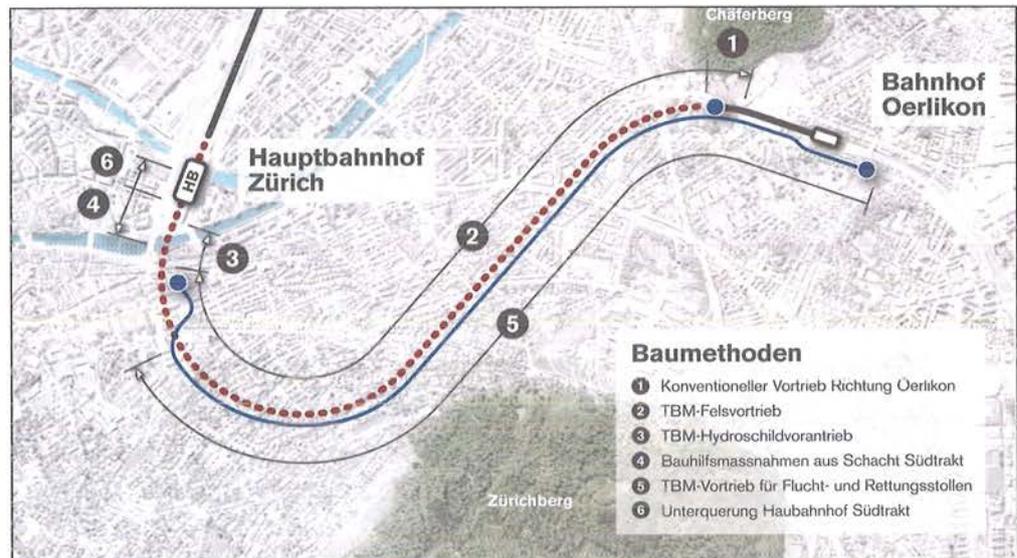
2. Stand der Arbeiten im Abschnitt 3 (vgl. Bild 2)

Der Abschnitt 3 gliedert sich in 11 Objekte, in welchen eine Vielzahl anspruchsvoller Baumethoden und -verfahren zur Anwendung kommen. Nachfolgend der Stand der Arbeiten im A3 im Überblick:

- Die Schächte Südtrakt und Brunnenhof sind erstellt,
- der Durchschlag des konventionellen Vortriebs in Oerlikon erfolgte am 23.06.2008,
- Voreinschnitt und Startstrecke Flucht- und Rettungsstollen wurden am 23.09.2008 abgeschlossen, die Gripper-TBM des Flucht- und Rettungsstollens hat 60 % aufgefahren,
- vom Weinbergtunnel sind 25 % ausgebrochen,
- der Grossrohrschirm ist in Arbeit,
- 20 % der beiden Längsstollen der bergmännischen Deckelbauweise unter dem Südtrakt sind erstellt.

Ab Mai 2010 erfolgt der Hydroschildvortrieb unter der Limmat hindurch, bis Ende 2011 wird der Steigstollen mit Ausgang Seilergraben erstellt sein.

Bild 2: Objekte und Baumethoden Abschnitt 3



3. Die Herausforderungen im Los 3.2 Weinbergtunnel

Konventioneller Gegenvortrieb Oerlikon

Als Angriffsschacht kam, eingezwängt zwischen Strassenkreuzung und bestehendem Wipkingertunnel, nur der Brunnenhof in Frage. Auf Grund von Trassierung und Logistik konnte der Vortrieb nicht direkt aus dem Schacht erfolgen und es musste ein Verbindungsstollen mit Montagekaverne ausgebrochen werden. Daraus erfolgte der konventionelle Kalottenvortrieb zur Abschnittsgrenze A3/A4 und der Ausbruch der Startröhre für das Anfahren der TBM.

Der konventionelle Gegenvortrieb endet an der Schnittstelle zum Abschnitt 4 in einem 30 m tiefen Voreinschnitt, welcher erst einige Wochen später auf Tunnelniveau abgetieft wurde. Aufgrund von Spannungsumlagerungen ergaben sich in der Folge im Firstbereich wie auch an der Portalwand Verformungen. Die Ursache war eine ungünstige geologische Schichtgrenze (diese war in den Erkundungsbohrungen nicht als solche in Erscheinung getreten), welche im Portalbereich einen nachträglichen Stahlleinbau erforderlich machte (Bild 5). Mit zunehmender Abtiefung des Einschnitts traten weitreichende Verschiebungen auf, welche auch in 70 m Entfernung im Flucht- und Rettungsstollen zu signifikanten Verformungen führten.

Die Teil-Montage der TBM im Schacht mit anschliessendem Quer- und Vorschieben in die Montagekaverne (Bild 4) mit Anschweissen des Schildschwanzes sowie Bettung auf der Schildwiege bei einem Anfahradius von $R = 1000$ m fordert Vermessung und Arbeitsvorbereitung. Die Nachläufer mussten in umgekehrter Reihenfolge im Gegenvortrieb aufkolloniert (Bild 4) und anschliessend an die Maschine gekoppelt werden. Nach 200 m Vortrieb mit der Rumpf-

maschine erfolgte im ersten Quartal 2009 die Komplettierung der TBM und anschliessend die Demontage der Hilfskonstruktionen mit einer Teilauffüllung von Schacht und Gegenvortrieb auf das Niveau der Transportpiste.

Bild 3: Stahlleinbau konventioneller Gegenvortrieb



Bild 4: Verschiebung TBM aus dem Schacht in die Montagekaverne



Leider war die Felslinie nicht so wie prognostiziert und wies auf den ersten 400 m einen kolkartigen Verlauf auf (Bild 8). Dies erforderte die Verlängerung der konventionellen Startstrecke mit Spiessschirm (Bild 9). In der Folge wurden zwei zusätzliche Erkundungsbohrungen erstellt und der Haltepunkt für die Komplettmontage der TBM bei Tm 180 definiert. Bei Tm 180 traten bei 14 m Überlagerung sehr ungünstige Verhältnisse auf. Mit der Rumpfmachine musste daher weiter gefahren werden. Nach langer Diskussion hatten wir uns bei Tm 194 für Stillstand und Komplettmontage entschieden, zum Glück, denn später wurde es noch schlimmer und es wurde Stahlbau erforderlich. Der Wasserzutritt lag bei maximal 3 l/s und Bohrloch. Es war eher wie in einer Tropfsteinhöhle und nicht wie in typischerweise trockener Süßwassermolasse (Bild 10). Die Verhältnisse unter der Felsdepression Buchegg waren gut, dennoch wurde, um Verbrüchen und allfälligen Wasserwegigkeiten vorzubeugen, Verzugsbleche eingebaut. Seit Tm 400 ist die Geologie jedoch wie erwartet und der Stollen komplett trocken.

Bild 10: Überfistung, Umstellung auf Stahlbau FLRS

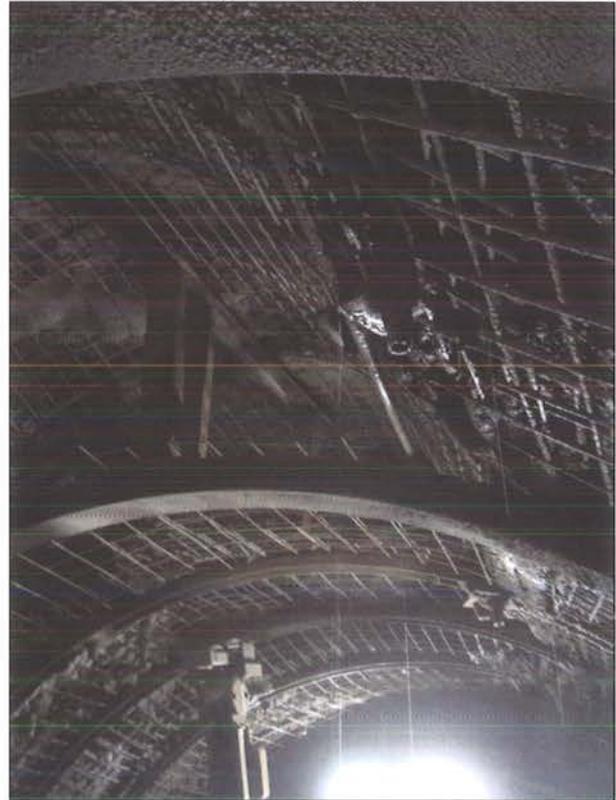


Bild 9: Geologie der Startstrecke FLRS



5. Felsdepression Buchegg

Der Weinbergtunnel hat viele Zwangspunkte, es gilt u.a. die Limmat und den Hirschengrabetunnel zu unterqueren, einen Wasserversorgungstollen zu kreuzen und die Einbindung in Oerlikon sicher zu stellen. Die Felsdepression Buchegg war wohl bekannt, doch erst die Erkundungsbohrungen offenbarten die effektive Ausdehnung.

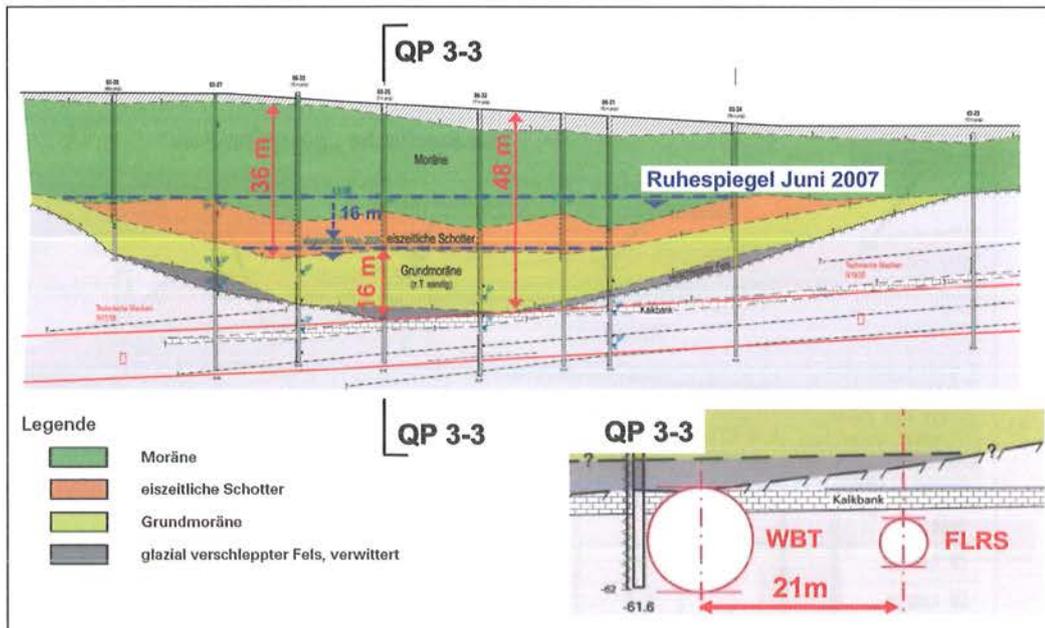


Bild 11: geologisches Längsprofil Felsdepression Buchegg

Trotz Anpassung der Vertikalaxe, musste damit gerechnet werden, dass mit grosser Wahrscheinlichkeit die Grundmoräne angefahren werden würde (Bild 11). Die Situation wurde analysiert, und folgende Regel- und Zusatzmassnahmen ausgelöst.

Regelmassnahmen:

- Grundwasserabsenkung bis UK Guggach-Schotter
- TBM-Vortrieb (Hartgesteinbohrkopf) «trocken»

Zusatzmassnahmen:

- Kontinuierlicher Vortrieb (7 AT / Wo, 2 Schichten)
- Vermörtelung First / Injektionen Perlkies (Parament)
- Vorhalten Tübbing-Verlaschung (Längsfuge First – Parament)
- Vorhalten Rohrschirm
- Vorhalten Injektionsmittel (PUR-Injektionsharz)
- Vorhalten Bohrgerät für radiale Selbstbohranker
L = 4m

Die Grundmoräne wurde effektiv angefahren. Zuerst zeigte sich ein ausgeprägter schmieriger toniger Mergelhorizont, wenig später trat eine stark auskeilende mergelige Grundmoräne in der Firste auf (Bild 15), welche dann auf der linken Seite bis 1.5 m mächtig wurde und schliesslich im ganzen Profil in einer Stärke von ca. 1 m aufgefahren wurde (Bild 14). Die Moräne war kompakt und liess sich mit dem Hartgesteinsbohrkopf abbauen. Ende Felsdepression präsentierte sich unter der Grundmoräne dieser schöne Knollenkalk (Bild 16), der verschleppte Fels in der Firste war ausnahmsweise sehr standfest.



Bild 12: Grundwasserabsenkung Felsdepression Buchegg

Bild 14: Übergang verschleppter Fels – Grundmoräne



Bild 15: aufgefahrene Grundmoräne

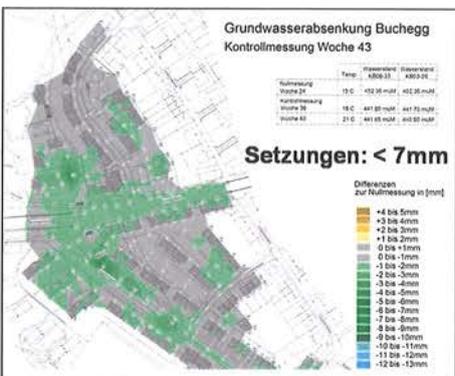


Bild 13: Setzungen infolge Grundwasserabsenkung

Bild 12 und 13 geben einen Überblick über die umfangreichen Erkundungen mit Grundwasserabsenkung und den resultierenden Setzungen. Infolge des Vortriebs konnten in den letzten 2 Monaten keine signifikanten Setzungen gemessen werden.

Bild 16: bankiger Knollenkalk



6. Bauhilfsmassnahmen Grossrohrschirm Unterquerung Limmat

Das geologische Längsprofil zeigt, dass die Ausfahrt in den Schacht Südtrakt im Grundwasser erfolgt und Infrastrukturbauten mit geringer Überdeckung zu unterfahren sind. Seeablagerungen und Schotter mit Hindernissen aus früherer Bautätigkeit wie Spund- und Schlitzwände, Anker und Rühlwandträger stellen eine grosse Herausforderung dar.

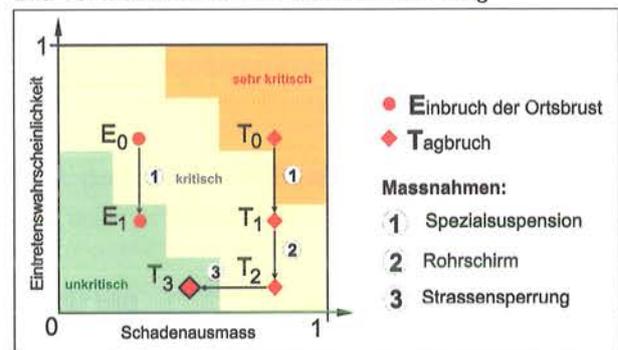
Der modifizierte Mischbodenkopf der AVN 1200 mit Extension und Hartmetallgranulat bestückten Schälmessern (Bild 17) ermöglicht das Abspannen von Stahlhindernissen. Dass dieser Bohrkopf armierten Beton, injizierten Boden und Stahlhindernisse durchfahren kann, wurde nach Versuchen nun auch im Strang 4 bestätigt.

Bild 17: Grossrohrschirm Mischbodenkopf AVN 1200



Die Komplexität erforderte eine detaillierte Risikoanalyse. Kernelement dabei war die konsequente Erarbeitung eines Sicherheitsplanes. Ausgehend von Fakten dient er drei Zielen: dem methodischen Erkennen und visualisieren möglicher unerwünschter Ereignisse, der Beschreibung deren Auslöser und Mechanismen und der Festlegung von Massnahmen. Aus Plänen und Beilagen wird dann ein Dossier erstellt. Die Erarbeitung eines Sicherheitsplanes erfolgt iterativ bis keine begründeten Einwände mehr vorliegen.

Bild 18: Massnahmen zur Risikominimierung



Der Worst Case eines unerwünschten Ereignisses wäre ein Tagbruch, der Auslöser alte Baugrubenabschlüsse. Als Zusatzmassnahmen resultieren ein Dichtblock für das Einfahren in den Schacht und ein Grossrohrschirm welcher bei einer Ortsbrustinstabilität die Ausweitung zu einem Tagbruch verhindern soll (Bild 19). Die Länge der Grossrohrschirmrohre ergibt sich aus der Notwendigkeit der Einbindung in der Moräne zu ca. 120 m. Für den Dichtblock sind 16 m lange überwiegend horizontale Bohrungen in einem Abstand von 75 cm erforderlich. Die Injektionen erfolgen druck- und volumengesteuert in 3 Phasen, 1. Zement, 2. Feinzement und 3. Weichgel.

Der Grossrohrschirm besteht aus 7 Strängen. Deutlich erkennbar sind die verschiedenen Hindernisse, welche zu durchfahren sind und die geringen Abstände zu bestehenden Bauten, welche hohe Anforderungen an die Vermessung und Überwachung stellen (Bild 20).

Der Rohrschirm besteht aus 6 Rohren NW 1820 und einem Rohr NW 2600. Zwischen den Rohren wird der Baugrund, um Materialausbrüche und Ausbläser zu verhindern, mittels Injektionen verfestigt. Anschliessend werden die kleinen Rohre wie Pfähle armiert und ausbetoniert, das grosse Rohr bleibt für Interventionszwecke offen (Bild 21). Der Strang 4 ist seit der Havarie vom 29.04.2009 blockiert. Inzwischen wurde mit einer neuen Maschine im Strang 1 in den Dichtblock eingefahren.

Zurück zur Risikoverminderung eines Tagbruches (Bild 18). Die Punkte E0 und T0 stellen das Risiko einer Instabilität dar. Durch die Massnahmen Speziälsuspension, Rohrschirm und Strassensperrung kann das Risiko von kritisch bzw. sehr kritisch auf unkritisch reduziert werden. Die Massnahmen 1 und 2 reduzieren die Eintretenswahrscheinlichkeit, die Massnahme 3 das Schadensausmass. Der entsprechende Punkt ist durch T3 bezeichnet und bedeutet zugleich das Restrisiko

7. Ereignismanagement am Beispiel der Havarie vom 29.04.2009

Neben der Risikominimierung muss auch die Ereignisbewältigung konzipiert und die Kommunikation bzw. der Informationsfluss definiert werden. Der Prozess wird wie folgt gesteuert. Auf strategischer Ebene definiert der Sicherheitsausschuss die Leitlinien und Vorgaben. Auf operativer Stufe finden geplante und ausserordentliche Ereignismanagement Sitzungen statt. Diese dienen einerseits der Information sowie der und Erarbeitung von Massnahmen und

Bild 19: Bauhilfsmassnahmen Dichtblock / Grossrohrschirm

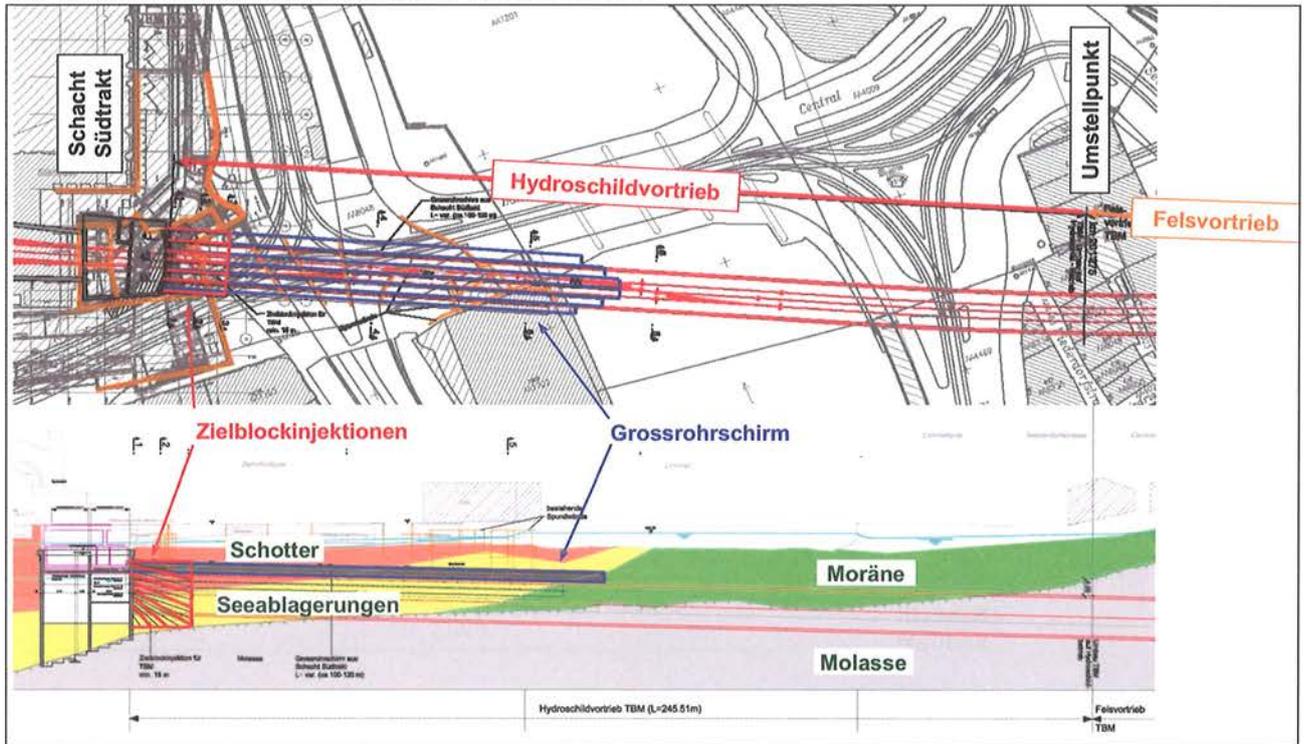


Bild 20: zu durchfahrende Hindernisse

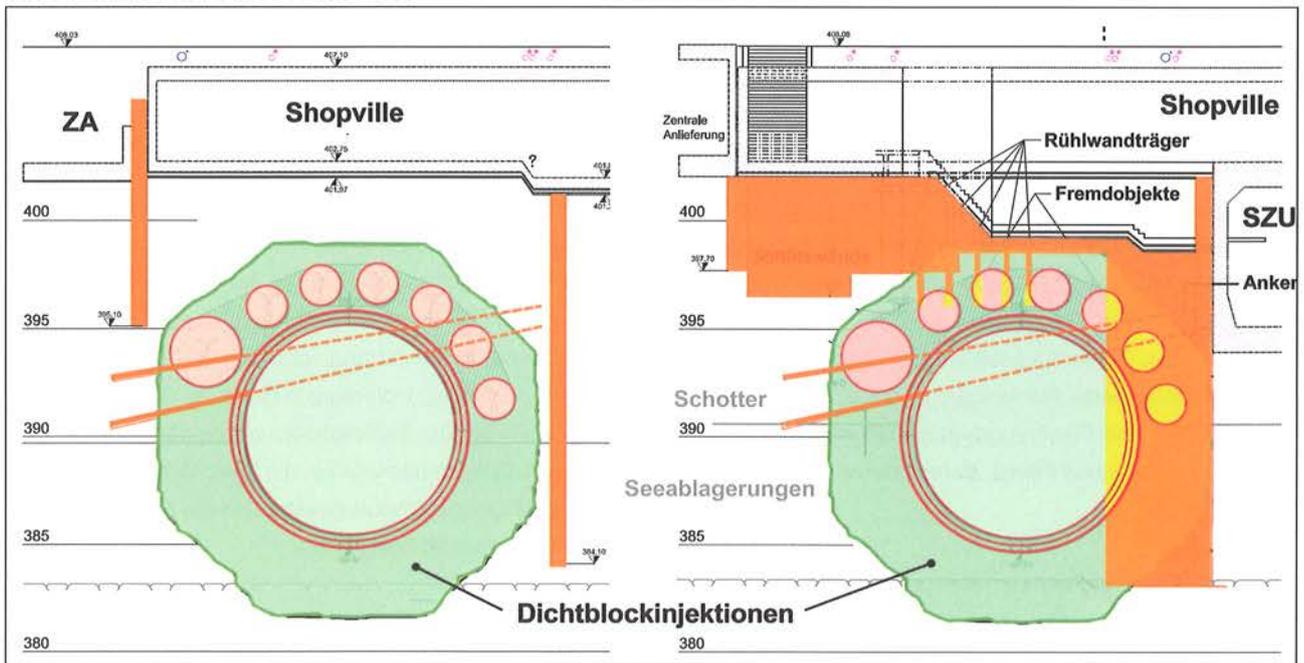


Bild 21: modifizierter Grossrohrschild mit Gewölbeinjektionen

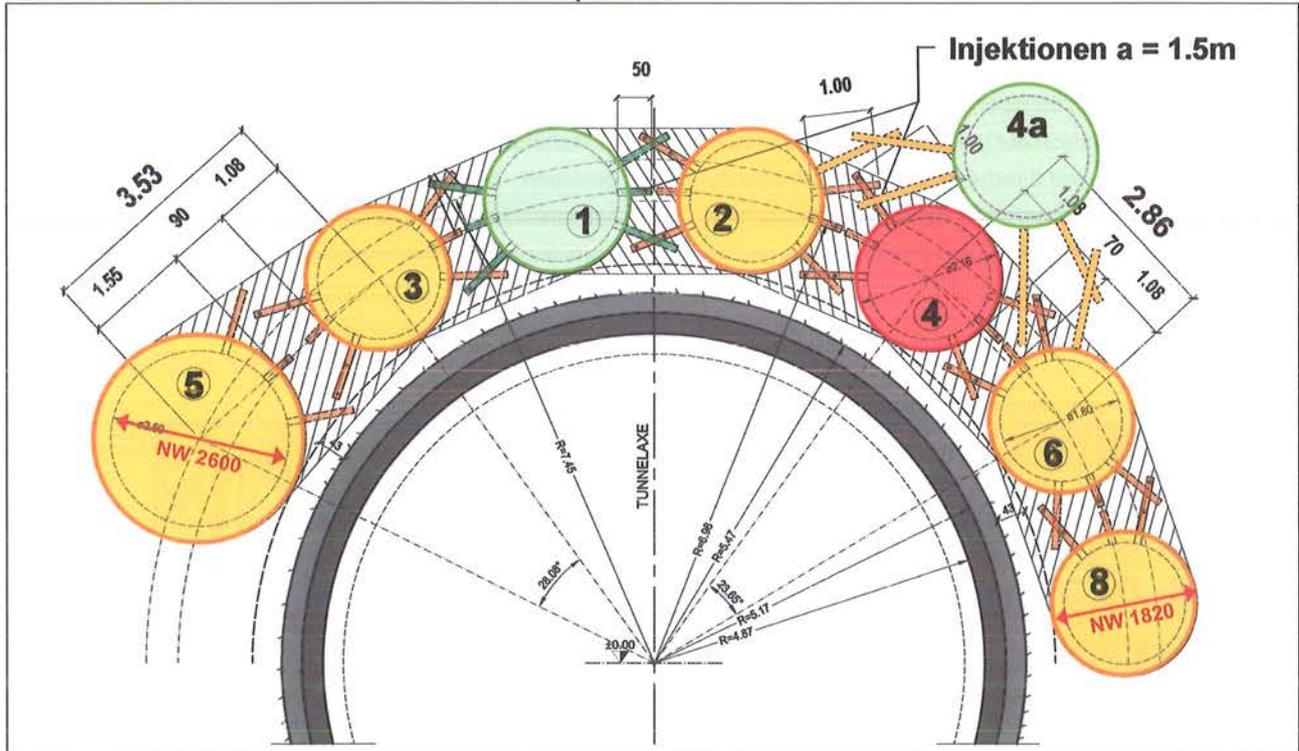
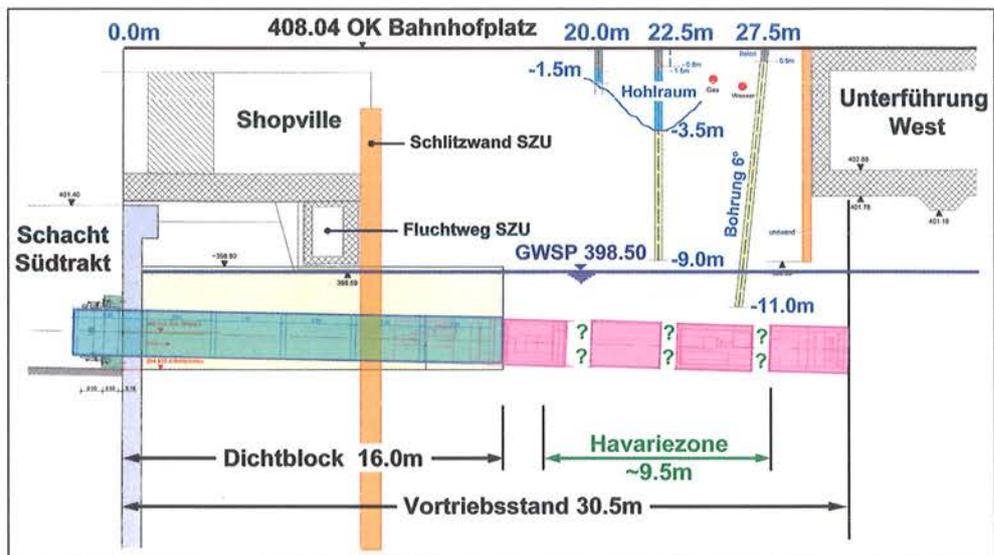


Bild 22: Schadensbild der havarierten Maschine GRS Strang 4



andererseits der Ereignisbewältigung. Die Erreichbarkeit wird über eine Alarm- und Pikettorganisation sicher gestellt. Am 18.03., 16. und 27.04.2009 fanden Ereignismanagement-sitzungen statt. Traktanden waren: Stand der Arbeiten, Bauprogramm, Gefährdungsbilder, Überwachung, objekt-bezogene Grenzwerte, Alarmorganisation, Checklisten, Ansprechpartner und Pikettorganisation Überwachungszen-trale (ÜWZ), Ämter und Werke, Schnittstellen und Kommu-nikationswege.

Am 29.04.2009 ereignete sich die Havarie im Strang 4: Ein technischer Defekt zwischen Maschine und Druckschleu-se verursachte ein schlagartiges Zurückstossen der ein-

gepressten Rohre. Dadurch wurden die Rohre im Ma-schinenbereich auseinandergedrückt, was zum Einbre-chen des anstehenden Bodens in den Druckluftbereich führte (Bild 22). Es musste davon ausgegangen werden, dass der ganze Rohrstrang vor der Druckschleuse verfüllt wurde und sich ein Hohlraum in Richtung Oberfläche aus-breiten würde. Der Bahnhofplatz wurde daher vorsorglich gesperrt. Gleichzeitig wurden die Geschäftsleitungen von IG und ARGE in Kenntnis gesetzt und die Kommunikation der Bauherrschaft überlassen.

Der Havariebereich wurde lokalisiert, die Vortriebsachse an der Oberfläche eingemessen und der maximal zu erwart-

Bild 23: Hohlraumverfüllung mit 33 m³ Fließmörtel

tende Schadensbereich abgesteckt. Dank dem Ereignismanagement konnten alle Schlüsselpersonen in kürzester Zeit aufgeboten werden. Checklisten und Alarmierungsschemata ermöglichten die ruhige und professionelle Ereignisbewältigung, beim Verbindungsmann auf der Einsatzstelle Front der Polizei, bei der Veranlassung der Ausserbetriebnahme aller Werkleitungen (Wasser, Gas) und bei der Analyse des Havariehergangs, dem Planstudium und der Definition von Ansatzpunkten für die Erkundung der Hohlräume. Parallel erfolgte durch BH, PV, BL und UN die Organisation von Bohrgeräten, Bestellung von Fließmörtel, Hohlraumverfüllung (Bild 23), Laborprüfungen an Rückstellproben, Lagerberichte mit Polizei und Werken, Pressekonferenzen, Medienmitteilungen, Definition Sitzungsraster über 24 h, Ablöseplanung mit Ruhe und Verpflegung und die Planung der Aufhebung der Sperrung. Mit der Hohlraumverfüllung konnte die Materialbilanz ausgeglichen werden und nach Erreichen der erforderlichen Festigkeit des Fließmörtels für die Einwirkungen aus Tramfahrt der Bahnhofplatz nach 21.5 h wieder freigegeben werden (Bild 24). In der Folge musste eine neue Maschine beschafft und der Arbeitsablauf umgestellt werden.

Bild 24: Aufräumarbeiten und Freigabe nach 21 Stunden Sperrung



8. Ausblick

Ende 2009 beginnt die Demontage der Gripper-TBM des Flucht- und Rettungsstollens (FLRS). Im März 2010 wird die Hartgesteins-TBM unter dem Limmatquai für den Hydrovortrieb umgerüstet. Mitte Juli startet der Ausbruch der Querschläge. Der Durchschlag des Weinbergtunnels erfolgt im 4. Quartal 2010. Nachfolgend das generelle Bauprogramm ausgewählter Objekte:

- TBM Vortrieb FLRS	23.09.2008 – 19.11.2009
- TBM Felsvortrieb WBT	13.10.2008 – 19.03.2010
- Dichtblock / GRS	02.02.2009 – 02.08.2010
- Ausbruch Querschläge	13.07.2009 – 13.08.2010
- Vortrieb Hydroschild	22.04.2010 – 31.12.2010
- TSM Vortrieb FLRS	06.10.2010 – 16.10.2011

Ende Rohbau ist am 03.04.2012. Anschliessend erfolgt der Einbau der Bahntechnik mit der voraussichtlichen Inbetriebnahme Ende 2013.

Die noch anstehenden Herausforderungen sind die Unterquerung des Südtrakt in bergmännischer Deckelbauweise, das Portalbauwerk Seilergraben des Flucht- und Rettungsstollens, die Fertigstellung des Grossrohrschirms und die Unterquerung der Limmat im Schutze der Bauhilfsmassnahmen und unter Einhaltung der Vertragstermine.

Bauherr:

SBB AG und Kanton Zürich, vertreten durch SBB I-PM DML

Projekt- und Bauleitung A3:

- Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG
- Pöyry Infra AG
- SNZ Ingenieure und Planer AG

ARGE Tunnel Weinberg:

- Implenia Bau AG (FF, TL)
- Wayss & Freytag Ingenieurbau AG (TL)
- Bilfinger Berger AG (TL)
- Prader Losinger SA (KL)

vergences tout à fait exceptionnelles se sont développées, plus de 2 m sur le diamètre, provoquant la rupture des soutènements. Entre le pm 800 et le pm 1600, le faciès du houiller productif est très hétérogène, constitué d'une alternance de schistes, de schistes argileux et de schistes gréseux fortement tectonisés avec intercalation de niveaux charbonneux. Le pourcentage moyen de charbon dans la section est de l'ordre de 2,5%. Localement, il peut atteindre 10% à 18% (maximum rencontré). La structure du massif est très complexe, sans régularité ni continuité. A partir du pm 1600, le faciès du HP devient progressivement moins tectonisé et davantage gréseux.

Sur la première tranche de la descenderie de SMLP, l'excavation du HP entre les pm 800 et pm 1545, sous des couvertures de 150 m à 450 m, s'est déroulée du 1^{er} mars 2004 au 6 avril 2007. Elle a permis d'étudier différents types de soutènement et de mettre au point une méthode d'avancement spécifique, adaptée aux fortes convergences. Les travaux de la seconde tranche de la descenderie de SMLP jusqu'au pm 2235 (longueur : 690 m), entièrement dans le Houiller Productif sous une hauteur de couverture atteignant 650 m à la base de l'ouvrage, ont débuté le 02 mai 2008. A la fin du mois de mai 2009 l'excavation est au pm 2150.

L'avancement est conduit en appliquant les principes de la méthode observationnelle basée sur un suivi continu et rigoureux des terrains, des déformations du massif et des soutènements. Des relevés géologiques quotidiens très détaillés et des sondages de reconnaissance systématiques (longueur 100 m) sont réalisés depuis le front de taille. Les soutènements et le massif sont fortement instrumentés. Des sections d'auscultation sont posées tout les 5 ml à une distance de 2 m du front de taille, des cellules de déformation et de contrainte équipent régulièrement les différents composants du soutènement. L'extension des déformations et de la zone plastique dans le massif autour de l'excavation, en arrière et en avant du front de taille, est mesurée à l'aide d'extensomètres de forage de 24 m disposés autour de la section et d'extrusomètres de 36 m placés dans le front de taille. Le suivi est réalisé en continu sur toute la durée du chantier y compris pendant les périodes d'arrêt des travaux pour apprécier la dépendance par rapport au temps. L'ensemble de ces interventions se fait en parallèle avec l'avancement avec une perturbation limitée sur l'avancement.

Ces données sont analysées en temps réel et alimentent une base de données utilisée par le maître d'Ouvrage LTF pour l'étude du tunnel de base. Le pilotage du creusement

s'appuie aussi sur plusieurs rétro-analyses et modélisations numériques dont les résultats sont utilisées avec précaution compte tenu des incertitudes sur les hypothèses géomécaniques, et des limites du modèle numérique, notamment pour la prise en compte de l'hétérogénéité du massif. Les calculs constituent néanmoins un outil indispensable pour guider les choix des méthodes de soutènement. Cette démarche d'adaptation permanente du chantier demande une grande flexibilité et une grande réactivité de l'entreprise et de ses sous-traitants à tous les niveaux (études, organisation du chantier, mobilisation en moyen et en personnel). Pour répondre à ces exigences, la direction de l'entreprise a mis en place une structure composée d'ingénieurs du chantier et de son bureau d'étude TERRASOL, assistés du Professeur Marc PANET (Expert). Cette cellule, qui allie les compétences théoriques et celles du terrain, travaille également en étroite collaboration avec le maître d'oeuvre. Le processus itératif suivant a été adopté : mise en oeuvre – observations, mesures, auscultation – rétro analyse – adaptations.

2. L'étude du comportement du houiller productif tectonisé

Durant la première phase du creusement dans le houiller productif (pm 800 à pm 1385), plusieurs études ont été menées en parallèle avec l'avancement. Différents profils de soutènement ont été mis en oeuvre, en restant le plus proche possible du cadre du projet initial (section en fer à cheval, absence de revêtement sur le moyen terme pour dégager le gabarit nécessaire pour la phase travaux du tunnel de base – 63 m² – tout en limitant la surface excavée).

A partir de couvertures supérieures à 250 m (limite d'utilisation de soutènement HEB 180 – pm > 1215), les méthodes de soutènement rigide dans la zone du front de taille, qu'il s'agisse d'une coque de béton projeté continu ou de cintres HEB, sont abandonnées au profit de soutènements dits souples et déformables. A partir des données recueillies en cours de travaux, les caractéristiques géomécaniques du massif ont été réévaluées par rétro analyse (module de déformation $E = 500$ MPa, cohésion $C = 200$ KPa et angle de frottement $\phi = 25^\circ$).

Un premier soutènement souple, Profil 1, est mis en oeuvre sur un linéaire de 170 m sous des couvertures de 250 m à 350 m. L'excavation se fait par passes de 1m, en pleine section (93 m²), avec des moyens mécaniques. Le soutènement composé d'un boulonnage radial dense sur toute la périphérie de la section, y compris en radier, associé à la pose de cintres coulissants (TH 44/58) est po-

sé immédiatement à front. Le boulonnage est composé de 10 Swellex MN12 de 4m de long en voûte (action immédiate) et d'une auréole de 34 ancrages autoforeurs de 8 m de long (R32S, charge à la rupture 360 KN) scellés au mortier. Le rôle du cintre est davantage sécuritaire que structurel (protection contre d'éventuelles chutes de matériaux décomprimés). A l'origine, le profil comportait une coque de béton projeté discontinue de 20 cm d'épaisseur avec 4 à 5 saignées longitudinales de 30 cm de largeur. A moins de 10 m du front, les saignées étaient complètement fermées et la coque, devenue rigide, évoluait vers la rupture. Elle a été rapidement abandonnée. Le Profil 1 est complété en arrière du front par une couche de béton projeté destiné à fermer la section et à bloquer les déformations. Le moment de sa réalisation (distance par rapport au front de taille) est fonction de l'évolution des convergences et de l'obtention d'un état stable, ou en voie de stabilisation. Les calculs réalisés avec un modèle élasto-plastique et un critère de rupture de Mohr-Coulomb, prévoyant une extension de la zone plastique de l'ordre de 6 à 8 m et des convergences de l'ordre de 100 cm.

Image 2: Déformations en Profil 1



Le suivi du Profil 1 confirme le caractère anisotrope des déformations. L'amplitude des convergences diamétrales, après 145 jours, et à une distance de 60 m du front de taille, dépasse les 2 m. Elle augmente avec la hauteur de la couverture. Les vitesses de convergences varient entre 50 et 30 mm/jour dans la zone du front, et 50% de la déformation totale se produit dans les 20 premiers mètres après l'excavation. L'analyse des mesures de convergence, sur des périodes d'arrêt de l'avancement suffisamment longues (15 à 20 jours), montre que la distance d'influence du front de taille est de 50 mètres. Au-delà, on observe des déformations différées caractérisées par une évolution régulière et continue, quasi linéaire, sans amorce de stabilisation et des vitesses de convergence de 7 à 8 mm/jour. La zone d'influence de l'excavation autour de la section s'étend jusqu'à 12m à 15m. Son développement est rapide, 80% se produit à moins de 5 m du front de taille et son extension maximale est mesurée à une distance de 20 m du front. La zone dite plastique, en considérant le critère de résistance maximale du massif atteint dès que la déformation radiale est supérieure à 5 ‰, se développe rapidement dans les 20 premiers mètres après l'excavation puis continue à progresser en fonction du temps. A 60 m du front, elle s'étend entre 8 m et 12 m autour de la section. Elle est maximale en radier et en rein droit. L'extrusion du front reste très limitée, elle n'intéresse que les 4 premiers mètres du massif et son amplitude à front ne dépasse pas 5 cm. L'exploitation de l'ensemble de ces données a permis de réévaluer les caractéristiques géotechniques du massif à partir d'une nouvelle rétro-analyse ($E = 100 \text{ MPa}$; $C = 150 \text{ KPa}$; $\phi = 25^\circ$).

L'utilisation de cintres TH améliore l'excavation (maîtrise de la géométrie) et la sécurité en tunnel, mais n'intervient

Image 3: Développement de la zone plastique

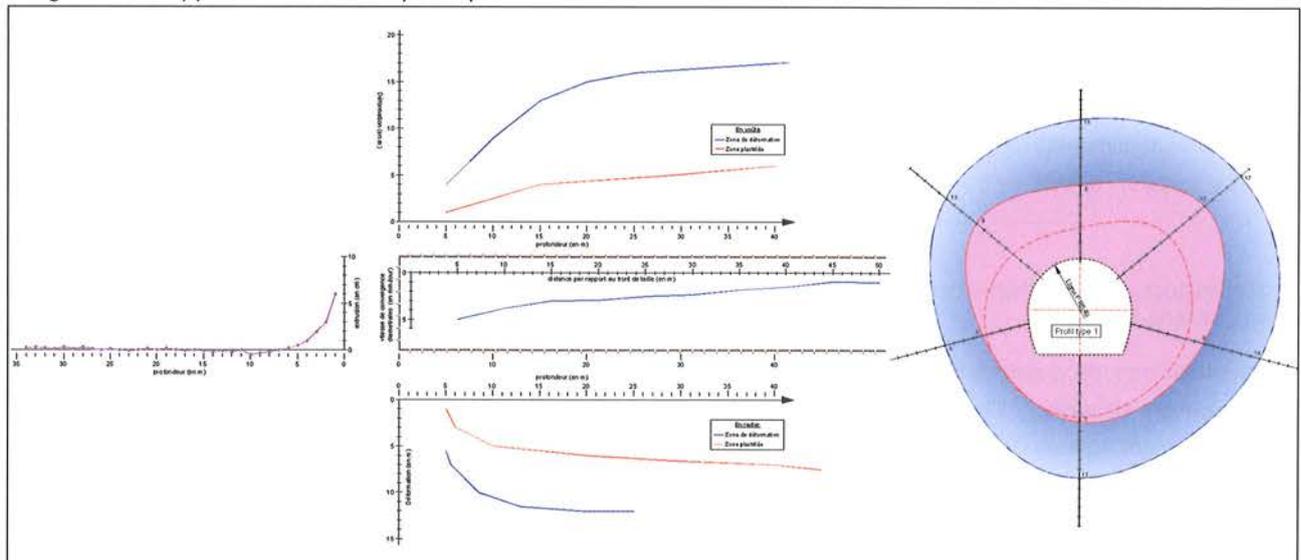
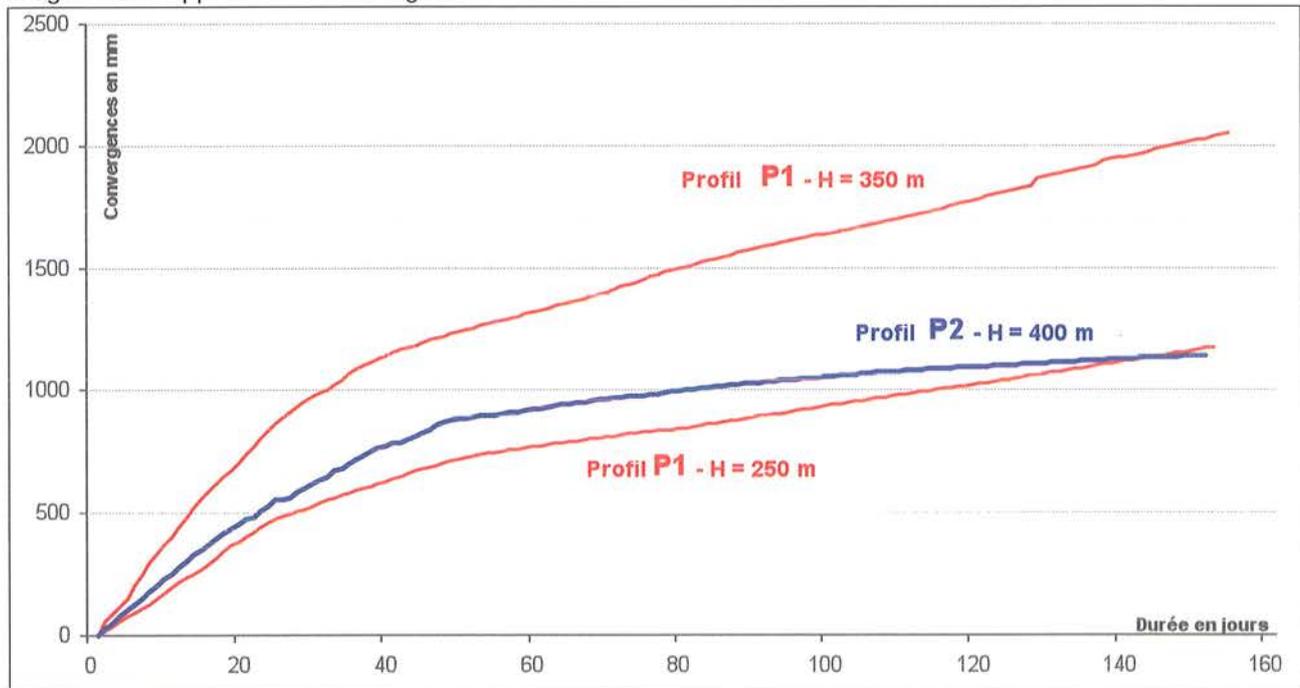


Image 4: Développement des convergences



pas sur l'évolution des déformations. Au-delà de 60 à 80 cm de convergence diamétrale (obtenues à 30 m du front de taille), le cintre se rigidifie et entre en plasticité. L'ampleur des convergences et l'absence de stabilisation ne permettent pas d'assurer la stabilité de l'ouvrage à moyen terme, ni de garantir le gabarit final de la descenderie.

Cette zone a été entièrement réalésée sur une épaisseur de 1m, puis revêtue d'un anneau en béton coulé de 80 cm d'épaisseur (béton B25) réalisé à 60 m du front de taille. Les vitesses de convergence sont encore élevées au moment du bétonnage et induisent une mise en charge rapide de l'anneau. Les contraintes maximales mesurées atteignent rapidement 12-15 MPa sur les 100 premiers jours. La contrainte maximale actuelle est de l'ordre de 25 MPa avec une évolution qui se poursuit au rythme de 0,15 MPa /100 jours après 2 ans 1/2 .

L'avancement, fortement perturbé par les nombreuses reprises du soutènement en arrière du front, a progressé à la cadence moyenne de 0,80 m/jour – 18 ml/mois (travail 5j/7j).

3. Définition d'un soutènement adapté aux fortes convergences

La première période a permis de mieux comprendre le comportement du massif. Les déformations dépendent de l'éloignement du front de taille mais également du facteur temps. Le comportement du HP suit une loi complexe de type visco-élasto-plastique. Son étude et sa modélisation, nécessaire pour les études du futur tunnel de ba-

se, ont été confiés par le Maître d'Ouvrage (LTF) à l'équipe du professeur Giovanni BARLA.

Le pilotage du chantier de la descenderie se poursuit quant à lui en utilisant un modèle simple, de type élasto-plastique. Le fluage est pris en compte en activant des caractéristiques de terrain dégradé dans des couronnes concentriques d'épaisseur croissante, incrémentée à chaque nouvelle étape du calcul, jusqu'à obtenir une couronne de 8 m d'épaisseur en phase finale (anneau béton coffré). La cohésion du terrain dégradé est considérée comme nulle, le module élastique est également réduit. Les ancrages sont partiellement et progressivement désactivés en fonction de leur plastification.

Le soutènement adapté aux problèmes rencontrés sur le chantier de SMLP doit permettre de libérer les contraintes du massif à front en acceptant de grandes convergences, puis de maîtriser les déformations au-delà d'un certain seuil pour, d'une part, éviter une trop forte dégradation du terrain et, pour d'autre part, diminuer les sollicitations dans le soutènement à moyen et long terme (anneau de béton).

Les convergences exceptionnellement fortes et l'étendue de la zone traversée, font de la descenderie de Saint-Martin-La-Porte un cas extrêmement rare si ce n'est unique. Il existe de nombreuses approches pour la définition des méthodes de soutènement. Elles sont basées sur des expériences très diverses ou des approches empiriques très différentes et parfois culturelles. L'entreprise a consulté

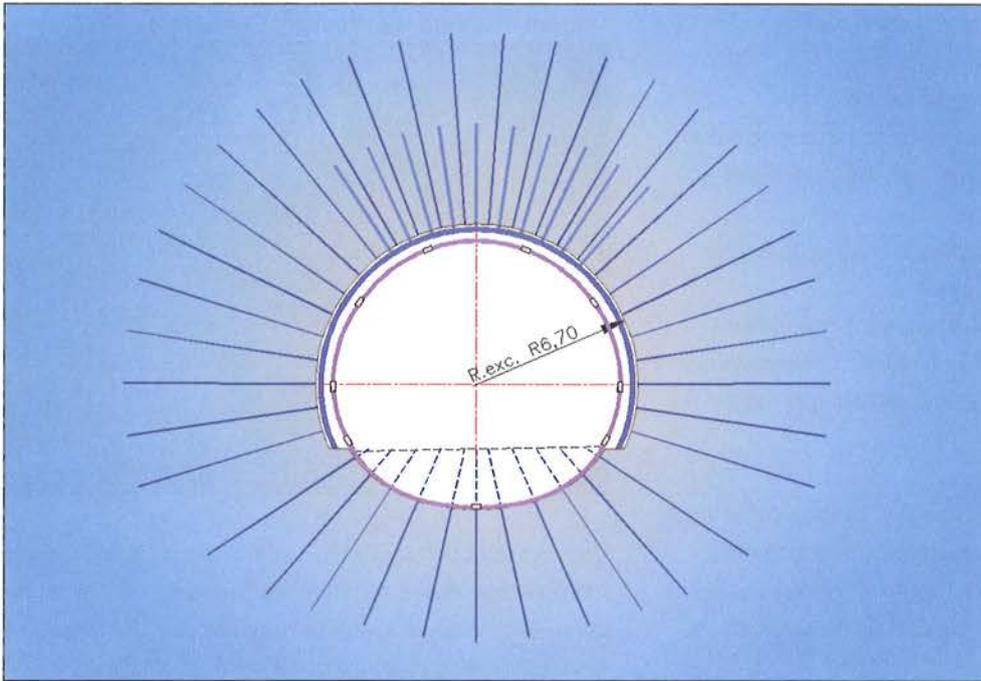


Image 5: Profil 2 en 3 phases

plusieurs bureaux d'étude et entrepris plusieurs études indépendantes, sur les mêmes bases, pour mettre à profit les philosophies et expériences allemandes, italiennes et suisses sur le chantier de SMLP.

La solution finalement proposée par l'entreprise résulte d'une synthèse de ces différentes approches réexaminées avec l'expérience acquise sur le chantier et intégrant des matériaux innovants. Le Profil 2 est un soutènement multi phases (3 phases) qui se rigidifie progressivement avec l'éloignement du front de taille. Le massif en avant du front et autour du noyau (couronne de 2 m d'épaisseur) est consolidé par 120 boulons fibre de verre de grande longueur (VTR de 24 m pour 15 m utile) destinés à réduire l'évolution des déformations dans la zone du front (amplitude, homogénéisation) :

1^{ère} phase : Un soutènement souple posé immédiatement au front. Il accompagne les déformations du massif et doit absorber 30% de la convergence totale obtenue, soit 60 cm maximum. Ce soutènement, de même nature que le soutènement du Profil 1, est sacrifié.

2^{ème} phase : Un soutènement intermédiaire semi-rigide posé à 30 m du front, à l'intrados du soutènement souple. Il est composé d'une coque fermée en radier (contre-voûte), capable de supporter des convergences diamétrales de 40 cm tout en apportant un confinement suffisant pour contrôler et homogénéiser les déformations. Cette coque de soutènement à base de béton projeté peut se déformer sous l'effet de convergences importantes sans subir de dégradation. Pour créer une telle coque,

des éléments compressibles hiDCon (SOLEXPRT) sont insérés dans la coque et mis en place avec le béton projeté. Sous une charge constante et prédéfinie, les blocs peuvent se comprimer jusqu'à 50% sans perdre de leur résistance initiale également prédéfinie. Au-delà leur résistance s'accroît ($\nu = 0$, résistance initiale de 8 MPa qui s'accroît avec la compression du bloc pour atteindre une valeur finale de 15 MPa.). La préconsolidation VTR doit permettre de poser le soutènement intermédiaire (2^{ème} phase) en intrados du soutènement souple (1^{ère} phase) sans perturber l'avancement.

3^{ème} phase : Un soutènement rigide réalisé à 80 m du front qui bloque les déformations et ferme définitivement la section pour assurer la stabilité à moyen et long terme. L'anneau béton a une épaisseur de 1 m.

L'excavation se fait en pleine section par passes réduites de 1 m et par moyens mécaniques. Les trois phases progressent en parallèle. La section en fer à cheval est abandonnée au profit d'une géométrie circulaire, agrandie pour tenir compte des convergences et des différentes épaisseurs des soutènements : section excavée de 125 m² (rayon d'excavation de 6,70 m) pour une section libre finale de 54 m². La capacité des engins de terrassement limite la hauteur de l'excavation de la phase 1 (hauteur de 9,5 m ; section 105 m²) et diffère le creusement de la contre-voûte (profondeur de 2,7 m) en phase 2.

L'application de cette nouvelle solution a nécessité une réorganisation du chantier, du temps de travail, ainsi que des moyens en personnel et en matériels.

- le temps de travail passe à 7 jours/7 jours (24h/24h),
- l'effectif du chantier augmente de 30%,
- le marinage par concasseur et bande transporteuse est abandonné au profit d'un marinage classique par chargeur et dumpers,
- approvisionnement d'un coffrage mobile de 5m de long assemblé dans le tunnel,
- mobilisation d'un engin de foration de grande longueur pour la réaliser les consolidation par boulons fibre de verre (Sondeuse EGT 7100 équipée de 2 glissières de 27 m).

L'incidence de ces changements sur l'avancement du chantier a été parfaitement maîtrisée. La période de transition a été réduite à 1 mois. Le Profil 2 a été mis en oeuvre depuis le pm 1385 sur un linéaire de plus de 500 m, sous des couvertures de 350 à 450 m.

4. Les résultats obtenus

Les déformations sur le soutènement souple de 1^{ère} phase sont toujours anisotropes. L'amplitude des convergences diamétrales varie entre 60 cm et 80 cm et la vitesse à 30 m du front est de 17 mm/jour. Ces valeurs restent proches de celles mesurées sur le Profil 1 à distance égale du front de taille. L'avancement plus régulier permet de limiter néanmoins les effets du facteur temps. La pose du soutènement semi-rigide de 2^{ème} phase ralentit significativement les convergences. L'amplitude est de 40 cm et la vitesse de convergence à une distance de 80 m du front, au moment de la pose du soutènement rigide (phase 3), est de l'ordre du millimètre par jour, alors qu'elle était de 7 mm/jour avec le Profil 1. Si la stabilisation n'est pas obtenue à 80 m du front de taille, on observe tout de même une légère inflexion sur la courbe Convergence en fonction du temps. La réduction de la convergence totale ainsi obtenue (en comparaison avec le Profil 1) est de 50% alors que la couverture augmente en même temps de 50 m. La distance d'influence du front de taille reste de l'ordre de 50 à 60 m.

L'extension de la zone d'influence de l'excavation autour de la section varie de 12 à 16 m. Elle se développe rapidement à moins de 5 m du front de taille. La zone dite « plastique » reste importante. A 20 m du front de taille, elle s'étend entre 7 m et 10 m autour de la section et subit une augmentation de l'ordre de 20% (en comparaison avec le Profil 1) liée à l'augmentation de la hauteur de couverture (+25%).

Image 6: Pose du soutènement Semi-Rigide (Profil 2)



Depuis l'adoption du Profil 2, l'avancement progresse de manière régulière et continue, dans des conditions de sécurité optimales, à la vitesse moyenne de 32 m/mois. Le soutènement multi-phases est bien adapté aux conditions particulières de SMLP et permet de contrôler les convergences à l'arrière de la zone du front. L'expérience acquise est concluante et permet de tirer quelques enseignements:

- La préconsolidation n'a pas d'incidence perceptible sur l'évolution des convergences. Quand elles dépassent 60 cm en phase 1, ou en cas de forte anisotropie, la dépose du premier cintre et un reprofilage sont nécessaires pour permettre la pose du soutènement semi-rigide. Dans ce massif extrêmement déformable et sous forte couverture, la maîtrise des convergences au front de taille n'a pas été possible.
- Le soutènement semi-rigide (phase 2) permet une bonne homogénéisation des déformations et permet une maîtrise des convergences. Dans les conditions rencontrées sur SMLP, la pose du soutènement intermédiaire (Phase2) doit être maintenu à 25 m du front de taille. Une tentative de pose à 15 m du front n'a pas été concluante. Au-delà de 40 cm de convergence (limite de compacité des blocs compressibles hiDCon), on observe un écaillage de la coque béton projeté au contact des blocs hiDCon qui entraîne leur expulsion. Ce qui consolide le choix du soutènement multi-phases.
- Le rapprochement de la phase 2 du front n'a pas d'incidence sur la convergence totale (Phase 1+ Phase 2). La réduction de l'amplitude obtenue en fin de phase 1, à la pose du soutènement de phase 2, est compensée par une augmentation de l'évolution des convergences durant la phase 2. Au final, l'amplitude totale est identique. Ces observations ont permis de valider les résultats obtenus sur les modè-

- les numériques utilisés pour le pilotage du chantier.
- L'analyse des courbes de mise en charge de l'anneau béton montre une baisse significative des sollicitations (50-60% par rapport à celles obtenues avec le Profil 1). Sur une période équivalente (130 jours), la contrainte maximale mesurée dans le revêtement du Profil 2 est de l'ordre de 5-7 MPa alors qu'elle atteignait 14-17 MPa dans l'anneau du Profil 1. A 130 jours, la vitesse de mise en charge passe de 5 MPa/100 jours (Profil 1) à 0,8 MPa/100 jours (Profil 2). Le gradient de contrainte sur moyen terme reste cependant du même ordre, environ 1 à 1,5 MPa par an après 8-10 mois, et suit la même évolution après 1 an 1/2 avec un léger ralentissement qui se poursuit. Actuellement le gradient est égal à 0,15 MPa/100 jours.

Le Maître d'ouvrage (LTF) a modifié le tracé initial du projet pour sortir du HP en pied d'ouvrage. Depuis le pm 1600, les conditions s'améliorent mais les déformations, bien que plus faibles, restent toujours significatives.

5. Conclusions et état d'avancement actuel

L'étude des conditions de creusement, dans les formations du houiller productif avec de fortes convergences et sous fortes couvertures, n'est pas terminée. Sur les 2200 m de la descenderie de St-Martin-La-Porte, le houiller productif intéresse un peu plus de 1400 m avec une couverture maximale de 650 m. Le tracé du tunnel de base devrait traverser ces formations sur un linéaire légèrement

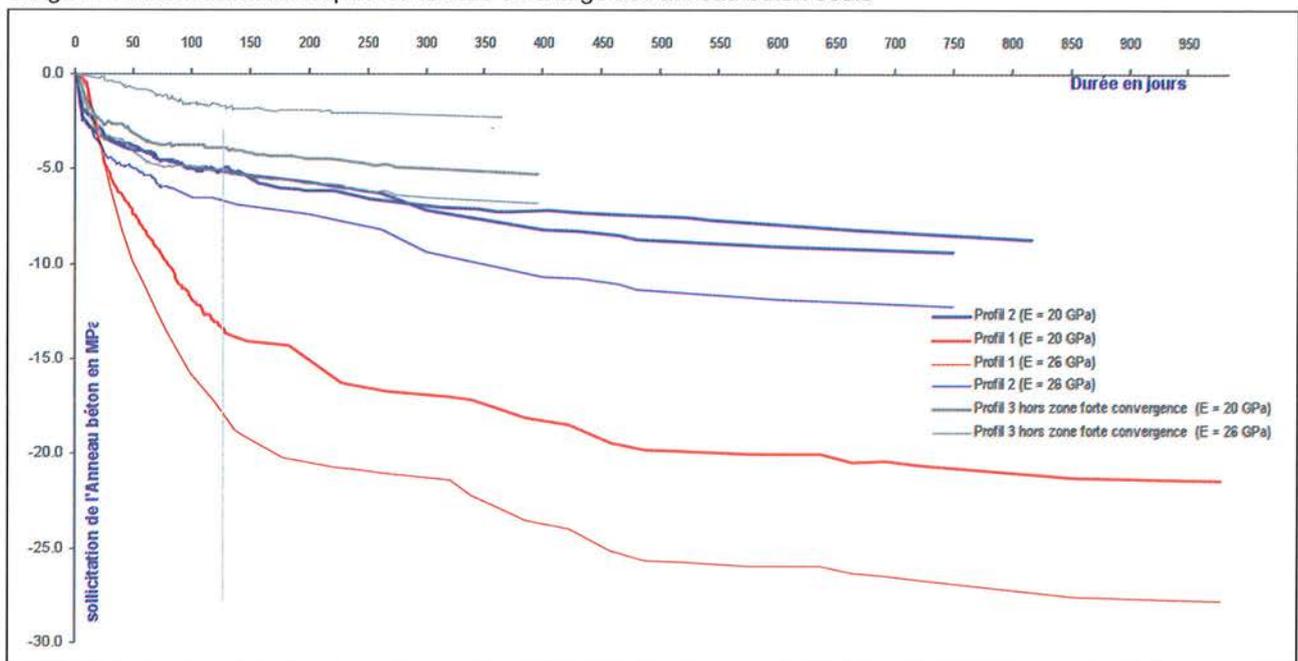
inférieur, entre 1000 à 1200 ml, sous des couvertures comprises entre 550 et 700 m.

Actuellement l'excavation de la descenderie de SMLP a atteint le pm 2150. Les conditions géologiques se sont progressivement améliorées depuis le pm 1600 environ. Les convergences ont nettement diminuées mais restent significatives. Elles sont actuellement de l'ordre de 10 à 20 cm sur le diamètre, pour une couverture de 500 m. Ces évolutions du massif ont permis d'adapter le soutènement et de définir un Profil 3 (HP hors zone de forte convergence) basé sur le Profil 2 et pour lequel la phase 2 (soutènement intermédiaire semi-rigide) a été progressivement éliminée et remplacée par une coque de béton projeté. Les contraintes dans l'anneau béton (phase 3) ont également fortement diminuées.

Le type de comportement élasto-plastique, avec critère de rupture de Mohr-Coulomb, présente certaines limites dans le domaine des grandes déformations telles qu'observées dans la descenderie. Il ne permet pas de prendre en compte le facteur temps pour l'estimation des déformations différées des terrains. La rétro-analyse des données de l'auscultation a permis de définir un modèle de comportement du terrain à court terme et à long terme. La poursuite pendant plusieurs années des mesures sur le revêtement permettront de mieux évaluer les sollicitations à long terme.

On dispose actuellement d'un suivi de plus de 2 ans 1/2 sur l'anneau béton du profil 1, d'environ 2 ans sur l'an-

Image 7: Courbes caractéristiques de la mise en charge de l'anneau béton coule



neau du profil 2 et de 1 an sur l'anneau du profil 3 (HP hors zone de fortes convergences). La courbe de chargement de l'anneau béton en fonction du temps évolue dans un fuseau déterminé à partir des valeurs de résistance et de module du béton réellement mesurés sur le chantier. La résistance du béton B25 varie davantage entre 30 et 35 MPa, les modules entre 20 et 26 GPa.

Le suivi des anneaux béton montre toujours une faible évolution, après plus de 1000 jours, avec un ralentissement qui se poursuit. Comme le montre les courbes d'évolution, le gradient de contrainte est actuellement compris entre 0,15 (Profil 1 après 1000 jours) et 0,3 (Profil 3 après 400 jours).

La solution à des difficultés importantes et inattendues mettant en cause les coûts et les délais et, par conséquent, les conditions contractuelles du marché, ont nécessité une discussion franche et approfondie, fondée sur des analyses partagées entre les parties.

Les enseignements qui peuvent être tirés du creusement de la descenderie de Saint-Martin-la-Porte sont très importants pour la mise au point du projet de tunnel ferroviaire Lyon-Turin qui devra franchir une zone très difficile.

Maître d'Ouvrage : LTF (Lyon Turin Ferroviaire)

Maître d'oeuvre : Egis Tunnels - Antéa - Alpina assisté du prof. Giovanni Barla

Entreprises : Razel - Bilfinger Berger - Pizzarotti - GRA

Bureau études de l'entreprise : Terrasol

Expert conseil géotechnique de l'entreprise : Marc Panet

Principaux sous traitants : Fondazioni Speciali – GDTest

Tunnelkette Perschling – Unkonventionelle Lösungen für TBM-Schildvortriebe bei geologischen Schwächezonen

Wolfgang Lehner, Direktionsleiter Tunnelbau
STRABAG AG, Wien

CHAIN OF TUNNEL PERSCHLING – UNCONVENTIONAL SOLUTIONS FOR TBM SHIELD TUNNELLING IN ZONES OF GEOLOGICAL WEAKNESS

The chain of three tunnels Perschling represents, technically, the main item of the west section of the new section of railway Vienna – St. Pölten. The tunnel excavation was carried out using a single TBM shield of 13 m diameter.

Difficulties were expected because of the ground conditions combined with the very low overburden in some places. To overcome these difficulties custom made solutions were necessary in the individual situations.

1. Projektübersicht

Im Zuge des viergleisigen Westbahnausbaues wird zwischen Wien und der niederösterreichischen Landeshauptstadt St. Pölten eine ca. 44 km lange Neubaustrecke errichtet. Wesentlicher Bestandteil des Westabschnittes dieser Neubaustrecke ist die Tunnelkette Perschling. Die geforderte Reduzierung von Umwelteingriffen und -einflüssen führte zu der Trassenauswahl entlang des Südrandes des Perschlingtales und erforderte damit eine Reihe von Tunnelbauwerken in den Sedimentdecken des östlichen Alpenvorlandes.

Es handelt sich konkret um drei Tunnel:

- Reiserbergtunnel: Länge 1.370 m, davon bergmännisch aufzufahren 1.307 m
- Stierschweifeltunnel: Länge 3.293 m, davon bergmännisch 2.857 m
- Raingrubentunnel: Länge 2.775 m, davon bergmännisch 2.108 m

Die Tunnelquerschnitte sind als zweigleisige Streckenröhren geplant und damit mit einem Ausbruchsdurchmesser von rund 13 m herzustellen. Das insgesamt etwa 11 km lange Baulos umfasst weiter umfangreiche Erdarbeiten mit etwa 1 Mio m³ Erdbewegungen und einen grossen Anteil an Spezialtiefbauarbeiten wie Bohrpfahlerstellung, Bodenverbesserungen mittels Düsenstrahlverfahren und temporären Hangsicherungen durch Bodenvernagelungen.

2. Geologie

Bild 1: TBM-Schild in der Werksmontage



Die Trassenführung durchläuft das niederösterreichische Alpenvorland und damit die Vorlandmolassezone – also Sedimentdecken, gebildet aus dem Abtragsmaterial der Ostalpen. Der Bereich der Tunnelbauwerke wird aus den sogenannten Oncophoraschichten gebildet. Oncophoraschichten zeichnen sich durch teils intensive Wechsellagerungen von Sandsteinen mit Ton-/Schluffsteinen in Lagenstärken von wenigen mm bis einigen Meter Mächtigkeiten aus. Im Projektgebiet ist gemäss den Untersuchungsergebnissen aus den Vorerkundungen mit überwiegend horizontaler Schichtlagerung zu rechnen. In den Oncophoraschichten herrscht ein weitgehend sehr steil bis senkrecht stehendes Hauptklufsystem vor. Die Sandsteinlagen werden hauptsächlich aus Mürbsandsteinen gebildet. Durch das Vorkommen von eingebetteten harten Konkretionen,

als Findlinge oder «Boulders» zu bezeichnen, bestehen zusätzliche tunnelbautechnische Erschwernisse.

3. Wahl des Vortriebssystems

Ausschreibungskonform wurde eine Einachschild-TBM mit Rollenmeissel-bestückung ausgewählt. Die Maschine mit einem exakten Durchmesser von 13,03 m war gebraucht verfügbar.

Kenndaten der TBM

Installierte Leistung: 5.200 kW

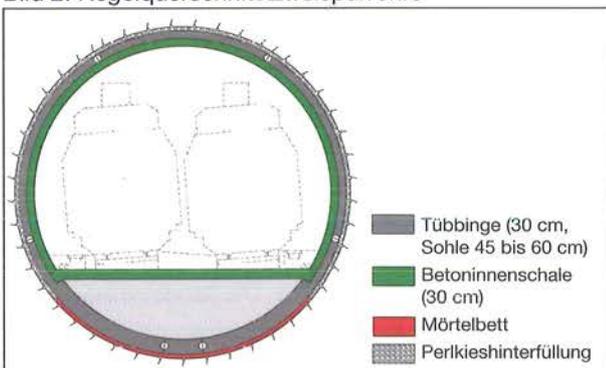
Maximales Drehmoment: 13.600 kNm

Maximale Vorschubkraft: 64.000 kN

Hublänge: 2.0 m, Tübbinglänge 1,80m

Die Nachlaufanlage wurde neu angeschafft und besteht aus zwei Nachlauf-elementen mit insgesamt ca. 80 m Länge. Der Materialabtransport erfolgte durch eine Förderbandanlage, Gurtbreite 1.000 mm mit Bandspeicher am Portal. Die Ausschreibungsplanung sah einen zweischaligen Ausbau vor, sodass der Tübbingausbau ungeachtet ausgeführt werden konnte. Die Tübbingdetailplanung lag beim Auftragnehmer und konnte daher auf die vorgesehene Maschinenkonfiguration abgestimmt werden. Konkret wurde ein fünfteiliger Tübbingring mit Schlussstein in der Sohle gewählt, als Ringbreite wurden 1,80 m festgelegt. Der Tübbing war 30 cm stark dimensioniert und erhielt im Sohlbereich eine Verstärkung auf total 45–60 cm. Für die Querfugen (Ringfugen) kam eine Nut- und Kammausführung zum Einsatz, die Längsfugen zwischen den einzelnen Elementen war gelenkspfannenartig ausgebildet. Unmittelbar nach dem Austritt des fertig eingebauten Tübbingringes aus dem Schildmantel war mittels Perlkieshinterbläsung eine entsprechende Bettung zum Gebirge herzustellen. Im Sohlbereich wurde auf einen Öffnungswinkel von 100° eine Verfüllung mit thixotropem Mörtel vorgesehen.

Bild 2: Regelquerschnitt Zweispurröhre



4. Erkenntnisse aus dem Vortrieb 1 – Stierschweiffeldtunnel

Wie nicht anders zu erwarten, gab es auch bei diesem Vortrieb eine Lernkurve und alle Projektbeteiligten mussten sich nach Vortriebsbeginn zuerst auf die TVM aber besonders auf das anstehende Gebirge «einarbeiten». Für eine erfolgreiche Schildfahrt ist vor allem ein funktionierendes Zusammenwirken von Gebirge, Ringspaltverfüllung und Tübbingausbau wesentlich. Doch hier zeigten sich alsbald Probleme. Die Ringraumfüllung war nicht immer zufriedenstellend. Die daraus resultierende mangelnde Tübbingbettung führte zu Ringdeformationen (Ovalisierungen) und in Folge zu Sehnenverlängerungen und somit zu Rissen im Firsttübbing. Schnell und unschwer wurde festgestellt, die Ursache für unzureichende Bettung der Tübbinge waren Fehlstellen in der Ringspaltverbläsung – hervorgerufen durch nachbrechendes Gebirge aus dem Firstbereich. Das nachgebrochene Material rutschte in die Ulmbereiche und erzeugte Bettungsschatten, welche natürlich auch über Volumenkontrollen des Blasversatzes festzustellen waren. Betrachtet man das Gesamtsystem TBM – Tübbing – Ringraum im Längenschnitt ist sofort erkennbar, dass die erforderliche ungestützte Standzeit des Gebirges mindestens für die Dauer von ca. 12–15 m Vortrieb gegeben sein muss, um einwandfrei den Ringraum mit Perlkies – in unserem Fall Körnung 8/16 mm – zu verfüllen. Das anstehende Gebirge konnte über weite Strecken diese Voraussetzung jedoch nicht erfüllen. Das Verfüllmedium Perlkies wird mittels Luftstrom durch Öffnungen in den Tübbingsteinen transportiert und drängt im Ringraum lediglich infolge Schwerkraft nach unten und in Richtung TBM-Schildschwanz. Hindernisse aus nachgebrochenem Gebirge verhindern eine satte, tragfähige Hohlraumverfüllung mit Perlkies.

Während des Ringbauvorganges, also wenn der Druckring der Maschine gelöst wird, ist jedoch eine sofortiger Bettungsaufbau notwendig um den letzten, gänzlich aus dem Schild gefahrenen Ring zu stabilisieren. Existieren nun die zuvor beschriebenen Bettungsschatten, und wird gleichzeitig der Firsttübbing durch nachdrängendes Gebirge infolge Nachbrüchen belastet, reicht der verminderte Bettungswiderstand des lückenhaften Perlkiesvesatzes nicht mehr aus, um eine Deformation des Tübbingringes zu verhindern. Es musste eine Lösung gefunden werden, welche die notwendige Steifigkeit des Systems für diesen Fall gewährleistet.

Eine Rundumvermörtelung war ausschreibungsgemäss nicht vorgesehen und somit das Maschinenkonzept dafür nicht ausgelegt. Es fehlte sowohl die notwendige, lei-

stungsfähige Mörtelförderanlage sowie das dazu notwendige Dichtungssystem des TBM-Schildes resp. Schildschwanzes. Ein Gemisch aus Perlkies und Mörtel könnte die geforderte Steifigkeit gewährleisten. Die Viskosität sollte gering gehalten werden und die Steifigkeit sollte gleichzeitig eine möglichst hohe, sofortige Belastung ermöglichen. Die Herstellung und Förderung dieses Gemisches war jedoch zunächst ein Problem.

Bild 3: Y-förmiges Rohrstück zur Kies-Mörtelgemischverfüllung



Bild 4: Probebohrkern: oben Kies-Mörtelgemisch, unten Tübbingbeton



Eine Anordnung eines Y-förmigen Rohrstückes unmittelbar vor der Einblasöffnung sollte das gewünschte Kies-Mörtelgemisch erzeugen. Dabei wurde der Mörtelstrom seitlich in den durchlaufenden Luftstrom beigegeben. Im Ringraum entstand damit praktisch ein Zementgebundener Blasversatz mit einer wesentlich verbesserten Belastbarkeit unmittelbar nach der Einbringung. Der dadurch erzeugte Bettungswiderstand ermöglicht eine Stabilisierung der Tübbingringe auch bei nicht vollkommener Ringverfüllung, sodass auch bei grossen Auflasten durch

Nachbrüche auf den Firsttübbing die Sehnverlängerung verhindert oder zumindest stark reduziert werden konnten.

5. Vortrieb 2 – Reiserbergtunnel

Der Transport der TBM vom Durchschlagpunkt des Stierschweiffeldtunnels zum Anschlagpunkt des Reiserbergtunnels wurde ohne Demontage der Maschine durchgeführt. Die beiden Portale waren über die bereits fertig gestellte spätere Bahntrasse ohne Hindernisse wie Brücken oder Überführungen miteinander verbunden. Somit konnte die annähernd 2.000 Tonnen schwere Maschine samt Schildwiege «am Stück» transportiert werden.

Bild 5: TBM-S Transport



Durch die Einsparung von Ab- und Wiederaufbau war die Maschine in kürzester Zeit wieder startklar. Aus geologischer Sicht, so die Annahme, sollte der Vortrieb des Reiserbergtunnels problemlos zu bewerkstelligen sein. Die Realität lehrte schon nach wenigen Vortriebstagen etwas anderes. Bei Station 53 (Tunnelmeter 53) blieb der Schild stecken – die Maschine verklemmte. Infolge der Nähe zum Portal und der noch geringen Überlagerung war die Behebung der Störung noch einfach: man legte den Schild von der Oberfläche aus frei, stellte die Ursache fest und setzte die Schildfahrt fort. Als Ursache wurde eine ungünstige Gebirgsformation festgestellt. Der Schild war schleifend auf eine sehr harte Sandsteinschicht in den umgebenden, weicheren Schluff-/Tonsteinschichten aufgelaufen, welche die Maschine insgesamt nach oben drückte und in Verbindung mit nachbrechendem Material aus dem Firstbereich einklemmte. Mit einer Unterbrechung von lediglich 10 Tagen konnte der Vortrieb wieder aufgenommen werden. Zum Durchschlagpunkt hin nahm die Überlagerung kontinuierlich von max. 42 bis auf ca. 7 m ab. Bei einer Überlagerung von 20 m, ca. 150 m

vor dem Durchschlag kam es zu einem plötzlichen Verlust der Gebirgsstandfestigkeit an der Orstbrust. Der entstandene Verbruchsschlot setzte sich sofort bis zur Oberfläche fort. Das Transportsystem (Maschinenband, Streckenförderband) überfüllte sich ebenfalls schlagartig. Der entstandene Verbruchshohlraum hatte einen Durchmesser von ca. 6–7 m. Basierend auf den bis dahin gemachten Erfahrungen, entschied man, nach Verfüllung des Hohlräumtes einen Versuch zur Wiederaufnahme des Vortriebes zu machen. Die Maschine konnte zunächst wieder den Vortrieb fortsetzen, allerdings trat nach wenigen Hübten erneut schlagartig ein Tagbruch auf – jedoch diesmal mit einigen Komplikationen verbunden. Verbruchsmaterial in Verbindung mit Sandsteinboldern hatten den Bohrkopf verklemmt. Ohne zusätzliche Gebirgsverbesserung war ein erfolgreicher weiterer Vortrieb in Frage zu stellen. Man entschied, die teils offenen Klüftstrukturen im anstehenden Gebirge mittels Kunstharzinjektionen zu verfüllen und damit die Verbandssteifigkeit zu verbessern. Ebenso sollte damit das Gebirge, welches den Hohlraum des Verbruchstrichters umgibt, stabilisiert werden.

Die Injektionsarbeiten von unter und ober Tage wurden abgeschlossen, die Wiederaufnahme des Vortriebes erneut gestartet. Nach mühsamen händischen Freiräumen des Bohrkopfes gelang es schliesslich, diesen wieder zu drehen. Die TBM fuhr jedoch lediglich 20 cm, als der durch den Tagbruch gestörte Gebirgsbereich erneut entfestigtes Material in den Abbaubereich des Bohrkopfes entlud. Der Bohrkopf blockierte erneut. Diesmal wurde der Verbruchshohlraum mit einer Plombe aus Magerbeton über eine Höhe von ca. 7 m über die Firstlinie verfüllt. Die unmittelbare Umgebung des TBM-Schildes war mit einer Kieslage gegen die Betonplombe geschützt. Mit grossem Einsatz und der Hartnäckigkeit der Mannschaft ist es gelungen, die TBM wieder flott zu bekommen. Die durchgeführte Verfüllung des Verbruchstrichters, die Kunstharzinjektionen zur Gebirgsertüchtigung und der weitere Vortrieb mit stark verminderter Penetrationsrate haben schliesslich zum Erfolg geführt. Die verbliebenen ca. 150 m Strecke konnten ohne weitere Zwischenfälle gemeistert werden.

6. Vortrieb 3 – Raingrubentunnel

Als letztes der drei Tunnelbauwerke war der Raingrubentunnel aufzufahren. Die geologischen Prognosen liessen zu den bekannten Schwierigkeiten weitere Probleme durch Grundwasserzutritte erwarten. Überraschender Weise verlief der Vortrieb bis TM 1343 (also ca 70% der Tunnellänge) völlig problemlos. Erste optimistische Ein-

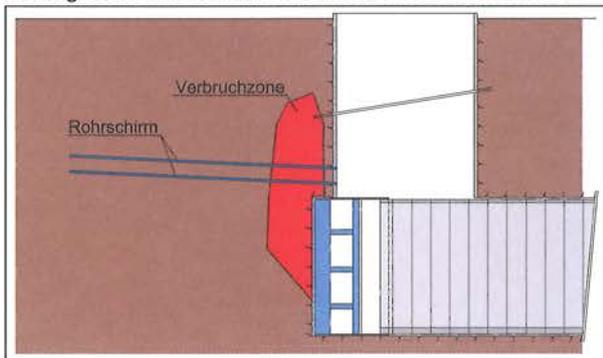
schätzungen des Durchschlagszeitpunkt wurden bereits angestellt, als genau an der Stelle mit der höchsten Überlagerung die bis dahin sehr ansprechende Schildfahrt gestoppt wurde. Diagnose: Verbruch des oberen Ortsbrustabschnittes und des über der Firstlinie liegenden Gebirges. Es konnte ein Hohlraum von ca. 4 m Länge in Tunnelachsrichtung festgestellt werden, die Erkundung der Höhe war auf Grund der Gefährdung nicht möglich. Der Ort des Verbruches war die «am wenigsten geeignete Stelle» der gesamten Projekttrasse. Exakt über dem Verbruchsbereich befand sich ein Windrad zur Stromerzeugung mit einer Nabenhöhe von 65 m und einem Rotordurchmesser von 40 m – also eine extrem setzungsempfindliche Anlage. Aus Sicherheitsgründen wurde das Windrad sofort stillgelegt und sogar vorübergehend abgebaut. Anschliessend konnte mit Untersuchungsbohrungen zur Erkundung des Verbruchskörpers begonnen werden. Die Ergebnisse dieser Erkundung zeigten, dass sich der gestörte, entfestigte Bereich bis in eine Höhe von 32 m über der Firste erstreckte. Als erste Massnahme entschied man sich für Verfestigung des Verbruchsmaterials mit Kunstharz von ober Tage. Dazu wurden auch die zuvor erstellten Erkundungsbohrungen genutzt. Weiters sollte ein Injektionsblock mittels Zementsuspension etwa 15 m über dem TBM-Schild hergestellt werden. Das verbrochene Gebirge hatte die Räumerkänäle vollständig gefüllt. Der Bohrkopf der Maschine blockierte wieder. Für die Mannschaft bedeutete das erneut händisches Freiräumen des Bohrkopfinneren. Dabei musste das Volumen der Räumerkänäle mehrmals freigelegt werden, da aus dem Verbruchskörper laufend Material nachrutschte. Nachdem die oben beschriebenen Bodenverfestigungsmassnahmen durchgeführt und der Bohrkopf frei geräumt waren, wurden Wiederandrehversuche durchgeführt. Nach wenigen Umdrehungen verbrach der Boden im gestörten Bereich allerdings erneut, es mussten andere Lösungen gesucht werden. Nach Untersuchung verschiedener Möglichkeiten entschied man sich für folgende weitere Vorgangsweise.

Herstellung eines Interventionsschachtes:

Die Bauzeit für die Herstellung der notwendigen Schachtteufe von ca. 45 m konnte mit etwa einem Monat veranschlagt werden. Gleichzeitig ergibt sich dabei die Möglichkeit, zielgerichtet den Auflockerungsbereich des Verbruches zu stabilisieren. Im Hinblick auf die spätere Wiederinbetriebnahme der Windkraftanlage ein nicht unwesentlicher Faktor. Die Verbruchszone wurde vorgängig mit Dämm-Material verfüllt, damit die Standsicherheit in den Auflockerungsbereichen bei den Abteufarbeiten gewährleistet ist. Nach 27 Arbeitstagen konnte der TBM-

Schild freigelegt werden. Für den Anfahrvorgang wurde eine Betonplombe derart hergestellt, dass möglichst über den gesamten Querschnitt des Bohrkopfes eine gleichmässige Belastung durch den Vorschub gegeben war. Weiters verfestigte man zusätzlich die gestörten Bereiche mittels Kunstharz und Injektionsbohrankerungen aus GFK-Material. Anschliessend an die beschriebenen Sicherungsmassnahmen wurde der Wiederanfahrvorgang eingeleitet. Nach Durchfahren der Betonplombe und nach Austritt des TBM-Kopfes aus dem Schachtquerschnitt verbrach der Boden erneut. Zweifel, ob dieser Störungsbereich mit der vorhandenen Maschineneinrichtung zu bewältigen war, kamen auf. In einer gemeinsamen Lagebesprechung zwischen Auftraggeber, Planer, Geologe und ausführender Firma wurde eine letzte technische Möglichkeit entwickelt, die TBM aus diesem Störungsbereich zu fahren.

Bild 6: Doppelter Rohrschirm zur Sicherung der Auflockerungszone ausserhalb des Interventionsschachtes



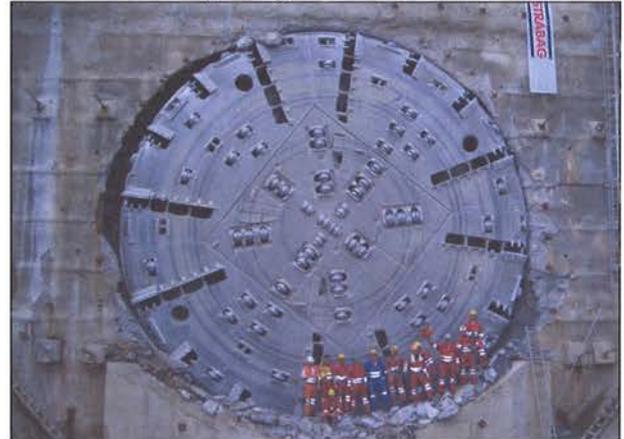
Durch den Einbau eines Rohrschirmes aus dem Schacht in Vortriebsrichtung soll der in Mitleidenschaft gezogene Gebirgsbereich gestützt werden und die TBM wieder in standfeste Bereiche gelangen können. Bei der Ausführungsplanung einigte man sich auf einen doppelten Rohrschirm, bestehend aus Rohren DN 114 mit 6,3 mm Wandstärke, Rohrabstand 0,30 m. Um mit einiger Sicherheit den gestörten Gebirgsbereich abdecken zu können wurde der Rohrschirm 27 m lang konzipiert. Mit stark reduziertem Vorschubdruck gelang es schliesslich, die TBM im Schutz des Rohrschirmes an das «rettende Ufer» – in standfestes Gebirge zu steuern. Obwohl das Gebirge über der Scheitellinie anfangs bis zu den Rohren des Schirmes nachgebrochen ist, konnte ein Versagen der Ortsbrust und damit ein möglicher Kollaps des Rohrschirmes verhindert werden.

Die TBM war wieder flott.

Die zwischenzeitlich durchgeführten Bodenverbesserungsmassnahmen durch Kunstharzinjektion bis zum Durchschlagspunkt zeigten für die restliche Strecke Wir-

kung. Auf den verbliebenen 700 m erreichte die TBM eine Durchschnittsleistung von annähernd 20 m je Tag. Am 11.03.2009 erfolgte der letzte Durchschlag der Tunnelkette Perschling.

Bild 7: Durchschlag Raingrubentunnel



7. Zusammenfassung – Schlussbemerkung

Für die Bewältigung der drei mechanischen Vortriebe war eine breite Palette von Hilfs- und Sondermassnahmen erforderlich:

- Adaptierung des Ringspaltversatzes zur Stabilisierung der nicht ausreichend gebetteten Tübbingringe.
- Freilegen des eingeklemmten Schildes
- Bodenverbesserung durch Kunstharzinjektionen
- Verfüllen von Tagbrüchen mit Betonplomben
- Herstellung eines Reparaturschachtes
- Unterstützung der Wiederanfahrssituation mittels Rohrschirm

Einige der Massnahmen waren in der Ausschreibung bereits vorgesehen, andere mussten erst entwickelt werden. Schliesslich ist es gelungen, durch lösungsorientiertes Zusammenwirken von Auftraggeber, Planer, Geologen und ausführendes Unternehmen die Ziel führenden Massnahmen zu erarbeiten und umzusetzen. Bei mechanischen Vortrieben mit offenen Schildmaschinen mit derart grossen Durchmessern ist der Standfestigkeit der Ausbruchslaubung grösstes Augenmerk zu schenken und nötigenfalls durch Bodenverbesserungsmassnahmen sicherzustellen. Es gab im Vorfeld der Baumassnahme durchaus Zweifel am Entscheid, unter derartigen geologischen Bedingungen eine Einfach-Schild-TBM einzusetzen. Das Projekt konnte jedoch zur Gänze im wirtschaftlichen und terminlichen Rahmen abgewickelt werden. Somit kann die Wahl des mechanischen Vortriebes für die Ausführung der Tunnelkette Perschling vollumfänglich

bestätigt werden. Die Neubaustrecke Wien – St. Pölten wird termingerecht in Betrieb gehen können.

Quellennachweis

- Bach D. «TBM Success under difficult ground conditions» (Geomechanik und Tunnelbau 1, Heft 6)
- Obermeier O., Pelz R. «Bahninfrastruktur – Projekt der Superlative» (a3 Bau , Ausgabe 03/2009)

Umfahrung Biel Ostast – Umsetzung Bauhilfsmassnahmen und erste Erfahrungen im Vortrieb

Philipp Häfliger, Dipl.-Ing. ETH, Dipl.-Wirtschaftsing. STV/FH
WALO Bertschinger AG, Zürich

IMPLEMENTATION OF AUXILIARY CONSTRUCTION MEASURES AND INITIAL EXPERIENCES IN CONSTRUCTING THE BYPASS BIEL EAST

The eastern branch of the bypass around Biel completes one of the last gaps in the Swiss motorway network and traverses two ranges of hills: the Bütenberg and the Längholz hills.

The overall project involves various construction measures. Both in Brüggmoos and in Bözingenfeld it is necessary to cross over main railway lines of the Swiss Federal Railways that are permanently in operation. In Brüggmoos large auxiliary bridges have been built and the tunnel has been constructed by the cut-and-cover method. In Bözingenfeld, however, a modern type of construction was used: the 'table bridge', with its legs penetrating the underlying rock, and the stretch was traversed successfully using the TVM in the EPB mode for the first time.

For the biggest cross passage, which allowed the use of vehicles, soil improvement was applied working from

the ground surface using the CSM method (Cutter Soil Mixing).

The project's four tunnels were excavated using an earth pressure balance shield of diameter 12.60 m, which was operated in the rock zones in the open mode and in the soil zones in the closed mode.

In order to be able to react to poor geological conditions, by quickly changing the mode of operation, the tunnel shuttering rings of diameter 1.40 m were always placed using snail conveyor plant.

The back-up train was designed for the logistics of tunnelling with rail operation and for the different modes of operation.

1. Allgemeines

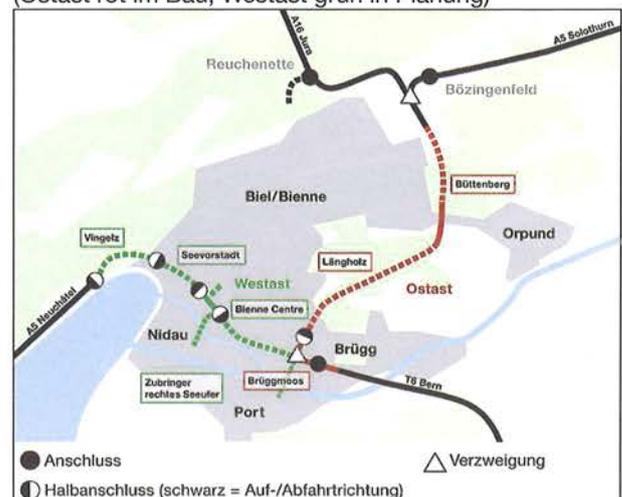
Seit über dreissig Jahren wurde an der Umfahrung von Biel geplant. Die Arbeiten am Autobahnabschnitt Ostast befinden sich nun in der Realisierungsphase. Im Folgenden werden das Projekt vorgestellt, die Umsetzung einiger Bauhilfsmassnahmen dargelegt sowie die Erfahrungen des Vortriebes im Erddruckmodus unter einer komplexen Anfahrtsituation aufgezeigt.

2. Projektübersicht

Die Umfahrung Biel schliesst eine der letzten Lücken im Autobahnnetz der Schweiz. Dabei werden die Verbindungen Richtung Solothurn und Neuenburg (A5), sowie die Transjurane A16 und die T6 in Richtung Bern miteinander verbunden. Das Teilprojekt «Westast» (grün dargestellt)

befindet sich weiterhin in der Planungsphase. Der rot eingefärbte Ostast mit den beiden Tunnelbauten Bütenberg

Bild 1: Umfahrung Biel
(Ostast rot im Bau; Westast grün in Planung)



und Längholz ist im Bau und Gegenstand der Projekterläuterung. Die Neubaustrecke der Autobahn verläuft zu 80 Prozent in Tunnels.

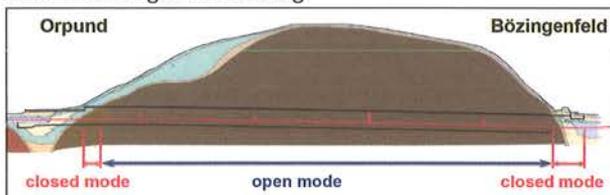
3. Geologie

Die Geologie im Gebiet von Biel ist vielfältig, weil die unterschiedlichen Ablagerungsformen des früheren Molassemeeres unterbrochen und durch eiszeitliche Vorstösse des Rhonegletschers überlagert wurden. Zusätzlich existieren lokale setzungsempfindliche Sedimente des prähistorischen Solothurnerseees und führen zu lokal sehr komplexen Verhältnissen.

Die bergmännische Tunnelstrecke des Bütenbergs mit einer Länge von 1'230 m verläuft weitgehend in den Schichten der Unteren Süsswassermolasse mit einer Wechselfolge von Sandsteinen, Siltsteinen und Mergeln.

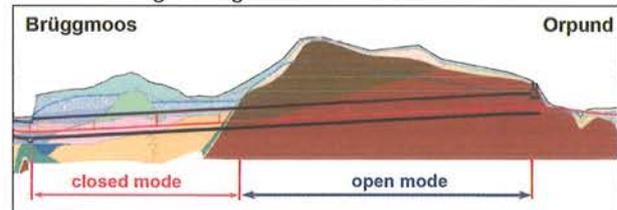
Der offene Abschnitt im Oprund mit einer Länge von ca. 700 m zwischen dem Bütenberg- und Längholztunnel – jene Strecke, welche die TVM mit ihrem Nachläufersystem mehrmals oberirdisch durchqueren wird – besteht aus nicht vorbelasteten, mehrheitlich weichen Ablagerungen.

Bild 2: Geologie Bütenberg



Der Längholztunnel ist durch zwei unterschiedliche Geologien geprägt. Der nördliche Bereich liegt im Molassefels mit einer Länge von ca. 1'300 m, der südliche Bereich mit einer Länge von 1'060 m jedoch im Lockergestein. Dieser heterogene, stark wechselnde geologische Aufbau im Grundwasser wird im EPB-Modus aufgeföhren. Die Überlagerung der Tunnelröhren beträgt zwischen 6 und 40 m.

Bild 3: Geologie Längholztunnel



4. Bauhilfsmassnahmen

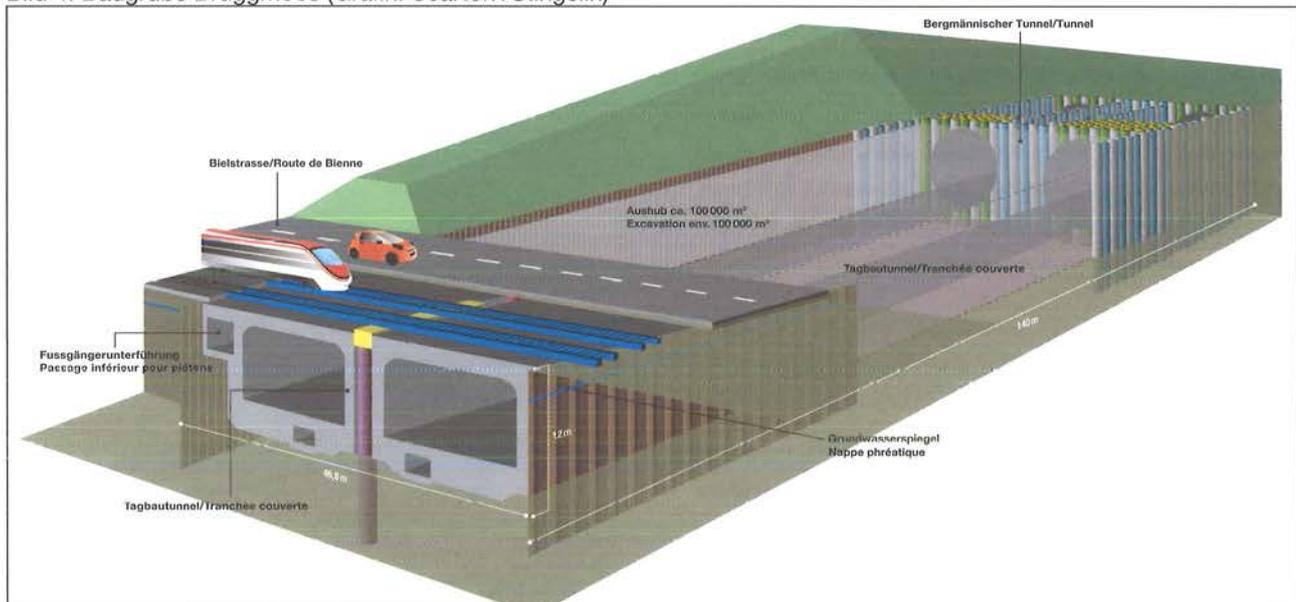
Für die Ausführung eines komplexen Grossprojektes stehen in vielen Bereichen separate Bauhilfsmassnahmen an. Im Folgenden werden einige dieser aktuellen und ausgeführten Massnahmen näher erläutert. Weitere Bauhilfsmassnahmen (z.B. Gefriertechnik, Bodenverbesserungen etc.) finden erst in den nächsten Jahren statt.

Portalbereich Bruggmoos und Querung SBB

Im Bereich des Bruggmoos wird die SBB-Stammlinie Biel–Bern und eine stark befahrene Strasse mit den Tunnels unterquert.

Der Baugrubenabschluss erfolgt mit Spundwänden und bis zu 35 m tiefen Bohrpfählen. Die Entwässerung des auf

Bild 4: Baugrube Bruggmoos (Grafik: Scarton+Stingelin)



mehreren Horizonten gespannten Grundwassers geschieht mittels des Einsatzes von Filterbrunnen.

Der für das Ausfahren des Längholtunnels im EPB-Vortrieb zweiteilige Dichtblock erhält im vorderen Bereich eine Bodenverbesserung mittels Füllpfählen (gelb dargestellt) und im seitlichen und hinteren Bereich einen Abschluss mittels normalen Bohrpfähle. Die mit der TVM zu durchfahrenden Pfähle der Portalwand werden teilweise mit GFK-Bewehrung verstärkt ausgebildet. Um ein räumliches Tragsystem zu erhalten, wird die Ausfahrkonstruktion oben mit einem aufliegenden Betondeckel abgeschlossen.

Zur Unterquerung der Strasse in offener Bauweise werden 2-feldrige Hilfsbrücken mit Längen von 21 m bzw. 24 m eingesetzt.

Bild 5: Einbau SBB-Hilfsbrücke im Kurvenbereich

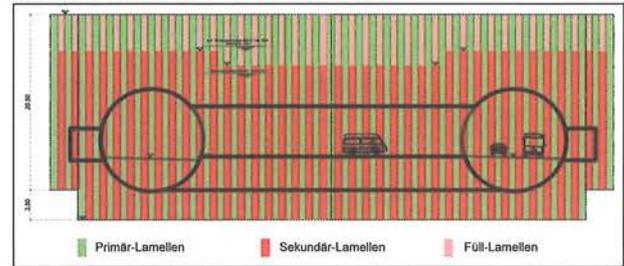


Zur baulichen Unterquerung der in einer Kurve liegenden Gleise der SBB wurden zwei 24 m lange SBB-Hilfsbrücken eingebaut. Damit diese langen Hilfsbrücken überhaupt während der Betriebsphase eingebaut und die dazu in der Mitte sowie seitlichen notwendigen Auflager erstellt werden konnten, erforderte dies im Vorfeld den Einsatz von mehreren kleinen Hilfsbrücken.

Befahrbarer Querschlag im Lockermaterial

Eine besondere Herausforderung stellt der befahrbare Querschlag Nr. 3 im Lockermaterialbereich des Längholtunnels dar. Er befindet sich in schwierigem geologischem Untergrund mit hohem Grundwasserstand. Zudem erfordern seine Dimensionen in Höhe und Breite eine bauliche Sondermassnahme für den konventionellen bergmännischen Ausbruch, indem der Boden auf der Höhe der Tunnelröhren vorab verfestigt wird. Diese Bauarbeiten werden vor der Erstellung des ersten Tunnelvortriebes abgeschlossen und vorgängig ab der Terrainoberfläche her ausgeführt.

Bild 6: Schematische Darstellung Bodenverbesserung Querschlag mittels CSM-Verfahren



Zum Einsatz gelangt das CSM (Cutter Soil Mixing) –Verfahren von der Firma Bauer. Das CSM-Verfahren ist ein System zur Herstellung von verfestigten Bodenelementen durch Einmischen von hydraulischen Bindemitteln. Das neuartige CSM-Verfahren ist aus der Schlitzwandfräse-technik abgeleitet. Der Boden wird mit Fräsrädern gelockert, die um eine horizontale Achse rotieren. Beim Hochziehen wird durch die Zugabe von selbsterhärtender Suspension und durch die Drehbewegung der Räder an Ort der Boden-Zement Mörtel vermischt.

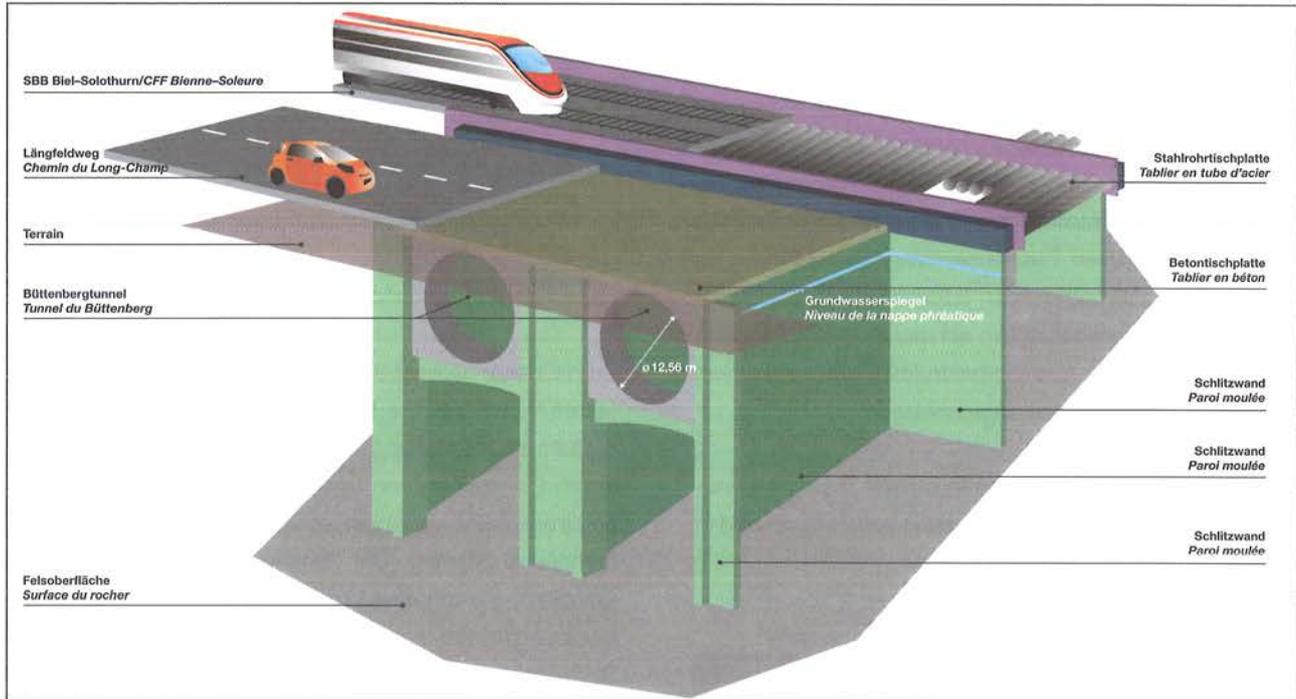
Bild 7: CSM-Fräsräder



Das CSM-Verfahren weist gegenüber herkömmlichen Verfahren wesentliche Vorteile auf:

- der anstehende Boden wird als Baustoff verwendet.
- Es entsteht eine reduzierter Bohrgutabfuhr. Ein Teil des überschüssigen Boden-Zementgemisches kann regeneriert und wieder verwendet werden.
- Der Einsatz ist wirtschaftlicher gegenüber Schlitz- oder Bohrpfahlwänden.
- Wandtiefen von 25 m können mit relativ leichten Trägergeräten erreicht werden. Als Basisgerät wird ein Pfahlbohrgerät eingesetzt.
- Eine hohe Vertikalität der Wandelemente wird durch die gegenläufigen Fräsräder erzielt.
- Das Fräsprinzip gewährleistet eine saubere und problemlose Fugenausbildung auch zwischen Wandelementen mit verschiedenen Herstellaltern.

Bild 8: Tischbrücke (Grafik: Scarton+Stingelin)



Tischbrücke Bözingenfeld

Für die Unterquerung der SBB-Stammlinie mit bis zu 300 Zügen pro Tag und Gleis und der stark frequentierten Hauptstrasse im Bözingenfeld wurde ein Sonderbauwerk als Bauhilfsmassnahme erstellt: die Tischbrücke.

Diese dient dazu, um die Verkehrsträger unter laufendem Betrieb zu stützen, während im Untergrund die beiden grossen Tunnelquerschnitte mit minimalstem Abstand von 20 cm aufgeföhren werden.

Unter den Gleisen und dem Längfeldweg wurde eine Tischplatte erstellt, die mittels einem Meter starken und bis zu 28 m langen Schlitzwänden bis in den Fels fundiert wurde. Diese stellen die eigentlichen «Tischbeine» dar.

Bild 9: Horizontal gerammte Rohre bilden die Stahlrohtischplatte



Für die Tischplatte selber wurden zwei unterschiedliche Konstruktionsarten gewählt.

Dabei erhielt die Strasse eine eigene Platte, die als massive Stahlbetondecke dimensioniert wurde. Diese Platte wurde in mehreren Etappen gebaut, wobei der Strassenverkehr jeweils örtlich umgeleitet wurde.

Der anschliessende Bereich des SBB-Dammes wurde mit einer eigenen Brückenkonstruktion gesichert. Hier werden die Gleise – zwei Betriebsgleise und ein Industriegleis – mit nur 4 Metern Scheitelüberdeckung unterquert. Eine Einschränkung des Zugsbetriebes während der Bauarbeiten kam für die SBB nicht in Frage. Einzig die Durchfahrtsgeschwindigkeit wurde während der Rammarbeiten der Hilfskonstruktion reduziert.

Als Platte für den Bahndamm wurden 45 dicht nebeneinander liegende Stahlrohre mit einem Durchmesser von 1,4 m und einer Länge von je 19,5 m horizontal eingerammt.

Bild 10: Einsatz der Hydoramme



Während im Normalfall für horizontale Einsätze klassische Schlagrammen eingesetzt werden, gelangte für die Arbeiten in Biel eine 7,2 Tonnen schwere Hydoramme zum Einsatz. Die geringere Schlagzahl, verbunden mit einer grösseren Energieeintragung, verminderte die Setzungsanfälligkeit des bindigen Schüttmaterials des Bahndammes.

Das Dammschüttmaterial in den Rohren wurde mit einer Bohrpressanlage mit Endlosschnecke nach dem Rammen herausgeräumt. Dabei mussten keine Zwischenräumungen während des Rammens ausgeführt werden.

Nach der Entleerung der Rohre wurde ähnlich einer Pfahlbewehrung die vorgefertigte Spiralbewehrung in das Rohr eingezogen und im Rohrrinnen ein Hüllrohr für die spätere Vorspannung verlegt. Die Betonverfüllung erfolgte mit selbstverdichtendem Beton mit Firstverpressung.

Anschliessend wurden die einzelnen Rohre vorgespannt und die Kräfte über die Längsträger in die Schlitzwandpfeiler eingeleitet.

5. Tunnels

Das kreisförmige Normalprofil der Tunnels mit zweisechligem Ausbau entspricht den heutigen im Nationalstrassenbau gültigen Normen betreffend den zweisechligem, richtungsgetreuntem Verkehr.

Die beiden Tunnelketten – also insgesamt vier Tunnels – werden jeweils nacheinander mit der gleichen TVM aufgeföhren.

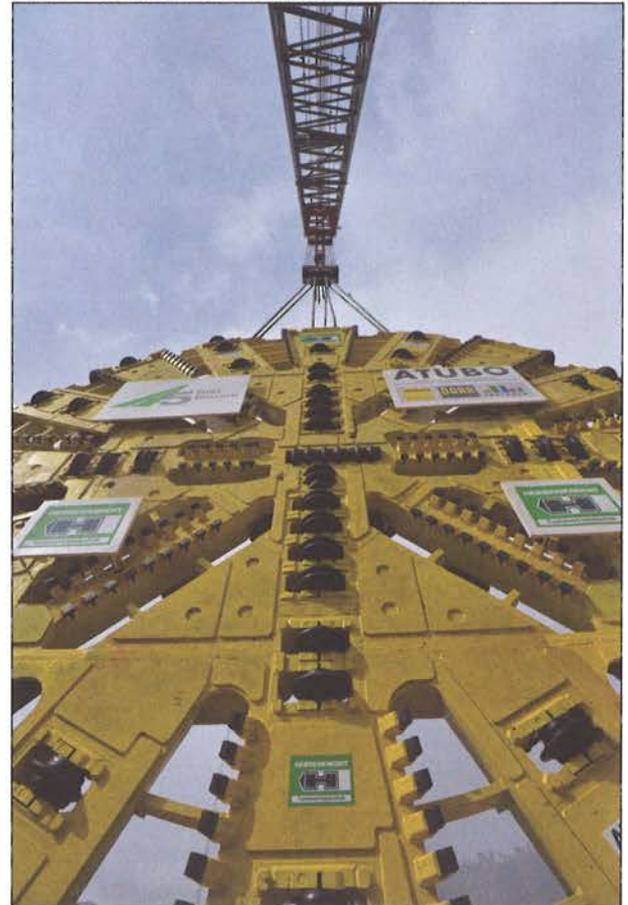
Die wesentlichen Komponenten und Eigenschaften der Tunnelvortriebsmaschine sind nachfolgend aufgelistet.

Die EPB-Schildmaschine hat einen Bohrdurchmesser von 12,60 m, eine Schneidradantriebsleistung von 3'500 kW und eine Vortriebskraft von 110'000 kN.

Das beidseitig drehbare Schneidrad ist für jede Drehrichtung gleichwertig bestückt. Im Schneidradzentrum befinden sich 4 Zentrumsschneidrollen. Danach folgen Schneidrollen mit 2 Ringen und anschliessend die Einzeldisken. Insgesamt sind 256 Schälmesser aufgebaut.

Für einen EPB-Vortrieb ist ein hoher Öffnungsgrad notwendig. Um einen möglichst guten Fluss des abgebauten Materials zu erlauben, wurden zudem 19" Diskenkästen eingebaut, die mit 18" Disken bestückt wurden.

Bild 11: Schneidrad TVM (Foto: H. P. Thoma)



Das Schneidrad ist mit 8 Schaumlanzen ausgerüstet und mit mehreren hydraulischen Verschleisserkennungen in den Räumern und in den Schälmessern ausgestattet.

6. Schutterung

Im Projekt sind einige Wechsel der Betriebsmodi vom EPB-Modus in den Felsmodus und umgekehrt geplant. Damit bei einer TVM im open mode mit Schutterung über Muckring und Austragband im Zentrum eine Umstellung auf Schneckenbetrieb oder umgekehrt überhaupt möglich ist, werden stabile Verhältnisse an der Ortsbrust und in der Firste notwendig.

Leider zeigt die Praxis, dass die Wahl des richtigen Zeitpunktes für eine Umstellung schwierig festzulegen ist. Aus Gründen der Risikobetrachtung hat die ATUBO beschlossen, dass die Schutterung sowohl im open mode wie auch im closed mode über die Schnecke aus dem Abbaubereich erfolgt. Damit die Abföhderung im open mode und die Leistungsfähigkeit der TVM bzw. der geplante Zyklustakt eingehalten werden kann, wurde der Durchmesser der Schnecke auf den Rekordwert von 1,4 m festgelegt.

Bild 12: Förderschnecke (Foto: H.P. Thoma)



7. Nachläufer

Bei der Konstruktion des Nachläufers wurde neben der Funktionalität und einer klaren Struktur auch ein grosses Gewicht auf die gradlinige Führung der Wege und der Sicherheit bzw. Ergonomie der Arbeitsplätze geachtet. Dabei ist die Ausgestaltung des Nachläufers auf das logistische System der Gleisversorgung abgestimmt, um möglichst kurze Wege zu erhalten.

Die Logistik ist auf einen Betrieb im closed mode d.h. eine Vollvermörtelung sowie auf den open mode, d.h. Vermörtelung in der Sohle und Verblasung mittels Perlkies im Kämpfer und Firstbereich ausgelegt. Es wird ein kurzer Nachläufer eingesetzt, der in der Funktionalität alleine auf den Vortrieb fokussiert.

Die Struktur des Nachläufers kann in folgende Bereiche unterteilt werden:

- Der erste Nachläufer beinhaltet die Primären Installationen und Arbeitsstellen, welche den Baubetrieb unterstützen (Anordnung des Steuerstandes mit direktem Kontakt zu den Vortriebsarbeiten).
- Im zweiten Nachläufer ist die primäre Maschinenteknik konzentriert angeordnet, damit kurze Kabel- und Schlauchwege resultieren.
- Auf dem dritten Nachläufer sind die für das Materialhandling wichtigen Komponenten konzentriert – insbesondere der Kiesverblasungslogistik.
- Der vierte Nachläufer dient den Verlängerungen wie Rohre, Kabel, Lutten, Förderband etc.

Die gesamte Nachläuferkonstruktion verschiebt auf Fahrwerken direkt auf dem Tübbing.

Um einen hohen Füllgrad mit Perlkies unmittelbar hinter dem Schild sicherstellen zu können, wurden erstmalig bereits in der Planung Verschiebepodeste auf mehreren

Ebenen berücksichtigt. Diese stellen nun jederzeit einen sicheren Arbeitszugang vom 1. Nachläufer bis zum Ringbaupodest dar.

Bild 13: Übersicht Nachläufer 1 und 2 (Grafik: HS Tunnel-Engineering AG)



Bild 14: Übersicht Nachläufer 3 (Grafik: HS Tunnel-Engineering AG)

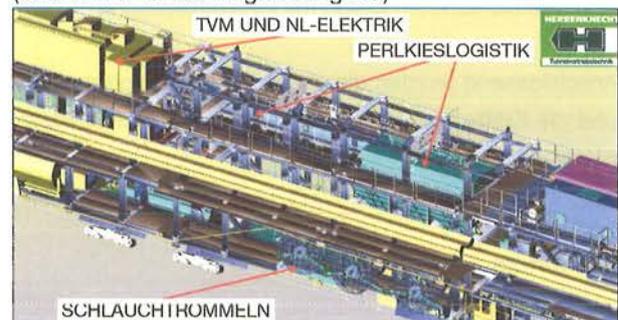


Bild 15: Übersicht Nachläufer 4 (Grafik: HS Tunnel-Engineering AG)

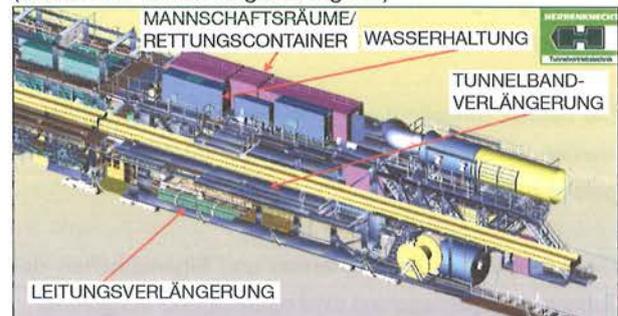
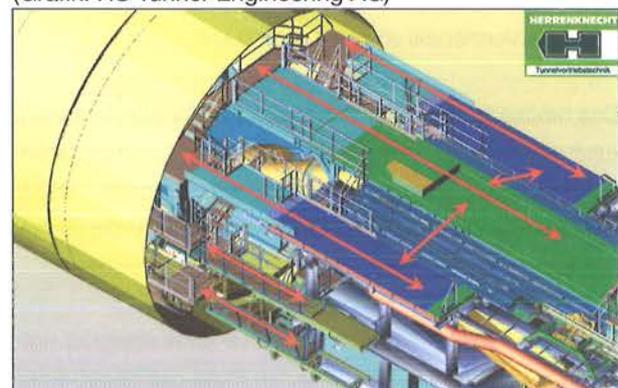


Bild 16: Verschiebbare Podeste für Perlkiesverblasung (Grafik: HS Tunnel-Engineering AG)



8. Tübbinge

Im zweischaligen Ausbau gelangen die in der Schweiz üblichen schlanken Tübbinge mit einer Stärke von 30 cm zum Einsatz.

Infolge der Forderung, dass im quellfähigen Büttenbergtunnel keine durchgehenden Längsfugen entstehen dürfen, wurde ein Tübbingdesign mit einer Teilung $6+1/2$, d.h. mit grossem Schlussstein gewählt. Für die Fels- und die Lockermaterialstrecken wird das gleiche Tübbingdesign verwendet. Die doppelt-konischen Uniringe unterscheiden sich im Bewehrungsgehalt je nach Anforderung aus der Geologie. Für die Lockermaterialstrecken wird zusätzlich ein Dichtungsband eingelegt. In der Ringfuge werden die Steine jeweils mit je vier Schrauben provisorisch befestigt. Auf eine Einlage von Kaubitband im Topfbereich und Kontaktplatten aus Kautschuk in der Ringfuge wird verzichtet.

Bild 17: Tübbinglager auf Baustelle (Foto: H.P. Thoma)



Die Tübbinge werden im externen Fertigteilwerk in Balsthal durch die Firma Marti hergestellt. Eigens für die Anlieferung wurden durch den Unternehmer ein Gleisanschluss gebaut und eine zusätzliche Lagerfläche eingemietet.

Der Umschlag auf dem Installationsplatz geschieht mit einer hydraulischen Tübbingzange. Das Handling der Tübbinge unter dem Nachläufer sowie die Erektortätigkeiten werden mittels Vakuum bewerkstelligt, wobei das Design so abgestimmt wurde, dass für alle Steine eine einzige grosse Vakuumfläche notwendig ist.

9. Logistik

Die gesamte Vortriebslogistik im Verladebahnhof ist so konzipiert, dass möglichst kurze Wege entstehen. Die Befüllung der Versorgungszüge mit Mörtel bzw. Perlkies er-

folgt jeweils über eine Schnellbeladung aus einem Zwischenbunker. Der Mörtel wird direkt auf der Baustelle mit einer Mörtelmischanlage erstellt.

Der Betrieb in den Tunnels wird infolge der kurzen Längen der einzelnen Abschnitte eingleisig ausgeführt.

Die Entsorgung des Ausbruchmaterials erfolgt über eine Bandschutterung.

Für den Abtransport gelangen Förderbandgurte mit einer Qualität der Klasse A nach Norm SN EN 14973 zum Einsatz. Somit können den neuen Anforderungen der SUVA betreffend die Brandlasten genüge getan werden. Der Bandspeicher befindet sich ausserhalb des Tunnels. Sämtliche übertägigen Bänder sind abgedeckt, damit die Staubemission reduziert werden kann. Mittels Steigband erfolgt die Übergabe auf den Abwurfplatz mit dem aufgeständerten Haldenband.

Zum eigentlichen Abwerfen auf die Zwischendeponie wird das System eines Bandschleifwagens eingesetzt. Um eine niedrige Abwurfhöhe zu erhalten, gelangt eine in der Höhe verstellbare Glockenschurre zum Einsatz.

Der benutzte Teil des Abwurfplatzes wurde mit einer Betonplatte versehen und eine Entwässerung auf mehreren Ebenen installiert. Damit soll sichergestellt werden, dass tensidhaltige Auswaschungen aus dem Ausbruchmaterial nicht in den Untergrund auf der Installationsfläche versickern können.

Der Abtransport in die Deponien geschieht mittels LKW über die unmittelbar angrenzende Autobahn.

10. Anfahren

Infolge eines grösseren Geländesprunges in der Anfahr-situation zum bestehenden Bauwerk, konnten die Fahrwerke der Nachläufer erst unmittelbar vor der Schildwiege montiert werden. Eine Andienung von Grossteilen durch den Nachläufer hindurch war in der Startphase nicht möglich. Daher wurden die Tübbingsteine und das weitere notwendige Grossmaterial seitlich über eine separate Andienöffnung unter den Nachläufer transportiert.

Das Anfahren geschah mit einer aktiven Ortsbruststützung in den Dichttopf. Der Dichttopf ist rundum mit Schlitzwänden abgeschlossen, bestehend aus Portalwand, Seitenwänden und vorderer Dichtwand.

Innerhalb des Dichttopfes wurde das Grundwasser abgesenkt, und somit konnte auf eine klassische Anfahrtdichtung für Grundwasserverhältnisse im Lockermaterial verzichtet werden. Um rasch einen notwendigen Erdbrei zu erhalten, wurde die Abbaukammer teilweise mit einem Kunstboden aufgefüllt. Sobald der Schild die Portalwand durchfahren hatte, wurde der nun vergrösserte Ringspalt zum ersten permanenten Tübbingring und dem Baugrund mittels Spritzbeton geschlossen.

Bild 18: Anfahrtsituation



11. Konditionierung

Für die Festlegung des Einsatzes und zur Beurteilung der notwendigen Konditionierungsmittel und deren Einsatzparameter wurde neben einer theoretischen Abschätzung auch im Vorfeld mit den anstehenden Böden in Zusammenarbeit mit diversen Lieferanten und externen Labors Versuche durchgeführt.

Die erste kurze EPB-Strecke im ersten Büntenbergtunnel von knapp 80 m Länge wurde für die Überprüfung der Konditionierungs-Modelle sowie der Erfahrungserweiterung des Einsatzes verwendet, damit die späteren Hauptstrecken im Längholtunnel unter optimalen Voraussetzungen aufgeföhren werden können.

Bild 19: Konditioniertes Material beim Schneckenaustrag



12. Erste Erfahrungen

Weil beim Verfassen dieses Artikels der Vortrieb in der ersten Röhre im Büntenberg erst begonnen hat, können noch keine allgemeingültigen Erfahrungswerte vermittelt werden.

Die ersten Erfahrungen mit der EPB-Strecke und dem Handling des konditionierten Materials sind erfolgversprechend verlaufen.

Bild 20: Konditioniertes Material auf Abwurfplatz



Die Herausforderung, die Konstruktion der Tischbrücke mit der Querung der Hauptstrasse und des ständigen Zugsverkehrs unmittelbar nach dem Start mit der aus geometrischen Gründen noch nicht fertig montierten TVM bzw. ihres Nachläufers zu unterqueren, war gross und wurde in der Planungsphase ausgiebig vorbereitet.

Mit der ersten Röhre wurden die drei unterschiedlich gesicherten Bereiche der Tischbrücke das erste Mal erfolgreich unterfahren:

- Unterquerung der Strassenbrücke mit minimalstem Abstand von ca. 20 cm.
- Unterquerung der Betriebsgleise der SBB unter dem Schutz des geramnten Rohrschirmes.
- Unterquerung des aufgeschütteten und stabilisierten Bereiches nach dem SBB-Damm. In jenem Bereich musste für die Rammarbeiten ein Voraushub getätigt werden, der flächig in das Tunnelprofil hineingeragt hatte.

Für die Überwachung wurde eine automatische Messeinrichtung verwendet. Mit Hilfe eines mehrstufigen Alarmierungs- und Massnahmenplanes waren während der Vortriebszeit unter dem betroffenen Bereich allfällige Reaktionen auf mögliche Ereignisse bereits vorgeplant.

Die Auswirkungen der Vortriebsarbeiten auf die Verformung der Tischbrücke und somit auch auf die Gleisanlage waren gering und lagen deutlich unter den prognostizierten Werten.

Bild 21: Tunnelröhre unter Tischbrücke



Rasch wechselnde geologische Verhältnisse, wie sie in Biel anzutreffen sind, stellen neben den bekannten hohen Anforderungen eines EPB-Vortriebes an die Konditionierung und Verklebungsthematik des Schneidrades und der Bandanlagen auch zusätzliche Anforderungen an die Steuerung der Vortriebseinrichtungen.

Die TVM-Anlage wurde nach der Durchfahrung des Lockermaterials fertig montiert und befindet sich nun im open mode Betrieb.

Am Bau Hauptbeteiligte

Bauherrschaft und Oberbauleitung

Tiefbauamt des Kantons Bern, Abteilung Nationalstrassenbau

Örtliche Bauleitung

UBOT Umfahrung Biel örtliche Bauleitung

Projektverfasser Büttenbergtunnel

Emch+Berger AG, Bern

Projektverfasser Längholtunnel

INGE BBA:

Bächtold&Moor AG, Bern

B+S AG, Bern

Allemand Jeanneret Schmid AG, Neuchâtel

Kissling+Zbinden AG, Spiez/Biel

Geologie und Geotechnik

Kellerhals+Haefeli AG, Bern

Bauausführung

ATUBO ARGE Tunnels Umfahrung Biel Ostast:

Walo Bertschinger AG, Bern/Zürich

PORR Suisse AG, Altdorf

Specogna Bau AG, Kloten

Unterfahrung bestehender Infrastrukturen mit Hydroschildmaschinen mit geringer Überdeckung – Baulos H3-4 und H8 Projekt Unterinntal

Johann Herdina, Dipl.-Ing.
ÖBB-Infrastruktur Bau AG, Innsbruck

DRIVING BENEATH EXISTING INFRASTRUCTURES USING THE HYDROSHIELD METHOD UNDER CONDITIONS OF LOW OVERBURDEN

In the course of constructing the northern approach to the Brenner Base Tunnel in the Unterinn Valley, Tyrol, between 2003 and 2009 32 km of tunnel structures were completed, of which in two construction lots 9.2 km were driven using Hydroschild machines. In the process it was necessary to pass under the existing A12 motorway four times, a stretch of the Austrian Federal Railways three times and in addition two bridges and their foundations under conditions of low overburden. Shield tunnelling with a diameter of more than 13 m in an inner

alpine region and in very permeable gravelly soils could be executed without encountering any difficulties at all. Based on the experience with the two construction measures implemented in the Unterinn Valley, the application spectrum of tunnelling machines could once again be extended.

1. Einleitung

Die Brenner Eisenbahn Gesellschaft begann im Jahr 1996 als Gesellschaft im Eigentum des Bundes mit ihrer gesetzlich übertragenen Aufgabe, der Planung und Errichtung einer neuen Eisenbahninfrastruktur auf dem österreichischen Abschnitt der Brennerachse. Ab dem Frühjahr 2000 übertrug die Brenner Eisenbahn Gesellschaft mbH den Abschnitt von Innsbruck bis zum Brenner, welcher dem österreichischen Anteil des Brenner Basistunnels entspricht, an die Internationale BBT EWIV, die später in eine SE (Societas Europaea) ausgegliedert wurde und seit Anfang 2005 das Projekt weiter vorangetrieben hat. Nachdem seit April 2009 die eisenbahnrechtlichen Baugenehmigungen sowohl in Österreich als auch in Italien vorliegen und in Italien bereits fast 10 Kilometer Erkundungsstollen vorgetrieben sind und in Österreich noch im Jahr 2009 mit dem Beginn der Vortriebsarbeiten für die Erkundungsstollen zu rechnen ist, ist auch das Herzstück der Brennerachse zwischen München und Verona in die Realisierungsphase eingetreten. Die Brenner Eisenbahn Gesellschaft konnte sich somit auf ihre Aufgaben der Planung und Errichtung des Abschnittes von Kufstein bis Innsbruck konzentrieren und entsprechend den internationalen Vereinbarungen den ersten Abschnitt im Tiroler Unterinntal zwischen Wörgl und Innsbruck errichten. Die-

ser erste Abschnitt hat eine Gesamtlänge von 42 Kilometern, wobei von diesen 42 Kilometern 32 Kilometer Tunnelbauwerke in fast allen erdenklichen Herstellungsformen beinhalten. In Summe wurden im Unterinntal 9,2 Kilometer Tunnelvortriebe mit dem Einsatz von Hydroschildmaschinen aufgefahren. 5,8 Kilometer dieser Strecke wurden im Baulos H3-4 hergestellt, wobei dieser Abschnitt bereits in einem frühen Stadium des Projektes als Schildvortrieb geplant war. Der andere Abschnitt im Baulos H8 wurde erst aufgrund einer umfangreichen Risikoanalyse und Durchführung eines Variantenvergleichs zwischen einer Variante mit offener Bauweise und bergmännischen Sonderlösungen und der Variante mit der schlussendlich zum Einsatz kommenden Hydroschildmaschine festgelegt.

2. Beschreibung der Lose H8 und H3-4

Das Baulos H3-4 mit einer Gesamtlänge von 5.835 m und einer Schildbauweisenlänge von 5.767 m startete mit dem Hydroschildvortrieb aus einer Startbaugrube mit einem Durchmesser von ca. 35 m und einer Tiefe von 32 m. In diesem Baulos wurden zum Schildvortrieb noch 11 Notausstiege mit bis zu 30 m tiefen Schächten und jeweils Anbindungen zwischen dem Fahrtunnel und den Ret-

tungsschächten durch Rettungsstollen mit einem Durchmesser von 4,8 m hergestellt.

Bild 1: Luftbild H3-4



Bild 2: Luftbild H8



Das Los H8 hat hingegen eine Länge von 5.190 m von der 3.467 m als Schildbauweise hergestellt wurden. 7 Notausstiege waren zu errichten, wovon 6 ebenfalls mittels Rettungsstollen mit dem Haupttunnel verbunden wurden. Die Rettungsstollen wurden in beiden Losen mit der gleichen Rohrvorpresstechnik hergestellt, wobei zum Materialabbau ebenfalls eine Hydroschildmaschine zum Einsatz kam, die technisch derartig konstruiert ist, dass sie nach Einfahren in den Zieldichtblock und nach Einklappen der Aussenbereiche des Schneidrades durch die vorhandenen vorgepressten Rohre zurückgezogen werden kann. Beide Lose verlaufen grundsätzlich in den gleichen Innschottern, da beide Lose in ihrem Zielbereich nur durch einen 670 m langen bergmännischen Tunnel der in einem Festgesteinsriegel des Inntals vorab hergestellt wurde, einfahren. Somit waren für beide Vortriebe grundsätzlich die gleichen Vortriebsverhältnisse zu erwarten und beide ARGEN entschieden sich für typenähnliche Maschinen der

Firma Herrenknecht, während die Maschine des Bauloses H3-4 eine neukonstruierte Maschine mit reinem Elektroantrieb war, wählte die ARGE des Bauloses H8, die zu dem Zeitpunkt freie Maschine, welche beim Strassen- und Hochwasserentlastungsprojekt in Kuala Lumpur (Malaysia) zum Einsatz gekommen war. Diese Maschine war mit elektrohydraulischem Antrieb ausgerüstet. Im Baulos H8 konnte die Vortriebsmaschine in einer offenen Baugrube direkt neben der Autobahn montiert werden und startete von dort direkt unter die Autobahn mit einer Überlagerung von 5 m bis zur Fahrbahnoberkante, wobei in diesem Bereich der Boden vorbehandelt wurde.

Bild 3: Schildvortriebsmaschine «Jenny» Baulos H8



3. Schildvortriebstechnik

Beim flüssigkeitsgestützten Mixschild dient eine Bentonitsuspension als Stütz- und Fördermedium. Die Suspension wird über eine Speiseleitung in den Ringraum hinter der Abbaukammer eingebracht. Hier entsteht aus der Bentonitsuspension und dem abgebauten Boden ein Gemisch, das über eine Förderleitung zur Separieranlage gepumpt wird. Dort wird der Stützflüssigkeitsanteil zurück gewonnen und kann der Abbaukammer sofort wieder zugeleitet werden. Die Standsicherheit der Ortsbrust wird durch einen Vorlauf in den Filterkuchen gewährleistet, der durch die leicht unter Überdruck stehende Bentonitsuspension gebildet wird. Ein Luftpolster hinter der nach unten offenen Tauchwand ermöglicht die präzise Druckregulierung und gewährleistet somit auch unter schwierigen Bedingungen die Stabilität der Ortsbrust.

4. Organisation der Baustelle

Im Zuge der Ausschreibungsvorbereitung wurde seitens der Brenner Eisenbahn Gesellschaft Bedacht darauf genommen, diese als technisch äusserst herausfordernden

und schwierigen Lose in ihrer – zumindest für Österreich – Dimension einzigartigen Ausführung ein möglichst effizientes und schnittstellenminimierendes Ausführungsmanagement einzusetzen. Im Sinne eines «Lean Projekt-Managements» wurde versucht, dem Auftragnehmer seinen Kernkompetenzen entsprechend möglichst freie Hand bei der Vortriebsabwicklung und bei der Planung des Tübbingausbaus zu geben. Für den Ablauf auf der Baustelle wurde dem Auftragnehmer vorgeschrieben, eine geotechnische Fachbauleitung einzurichten, die die vorgegebenen aufgezeichneten Maschinendaten auch managen und auswerten kann. Auch die geotechnischen Messungen wurden dem Auftragnehmer übertragen. Somit lag die Planung und Gestaltung der Vortriebsarbeiten rein in der Hand des Auftragnehmers und ihm wurde als erster Ansprechpartner auf der Baustelle eine mit den entsprechend notwendigen Vollmachten ausgerüstete örtliche Bauaufsicht gegenübergestellt. Bei der Ausschreibung der ÖBA-Leistungen wurde darauf Bedacht genommen, auch als Schlüsselpersonal für die Vortriebsbegleitung einen in Schildvortrieben erfahrenen Mitarbeiter zu haben. Die Planer hatten die Planungen für die endgültigen Massnahmen zu erstellen und die Planungen über die Brenner Eisenbahn Gesellschaft an den Auftragnehmer zu übermitteln. Sonstige Sachverständige wurden nur dann tätig, wenn sie seitens eines Vertragsteils angefordert wurden. Von Seite des Bauherrn wurde bereits vor Ausschreibungsbeginn eine verfahrenstechnische und geotechnische Beratung für die Schildvortriebe eingerichtet um vom Beginn der Ausschreibungserstellung bis zur Bauwerksübernahme und Abhandlung aller Nachträge einen durchgängigen Berater auf Seiten des Bauherrn zu haben. Die eingeforderten Maschinendaten wurden auch direkt an den geotechnischen Berater des AG übermittelt und von diesem in Echtzeit ausgewertet.

5. Prozesscontrolling durch Datenerfassung

Bereits in der Ausschreibung für die Hydroschildlose wurde genau spezifiziert welche Daten an der Schildmaschine laufend zu überwachen und zu erfassen sind und welche Daten direkt an den Bauherrn und damit seinen Berater zu übermitteln waren. Dabei handelt es sich lt. Ausschreibung um folgende Aufzeichnungen:

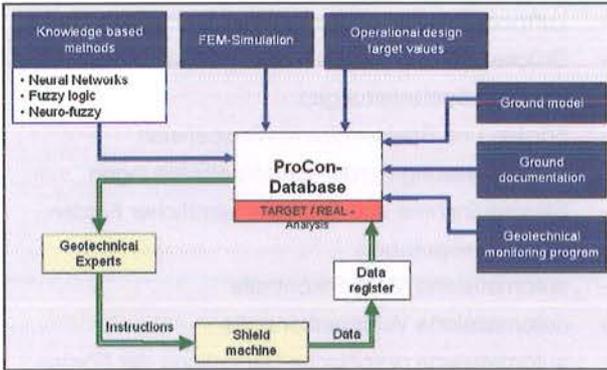
- Drehzahl, Drehrichtung und Drehmoment
- Penetration
- Bohrkopfverschiebung: Weg und zugehörige Kraft/ Druck korreliert
- Gesamtanpresskraft des Bohrkopfes

- Überschneidmass
- Stützdruck Abbaukammer (min. 2 Druckmessdosen auf unterschiedlichen Niveaus)
- Bentonitniveau (min. 2 unabhängige Messsysteme)
- Bentonitverbrauch
- Suspensionseinspeisung in der Abbaukammer (Durchflussmengenmessungen sämtlicher Einspeisepunkte)
- Luftpolsterdruck Arbeitskammer, Luftverbrauch
- Drücke und Durchflussmessungen sämtlicher Förder- und Speiseleitungen.
- Förder- und Speisevolumen Suspension
- Dichtemessung Förder- und Speiseleitungen
- Stromaufnahme und Drehzahl sämtlicher Förder- und Speisepumpen
- automatisierte Massenkontrolle
- automatisierte Volumenkontrolle
- automatisierte graphische Darstellung der Fördermengen inkl. Soll-Ist-Vergleich
- Hydraulikdruck und Kraft der Vorschubpressen je Presse oder je Pressengruppe
- Ausfahrlängen der Vorschubpressen je Presse oder je Pressengruppe
- Verpressdruck und Verpressmenge je Verpressöffnung (Soll-ist-Vergleich), Darstellung über die Zeit
- Temperatur- und Drucküberwachung der Hydraulikölsysteme, der Antriebsmotoren, Wasserkühlungen, inkl. Leckagekontrollen
- Schichtprotokoll:
 - Datum, Zeiterfassung der einzelnen Arbeitsschritte Vortrieb, Warten, Rohrvorpressen
 - Vortriebsmodus: Hand, Semi-, Vollautomatik
 - Vortriebsgeschwindigkeit
 - Störmeldungen für die wichtigsten Funktionen und Einbauteile der Schildmaschine
 - der Personalstand
 - Systembedingte Arbeiten, z.B. Verlängerung der Ver- und Entsorgungsleitungen,
 - Wartungszeiten
 - Reparaturzeiten
 - Hindernisbeseitigung

Diese Daten wurden in einem Datenregister gespeichert und in eine «Procom Database» übertragen. In dieser Datenbank konnte ständig ein Abgleich zwischen den geplanten und erwarteten Verhältnissen und den tatsächlichen Verhältnissen durchgeführt werden. Aus der Procom Datenbank konnten über Internet die Daten in Echtzeit weitergeleitet werden und somit konnten Echtzeitanalysen durchgeführt werden, aber auch Daten für spätere Auswertungen gesammelt werden. Aufgrund der grundsätzlich problemlo-

sen Vortriebe brauchte während der gesamten Vortriebsmassnahmen der Hauptvortriebsmaschinen nie in den Vortrieb seitens des Auftraggebers eingegriffen werden und die beauftragten ARGEN haben zur vollsten Zufriedenheit des Bauherrn die Vortriebssteuerung und Vortriebsabwicklung eigenverantwortlich durchgeführt.

Bild 4: Prozess Controlling-Ablauf



6. Unterfahrung bestehender Infrastrukturen

Auf den gut 9 Kilometern der Hydroschildvortriebe in den Baulosen H8 und H3-4 wurde die bestehende Autobahn A 12 viermal unterfahren, die Bestandsstrecke der ÖBB dreimal unterfahren, weiters mussten zwei Brücken und deren Fundierung unterquert werden und letztlich auch einmal der Inn. Auf die Unterquerung dieser bestehenden Infrastrukturen wurde im Vorfeld besonderes Augenmerk

gelegt. Für jede Unterfahrung wurde im Speziellen überlegt, ob Zusatzmassnahmen erforderlich sind und welche im Einzelnen zum Einsatz kommen sollten. Nachdem im Planungsstadium keine Erfahrungen mit Hydroschildmaschinen in diesen durchlässigen inneralpiner Böden bestanden, wurden in der Planung auch einige Massnahmen vorgesehen, die später aufgrund der ausgesprochen positiven Erfahrungen bezüglich Setzungen entfallen konnten. Besonders extensive vorausseilende Injektionsmassnahmen im Bereich der Unterfahrungen der Gleise der ÖBB konnten aufgrund der positiven Erfahrungswerte schlussendlich entfallen bzw. wurden zum Teil durch ein extensives Oberflächenmonitoring im Bereich der Querungen ersetzt. Während in der Ausschreibung für die Maschinenspezifikationen vorgesehen war, dass aus den Hydroschildmaschinen heraus sowohl radial als auch vorausseilend durch das Schneidrad Injektionen möglich sein mussten, kamen auch diese Injektionsmethoden nicht zur Anwendung. Hauptsächlich wurden die Vorabsicherungen der zu unterfahrenden Infrastrukturen mittels Düsenstrahlverfahren hergestellt. Mit diesem Verfahren konnten die erforderlichen Unterfahrungen der Bauwerke problemlos durchgeführt werden.

Setzungen wurden bei fehlender Vorabsicherung von ca. 1 cm und im Bereich der Sicherungen von bis zu 4 mm gemessen.

Bild 5: Setzungsverhalten

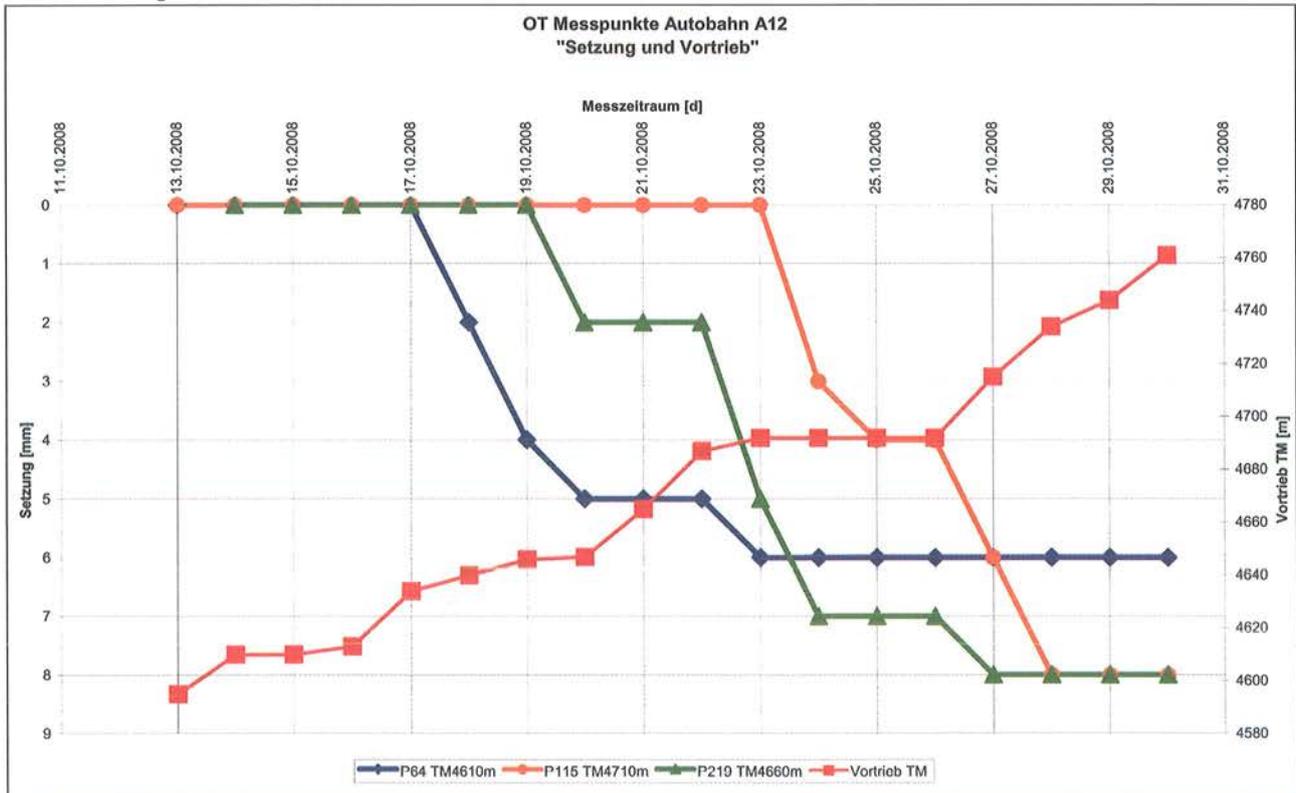
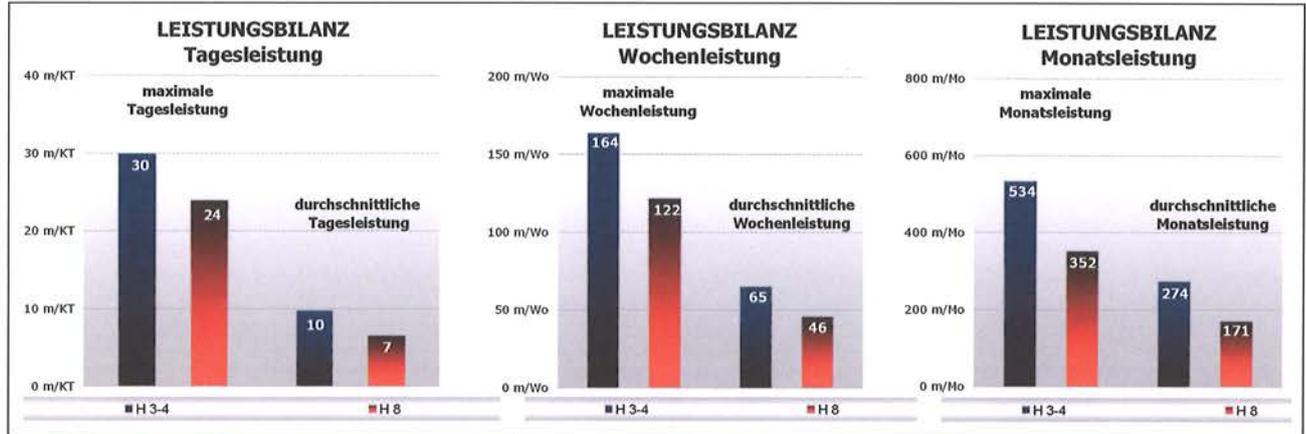


Bild 6: Tages-, Wochen- und Monatsleistung



7. Technische Herausforderungen / Probleme

Während die Hauptvortriebe der Schildbaulose ohne grössere Schwierigkeiten abgewickelt werden konnten, ergaben sich bei der Herstellung der Rettungsstollen im Bereich der Dichtblöcke verschiedentlich Probleme. Diese waren grundsätzlich durch Fehlstellungen im Bereich der Dichtblöcke induziert und führten zu einigen Verzögerungen und einigen Mehraufwendungen insbesondere an 4 von insgesamt 18 herzustellenden Dichtblöcken. Die Dichtblöcke wurden zum Teil im DSV-Verfahren hergestellt, zum Teil als überschnittene Bohrpfähle und zum Teil als Schlitzwandlamellen. Naturgemäß haben die verschiedenen Herstellverfahren auch unterschiedliche Herstellrisiken und Fehlstellrisiken, wobei Schäden sowohl bei mit Schlitzwandlamellen hergestellten Dichtblöcken als auch mit DSV hergestellten Dichtblöcken aufgetreten sind, aber wiederum die Mehrheit der Dichtblöcke problemlos den Anforderungen gerecht wurden. Ein beson-

deres Augenmerk in diesen Bereichen ist auf die Herstellqualität bei der Durchführung zu legen und es sind möglichst Rückfallebenen zu planen, um auftretende Probleme sicher beherrschen zu können.

8. Leistungsvergleiche der Lose

Für den Auftraggeber überraschend ergeben sich bei der Analyse der diversen Leistungen der beiden Maschinen doch erhebliche Unterschiede, die noch in der Zukunft einer entsprechenden Aufarbeitung bedürfen. Grundsätzlich haben beide Maschinen Unterschiede bei den Tages- und Wochenleistungen über die gesamte Vortriebsdauer produziert, wobei aber auch spezifische Werte wie Ringbauzeit und Vortriebszeit pro Ring voneinander abweichen, obwohl die Ausführung der Tübbingauskleidung identisch war.

City-Tunnel Leipzig: Bau der Station Hauptbahnhof im Schutze einer Baugrundvereisung – eine besondere Herausforderung

Andreas Irngartinger, Dipl.-Ing.

DEGES – Deutsche Einheit Fernstrassenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

CITY TUNNEL LEIPZIG: CONSTRUCTION OF THE MAIN STATION USING THE GROUND FREEZING TECHNIQUE – A SPECIAL CHALLENGE

As part of the reconstruction of the City Tunnel in Leipzig to construct a new underground stop the historic station building of the Leipzig main station had to be driven under.

The underpassing was carried out by means of one of the largest ground freezing applications ever carried out. Producing the two large bodies of ice ($L = 86$ m, $H = 25$ m, $D \leq 4$ m) was achieved with the use of two auxiliary tunnels constructed in advance on both sides of the planned tunnel. The loading on the walls of ice due to earth and water pressure was up to 200 kN/m^2 . The freezing process, the excavation and the thawing process were monitored with the help of numerous measurements.

In addition, during the excavation work the original piles of the station were successively uncovered over 2/3 of their length. To compensate for the loss of bearing capacity and to prevent possible settlements, the ground in the region of the bottom of the piles was grouted and at the top of every pile a jack was installed.

The successful execution of the construction method confirms the correctness of the chosen special measures.

1. Vorbemerkung

Der City-Tunnel Leipzig quert die Innenstadt Leipzigs auf rund 4 km Länge von Süd nach Nord. Das Kernstück des Tunnels sind zwei schildvorgetriebene Röhren, die vom Bayerischen Bahnhof bis zum Vorplatz des Leipziger Hauptbahnhofs reichen. Von hier aus nach Norden folgt zunächst eine Deckelbauweise südlich des Hauptbahnhofs, dann die Unterfahrung des Westflügels des Leipziger Hauptbahnhofs und anschliessend die restliche Tunnelstrecke in offener Bauweise. Die Herstellung der Station Hauptbahnhof unterhalb des Westflügels des historischen Bahnhofsgebäudes stellt in technischer Hinsicht eine der grössten Herausforderungen innerhalb des gesamten Projektes dar.

2. Das Gesamtprojekt City-Tunnel Leipzig

Die ca. 5 km lange Strecke des City-Tunnel Leipzig quert die Innenstadt von Leipzig unterirdisch in Nord-Süd-

Richtung und wird auf ca. 3,9 km Länge als Tunnel erstellt. Die Strecke beinhaltet einen oberirdischen Haltepunkt, den Haltepunkt Semmelweisstrasse sowie vier unterirdische Stationsbauwerke im Innenstadtbereich für die Haltepunkte

- Bayerischer Bahnhof
- Wilhelm-Leuschner-Platz
- Markt
- Hauptbahnhof.

Eine schematische Darstellung der Gradientenführung des City-Tunnel Leipzig sowie der unterirdischen Haltepunkte ist in Bild 1 dargestellt.

Im Schildvortrieb werden zwei eingleisige Röhren für den Streckenbereich aufgeföhren. Die Tunnelröhren haben einen Durchmesser von 9 m. Für die Erstellung der unterirdischen Haltepunkte wurde die Wand-Deckel-Bauweise gewählt. Dabei wurden die Wände als Schlitzwände ausgeführt. Lediglich für den mittleren Bauabschnitt des Hal-

tepunktes Hauptbahnhof direkt unterhalb des alten Bahnhofsgebäudes wird eine andere Bauweise eingesetzt.

Bild 1: City-Tunnel Leipzig:
Streckenführung und Haltepunkte



Bei der Unterquerung des Hauptbahnhofes und dem Bau des unterirdischen Haltepunktes kommt auf einer Länge von ca. 86 m die Bodenvereisung zum Einsatz. Dieser Teilabschnitt mit rückverankerten Schwergewichtswänden aus gefrorenem Boden zur Aushubsicherung wird im Folgenden erläutert.

3. Randbedingungen

3.1 Baugrund

Im Bereich des Leipziger Hauptbahnhofs stehen unter einer mehrere Meter dicken Auffüllung mitteldicht bis dicht gelagerte Kiese an. Die Mächtigkeit dieser als Fluss-

schotter bezeichneten Ablagerungen schwankt zwischen 8 m im Süden und 22 m im Norden des Haltepunktes. Unterhalb des Flussschotter stehen Fein- und Mittelsande in mitteldichter bis dichter Lagerung an. Die Mächtigkeit dieser Bitterfelder Sande schwankt im Bereich des Bahnhofs zwischen 5 und 13 m.

Unterlagert werden die Sande durch grüngraue Schluffe mit Mächtigkeiten von 1,5 bis 5 m und darunter liegenden Schluffen und Tonen. Diese als Muschelschluff bezeichnete Partie gilt als natürlicher Wasserstauer.

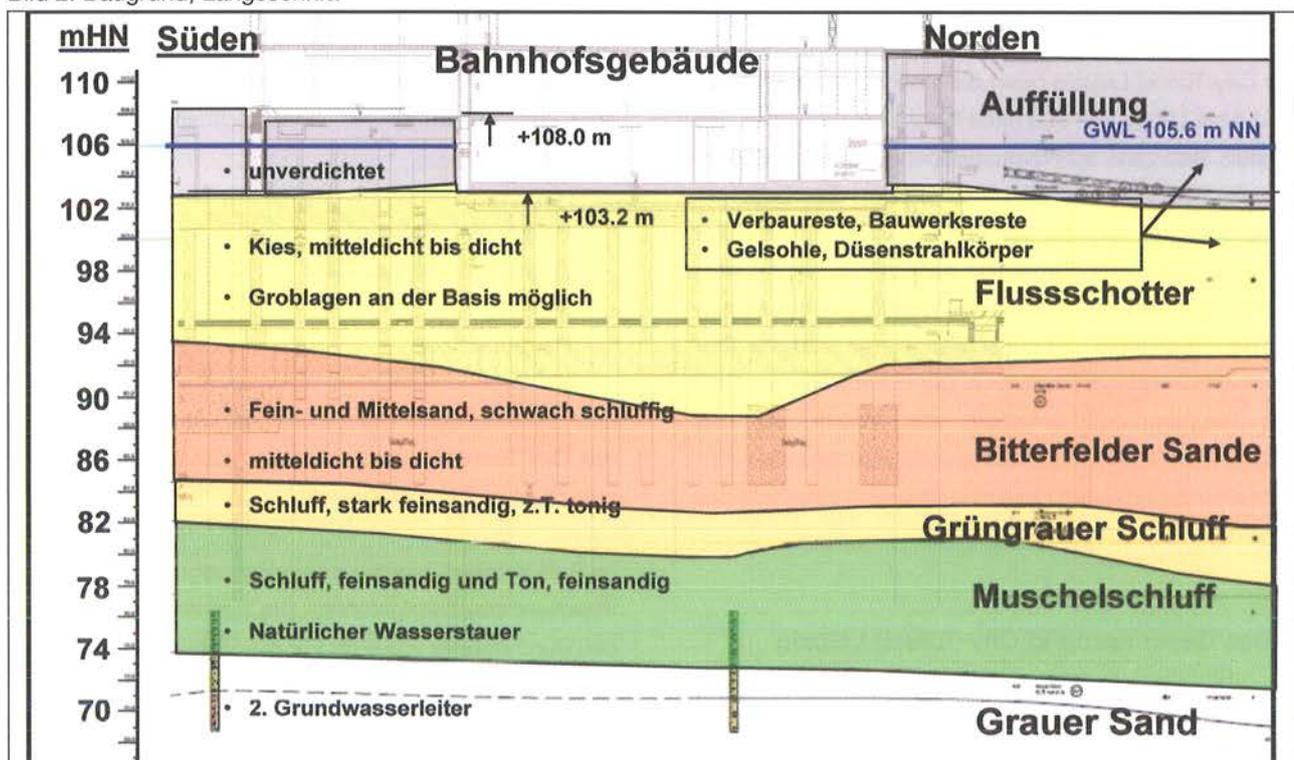
Darunter werden graue Sande angetroffen, die als feinsandige Schluffe bis stark schluffige Feinsande ausgebildet sind.

Das Grundwasser oberhalb des Muschelschluffs steht ca. 2 bis 4 m unterhalb der Geländeoberkante an. Die Bahnhofssohle liegt damit im Grundwasser. Bild 2 zeigt einen Längsschnitt des Baugrundes in der Achse des Unterfahrbereiches.

3.2 Bauwerksbestand

Das historische Bahnhofsgebäude des Leipziger Hauptbahnhofs wurde in den 1990er Jahren vollständig erneuert. Als Vorwegmassnahme für die damals bereits be-

Bild 2: Baugrund, Längsschnitt



kannte Planung des City-Tunnels Leipzig wurde der Westflügel auf drei Reihen Grossbohrpfähle gestellt. Bild 2 zeigt einen Grundriss des Unterfahrungsbereiches mit den Gründungspfählen in den Achsen 4, 5 und 6. Die Pfähle haben einen Durchmesser von $d = 1,5\text{ m}$ und sind 18 m lang. Sie reichen bis ca. 6 m unterhalb der Bodenplatte des geplanten City-Tunnels. Gemäss Planung werden die tragenden Gründungspfähle bei der Auffahrung des neuen Tunnels damit auf 2/3 ihrer Länge freigelegt. In Bild 3 ist der Unterfahrungsbereich mit den Gründungspfählen im Querschnitt dargestellt.

Für die Unterfahrung ergeben sich aus diesen Randbedingungen zwei wesentliche, höchst anspruchsvolle Ingenieuraufgaben: Unter Aufrechterhaltung des Bahnhofsbetriebes müssen der Erd- und der Wasserdruck im Zuge der Auffahrung gehalten werden, und es muss gewährleistet werden, dass das Bahnhofsgebäude beim Freilegen der Gründungspfähle keine unzulässig grossen

Setzungen erfährt und die Pfähle eine ausreichende Tragfähigkeit behalten.

4. Planung und Ausführung

4.1 Vereisung

Der Unterfahrungsbereich unter der Sohlplatte des Westflügels hat eine Länge von 86 m und eine Breite von 23 m. Zur Sicherung des Erd- und Wasserdruckes wurde der Bereich an den Stirnseiten durch temporäre Stahlbetonwände abgeschottet, die beide in den dichten Muschelschluff einbinden. Am südseitigen Ende, unmittelbar an der Bahnhofsfassade wurde eine Bohrpfehlwand ausgeführt und am Nordende, am Anfang vom Querbahnsteig der Längsbahnsteige, wurde eine Schlitzwand angeordnet.

Für die seitliche Abschottung des Auffahrungsbereiches wurden zwei grosse Eiskörper beiderseits des Tunnels

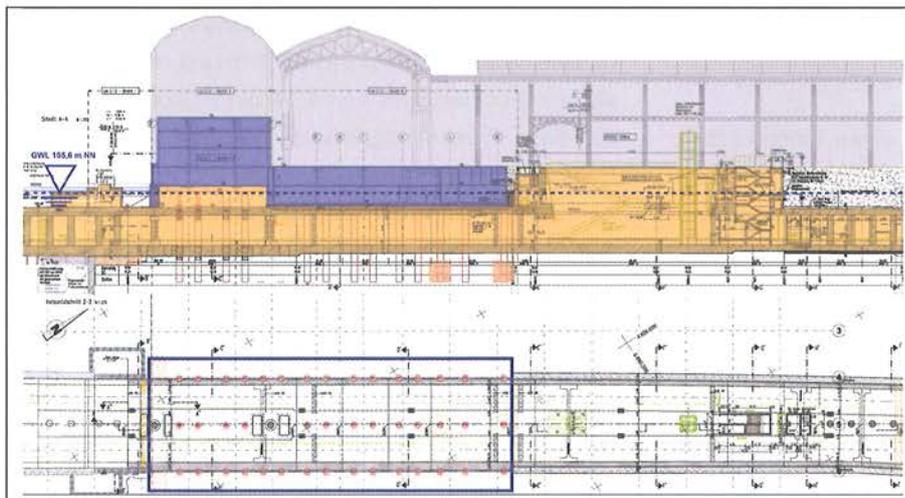


Bild 3: Grundriss des Unterfahrungsbereiches

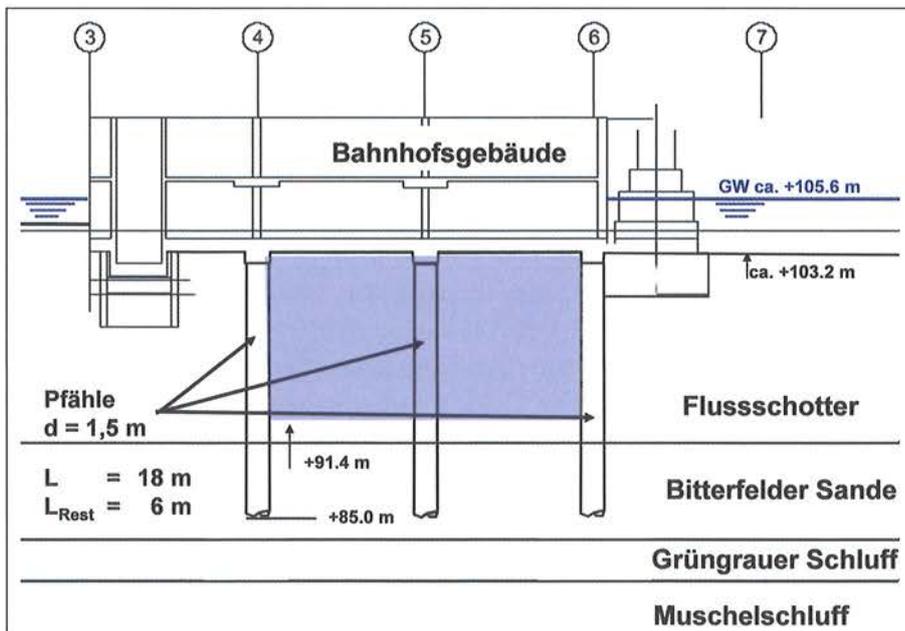
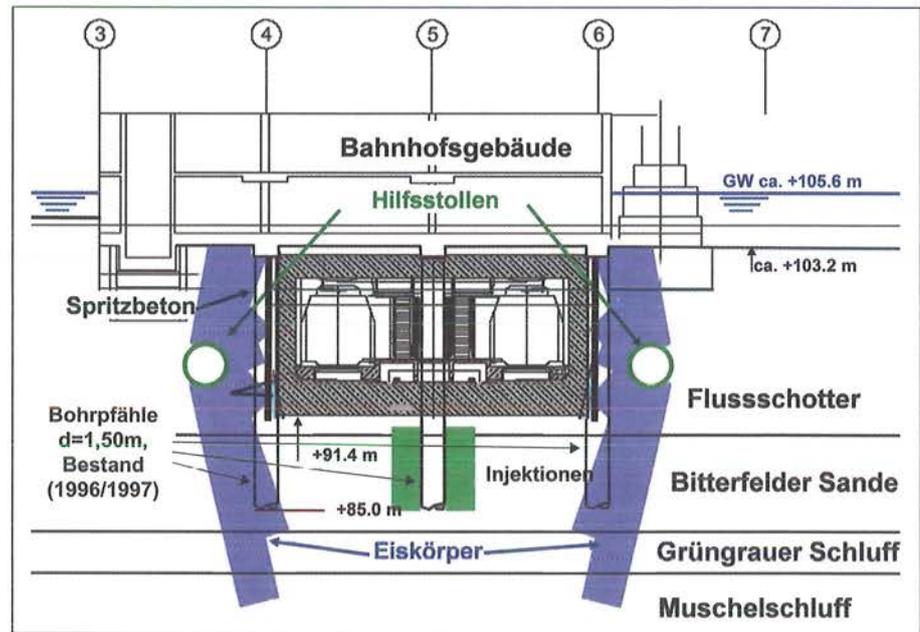


Bild 4: Querschnitt des Unterfahrungsbereiches

Bild 5: Eiskörper, Querschnitt



geplant. Zur Herstellung dieser Körper wurde vorab ausserhalb des späteren Tunnelquerschnittes auf jeder Seite ein Hilfsstollen im Rohrvortriebsverfahren hergestellt, vgl. Bild 5.

Die Stahlbetonvortriebsrohre hatten einen Innendurchmesser von 2,40 m und eine Wanddicke von 30 cm. Die Stollen wurden nacheinander mit einer Schildmaschine mit bentonitgestützter Ortsbrust aufgeföhren. Durch einen an die Wasser- und Erddrücke angepassten Stützdruck, durch kontinuierlichen Vortrieb und durch ständige automatische Setzungsmessungen gelang der planenden und ausführenden Firma ein äusserst setzungsarmer Vortrieb mit maximalen Setzungen von ≤ 3 mm. Sogar der zu unterföhrende Pfeiler 1, vgl. Bild 4, mit rechnerischen Sohlpressungen von 280 kN/m^2 erfuhr dabei nur Setzungen von 2 mm.

Von diesen Stollen aus wurden nach oben bis unter die Bahnhofssohle und nach unten bis in den grundwasserstauenden Muschelschluff Gefrierbohrungen abgetäuft. Insgesamt wurden in beiden Stollen 1.071 Gefrierrohre mit einer Gesamtlänge von 8.235 m und 119 Temperaturmessrohre eingebaut. Die Gefrierrohre wurden dabei so angeordnet, dass zwischen den Rohren Bohrgassen von ca. 50 cm lichter Breite verblieben. Die mit diesen Bohrungen aufgeföhrenen Eiswände hatten eine Länge von jeweils rund 86 m und eine Höhe von 28 m. Aus Kapazitätsgründen wurden die Eiskörper nacheinander aufgeföhren. Hierfür waren insgesamt 7 Monate erforderlich. An den Enden des Unterföhrensbereichs schlossen die Eiskörper an die o. g. Schottwände an.

Die Abmessungen der Frostkörper waren durch konstruktive Randbedingungen und durch statische Erfordernisse vorgegeben. Für ihre statische Aufgabe mussten die Wände eine Dicke von mindestens 3,5 m und eine charakteristische Druckfestigkeit von $\leq 3 \text{ MN/m}^2$ haben. Grundlage für diese Berechnungsansätze war ein umfangreiches Untersuchungsprogramm im Zuge der Vorplanung, mit dem das Verhalten der anstehenden Böden beim Aufgeföhren und im geföhrenen Zustand erforscht wurde. Dabei wurden u. a. die Volumenzunahme beim Aufgeföhren, die Festigkeiten der Frostkörper und das Kriechverhalten ermittelt. So ergaben sich z. B. für eine Temperatur von $-10 \text{ }^\circ\text{C}$ im Flusschotter Druckfestigkeiten von $3,6 \text{ MN/m}^2$ und in den Bitterfelder Sanden Festigkeiten von $5,3 \text{ MN/m}^2$.

Die Ausbildung und Aufrechterhaltung der Frostkörper wurde durch ca. 700 Temperaturmessgeber, die auf 119 Messrohre verteilt waren, überwacht. Die Dichtigkeit der Wände wurde laufend durch Pegelmessungen und durch Messung der abgepumpten Wassermengen kontrolliert.

Nach dem Aufgeföhren der Eiskörper wurde der Tunnel bis zur Endaushubtiefe von 12 m unter der Bahnhofssohle lagenweise ausgehoben. Dabei wurden die Eiswände nach jedem Aushubschritt mit einer Fräse profiliert, mit einer 30 cm dicken bewehrten Spritzbetonschale versiegelt und mit 3 bis 4 Ankerlagen gesichert. Aufgrund der grossen horizontalen Erd- und Wasserdrücke, die im Sohlbereich bis zu 200 kN/m^2 betragen, waren insgesamt 239 Vorspannanker mit bis zu 31 m Länge und 1.000 kN Tragfähigkeit erforderlich.

Für die Herstellung der Anker war besondere Sorgfalt erforderlich, da eine Beschädigung der Gefrierrohre unbedingt zu vermeiden war. Aus diesem Grund war eine genaue Einmessung der Gefrierrohre und der Anker erforderlich. Darüber hinaus wurde die Bohrstrecke im Eiskörper mit einer Spüllanze hergestellt, so dass ein Anbohren der Gefrierlanzen ausgeschlossen werden konnte. Dank der guten Planung und der sorgfältigen Ausführung gingen bei der Herstellung der 239 Anker lediglich 2 Gefrierrohre verloren, was die Dichtigkeit und Tragfähigkeit des Eiskörpers nicht gefährdete. Die unterste Sicherung der Eiswände wurde nach dem letzten Aushubschritt in Form einer 40 cm dicken unbewehrten Betonsohle eingebaut.

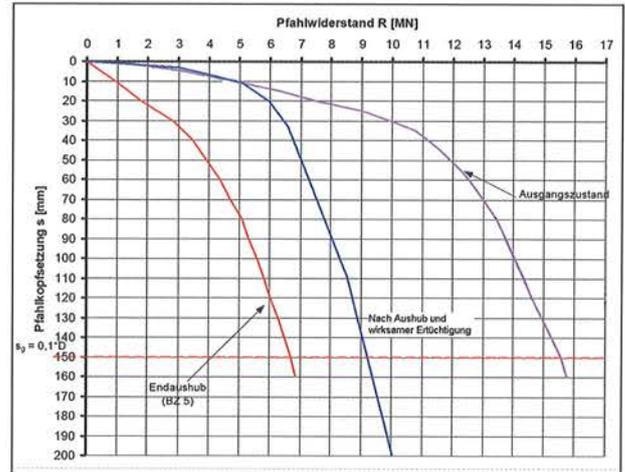
Für den Aushub und die Herstellung der Tunnelblöcke mussten die Eiskörper 14 Monate aufrechterhalten werden. Hierbei zeigte sich u. a., dass es zweckmässig gewesen wäre, den Solekreislauf für die Gefrierrohre unterhalb der Baugrubensohle vom Kreislauf für die Rohre oberhalb der Sohle zu trennen, weil die Eiswände in den freigelegten Bereichen trotz Betonvorsatzschale und Luftpolsterfolie stärker gekühlt werden mussten, als die tief liegenden Wandteile. Es liess sich daher nicht vermeiden, dass die Eiskörper auch im Muschelschluff auf Dicken bis 10 m und mehr anwuchsen und dadurch auch Frosthebungen des Auffahrbereiches auftraten. Insgesamt kam es im Verlauf der Bauzeit zu grossräumigen Hebungen von bis zu 50 mm, die jedoch zum Teil auch aus der Aushubentlastung resultierten.

Von diesen Phänomenen abgesehen, verliefen die Herstellung und Aufrechterhaltung der Frostkörper weitestgehend planmässig und damit für alle Beteiligten zufriedenstellend.

4.2 Bohrpfähle

Im Bereich der Unterfahrung besteht die Gründung des Bahnhofs aus 3 Reihen Bohrpfähle. Hiervon standen die beiden äusseren Bohrpfahlreihen innerhalb der Eiskörper, so dass sie im Zuge des Aushubs keinen Tragfähigkeitsverlust erfuhren. Die mittlere Bohrpfahlreihe dagegen wurde durch den Aushub auf 12 m Länge freigelegt, so dass nach Fertigstellung der Baugrube nur noch eine Pfahlänge von 6 m für die Lastabtragung zur Verfügung stand. Vorberechnungen auf der Grundlage von Versuchen mit Probepfählen in unmittelbarer Nähe des Hauptbahnhofes hatten gezeigt, dass die Tragfähigkeit der z. T. hoch belasteten Pfähle mit der Resteinbindelänge von 6 m ohne Zusatzmassnahme nicht ausreichte, siehe Bild 6.

Bild 6: Widerstand - Setzungslinien, vereinfacht



Als Lösung dieser Ingenieuraufgabe wurden letztlich zwei einander ergänzende Massnahmen geplant und durchgeführt:

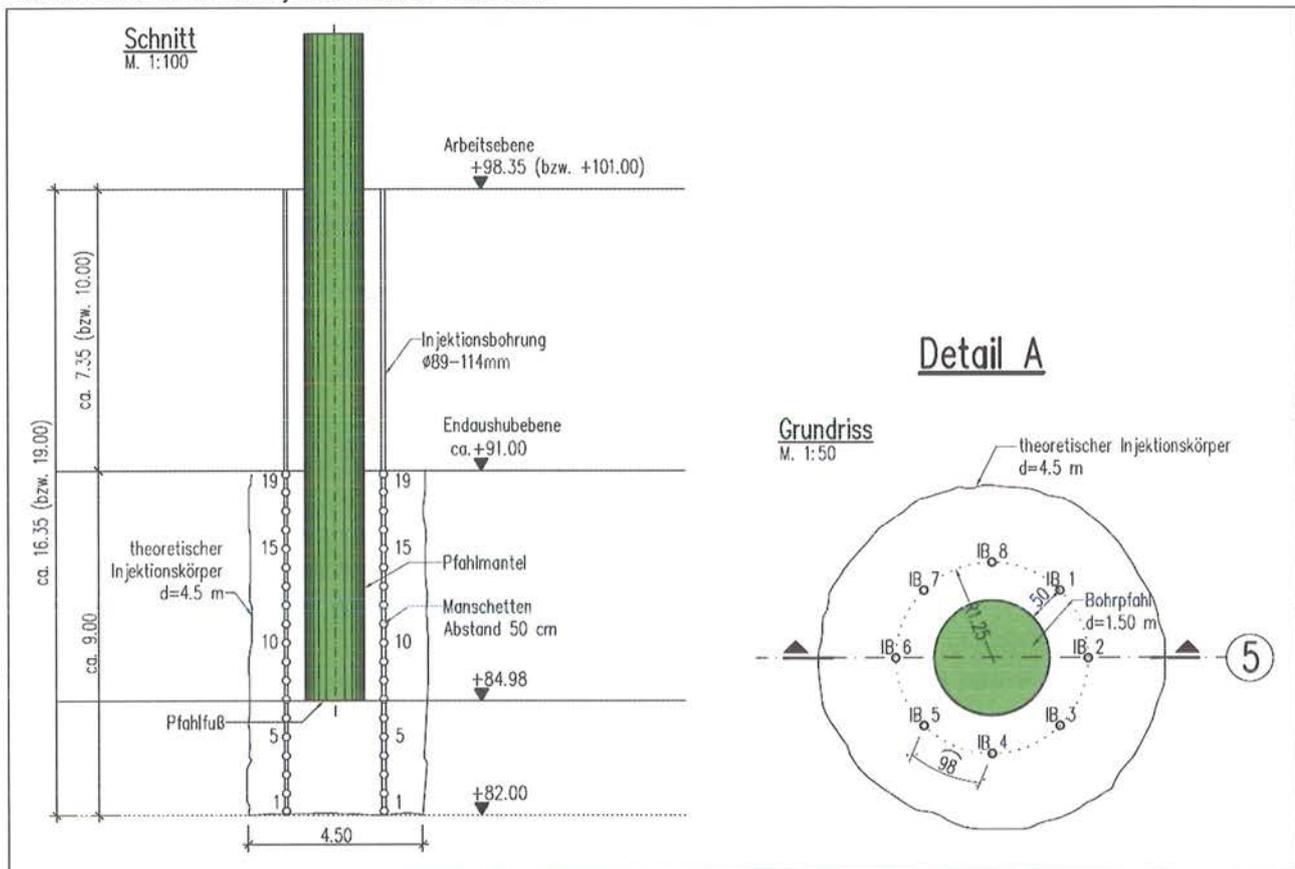
Zum einen wurden in alle Pfähle der Mittelreihe unterhalb des Pfahlkopfbalkens Hydraulikpressen eingebaut. Nach einem ersten Aushubschritt von ca. 3 m Höhe wurden hierzu mittige, rechteckige Öffnungen in die Pfähle gesägt und die Pressen dort eingestellt, vgl. Bild 7. Anschließend, nach dem Anfahren der Pressen, wurden die Pfähle vollständig durchgetrennt. Über diese Pressen, die im Bauzustand die gesamte Pfahllast übertrugen, war ein Ausgleich der Setzungen der Pfähle sowohl in der Erfüchtigungs- als auch in der Aushubphase möglich, ohne dass das darüber befindliche Gebäude relevante Differenzverformungen erfahren hätte.

Bild 7: Bohrpfahl mit eingebauter Presse



Als zweite Massnahme wurden nach dem Presseneinbau von der zweiten Aushubebene aus rings um den verbleibenden Pfahlabschnitt unterhalb der späteren Aushubsohle Zementinjektionen (Verdichtungsinjektionen) über Manschettenrohre durchgeführt (vgl. Bild 8). Der

Bild 8: Manschettenrohrinjektionen am Pfahlmantel



ringförmige Injektionsbereich wurde dabei bis 3 m unter den Pfahlfuß geführt, so dass nicht nur die verbleibende Mantelreibung, sondern auch die Tragfähigkeit an der Pfahlspitze verbessert wurde. Die Injektionsrohre wurden während des Aushubs sukzessive mit dem Aushub gekürzt und konnten auf diese Weise jederzeit erneut beaufschlagt werden. Auf der Grundlage der Probepfahlversuche und rechnerischer Untersuchungen der Bauwerkspfähle wurden die Ertüchtigungsinjektionen auf die Pfähle beschränkt, die Kräfte von mehr als 4 MN abzutragen hatten.

Mit diesen Massnahmen konnten sowohl Verformungen der Pfähle ausgeglichen werden als auch deren Tragfähigkeit vor Beginn des Aushubs und während des Aushubs jederzeit erhöht werden.

5. Messungen

Beide Massnahmen – sowohl das Aufgefrieren der Eiskörper als auch die Ertüchtigung der Pfähle und der Verformungsausgleich an den Pfählen – wurden durch umfangreiche Messungen kontrolliert und gesteuert.

Die Herstellung der Eiswände wurde in erster Linie durch Temperaturmessgeber kontrolliert, die an verschiedenen

Querschnitten der Gefrierkörper angeordnet waren, so dass aus der Kenntnis der Baugrundtemperaturen ein Bild vom Eiskörperquerschnitt gewonnen werden konnte. Darüber hinaus wurde die Dichtigkeit der Eiskörper durch Pumpversuche und durch Pegelmessungen von Anfang an überwacht.

Für die Pfähle war ebenfalls ein aufwändiges Messprogramm erstellt worden. Als wichtigstes Steuerungselement, was gleichzeitig auch Bestandteil des Standsicherheitsnachweises war (Beobachtungsmethode), wurden die Absolutverschiebungen der Bahnhofssohle im gesamten Bereich der Unterfahrung überwacht. Hierbei wurde u. a. das Ziel verfolgt, dass die Bahnhofssohle in benachbarten Punkten, die einen Abstand von ≤ 5 m hatten, keine grösseren Differenzverformungen als 3 mm erfahren sollten. Zusätzlich wurden die Pressenkräfte gemessen und auf diese Weise ein genaues Bild der Pfahllasten gewonnen.

Insgesamt ergaben sich infolge des Aufgefrierens der Eiskörper – vor allem durch Volumenzunahmen im Bereich des Muschelschluffs und durch Aushubentlastung im Auffahrbereich – letztendlich Hebungen des gesamten Westflügels des Bahnhofs in der Grössenordnung von rund 50 mm. In Bild 9 sind die Hebungen der Bahnhofs-

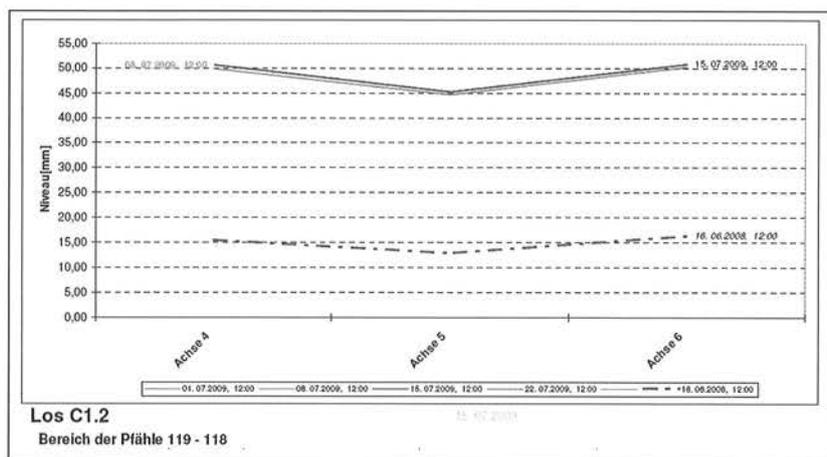


Bild 9: Hebungen der Bahnsohle infolge Vereisung

sohle kurz vor Fertigstellung der Tunnelblöcke für einen Querschnitt dargestellt. Die Standsicherheit des Bahnhofs im Hinblick auf die Hebungen war durch eine Kombination aus rechnerischen Nachweisen und Gutachten jederzeit belegt.

6. Zusammenfassung

Die Unterfahrung des Hauptbahnhofes erfolgte mit Hilfe zweier ungewöhnlicher Ingenieurmassnahmen: Erd- und Wasserdruck wurden durch zwei künstliche, rückverankerte Eiswände gehalten, in deren Schutz die Tunnelbaugrube ausgehoben wurde. Die Gründungspfähle des Bahnhofs, die im Zuge des Aushubs 2/3 ihrer wirksamen Einbindelänge verloren, wurden einerseits durch Zementinjektionen im Fussbereich ertüchtigt, und gleichzeitig wurden auftretende Verformungen durch hydraulische Pressen zwischen den Pfählen und der Bahnsohle ausgeglichen.

Die erfolgreiche Ausführung der Baumassnahme bestätigte die Richtigkeit der gewählten Sondermassnahmen.

Literaturhinweise

- [1] DEGES, Berlin; Schüssler-Plan / DE-Consult: Ausschreibungsunterlagen Los C, 2004
- [2] Arge City-Tunnel Leipzig Los C (STRABAG): Ausführungsplanung, ab 2005
- [3] Matrisch, E.: Rohrvortrieb für City-Tunnel Leipzig, Tunnel 2/2008
- [4] CDM Jessberger GmbH, Bochum: Fachgutachterliche Stellungnahme zur Vorplanung des Vereisungskonzeptes Hbf City Tunnel Leipzig, vom 06.09.2004
- [5] Franz, S., Städing, A.: Ertüchtigung der Bestandspfähle unter dem Hauptbahnhof Leipzig beim Neubau des City-Tunnels Leipzig. Vortrag auf dem Pfahlsymposium der TU Braunschweig, 19. u. 20.02.2009
- [6] Franz, S., Städing, A.: City-Tunnel Leipzig: Unterfahrung des Hauptbahnhofes im Schutze einer Baugrundvereisung. Vortrag auf der STUVA-Tagung 2009 in Hamburg, Dezember 2009
- [7] Glitsch, Winfried, Hass, Helmut: Bau der Station Hauptbahnhof für den City-Tunnel Leipzig im Schutze einer Baugrundvereisung – eine besondere Herausforderung. Vortrag 1. Münchner Tunnelbau-Symposium der Universität der Bundeswehr, 29.05.2008

Durchmesserlinie Zürich, Bahnhof Löwenstrasse – Baumethoden und Logistik für den neuen unterirdischen Durchgangsbahnhof

Peter Kübler, Dipl. Bauing. ETH; Basler & Hofmann, Zürich
Max Bösch, Dipl. Bauing. HTL; SBB AG, I-PM-DML, Zürich

ZÜRICH CROSS RAIL, LOEWENSTRASSE TRANSIT STATION – CONSTRUCTION METHODS AND LOGISTICS FOR THE NEW UNDERGROUND TRANSIT STATION

The heart of the Zurich Cross Rail is the new underground Loewenstrasse transit station. The future Loewenstrasse transit station will have four tracks with two centre platforms. These are planned both for commuter rail traffic and for the intercity rail traffic.

Three amply-dimensioned cross passages at the station and various well-positioned staircases provide short transfer ways to all parts of the main station. They also connect the whole station optimally with the city.

With construction work under tracks 4 – 9 in the vicinity of the Zurich main station HB rather special boundary conditions result. The rail and station operations must always be guaranteed and all construction processes

and construction methods have to be taken into account.

These boundary conditions can be best satisfied with the selected top-down excavation method carried out in stages and the construction of tracks and platforms under temporary bridges, but the execution of such demanding construction work can be very complex and time-consuming.

1. Zusammenfassung

Über 340'000 Reisende benützen täglich den Zürcher Hauptbahnhof. Er ist die Drehscheibe und zugleich Taktgeber für den schweizerischen Bahnverkehr. Im Jahre 2020 werden jeden Tag über eine halbe Million Passagiere und Passanten im Hauptbahnhof Zürich ein-, aus- oder umsteigen. Der Zugverkehr wird entsprechend wachsen, womit die Anlage an ihre Kapazitätsgrenzen stösst. Mit der Inbetriebnahme im 2013 bringt die Durchmesserlinie – mit der Anbindung an den Hauptbahnhof – die entscheidende Mehrkapazität.

Der unterirdische viergleisige Bahnhof «Löwenstrasse», direkt unter den bestehenden Gleisen 4–9 des Hauptbahnhofes, ist das Herzstück der neuen Durchmesserlinie.

Die Investitionskosten für das Projekt Durchmesserlinie belaufen sich auf rund 2.03 Mia Schweizer Franken.

Nachfolgend geben wir einen kurzen Überblick über das Gesamtprojekt und wird der Bahnhof Löwenstrasse eingehend dargestellt.

2. Allgemeiner Projektbeschreibung

2.1 Durchmesserlinie

Die Durchmesserlinie 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.

Bild 1: Die Durchmesserlinie mit den 4 Abschnitten (Quelle SBB AG)



2.2 Hauptbahnhof Zürich

1'900 Züge fahren täglich in den Bahnhof ein- und aus. Sie verteilen sich auf 20 oberirdische Gleise im Kopfbahnhof Zürich HB und 4 unterirdischen, durchgehenden Gleisen im Bahnhof Museumstrasse. Für die nächsten 20 Jahre prognostiziert die Bahn eine Verkehrszunahme von über 30 %. Die heutigen Gleisanlagen können diese Steigerung nicht mehr bewältigen. Dank der Erweiterung des Hauptbahnhofs Zürich mit dem Bahnhof Löwenstrasse als 2. unterirdischer Durchgangsbahnhof wird die notwendige Kapazitätssteigerung erreicht und gewinnt der Wirtschaftsstandort Zürich an zusätzlicher Attraktivität.

3. Bahnhof Löwenstrasse

3.1 Projektbeschreibung

Die Lage des Hauptbahnhofs mitten in der Stadt verumöglicht einen Ausbau der oberirdischen Gleise. Aus städtebaulichen Gründen fällt auch eine Hochlage des

neuen Bahnhofes ausser Betracht. In einer auf Mobilität und Flexibilität ausgerichteten Zeit sind kurze Umsteigezeiten für die Bahnkundschaft aber entscheidend. Das Projekt muss für diese massgebenden Faktoren komfortable und zweckmässige Lösungen anbieten, damit sich diese grossen Investitionen auszahlen. Die attraktivste Lösung kann mit einem neuen Durchgangsbahnhof unter den oberirdischen Gleisen angeboten werden.

Bild 2: Hauptbahnhof Zürich mit neuem Bhf Löwenstrasse (Quelle ig zalo)

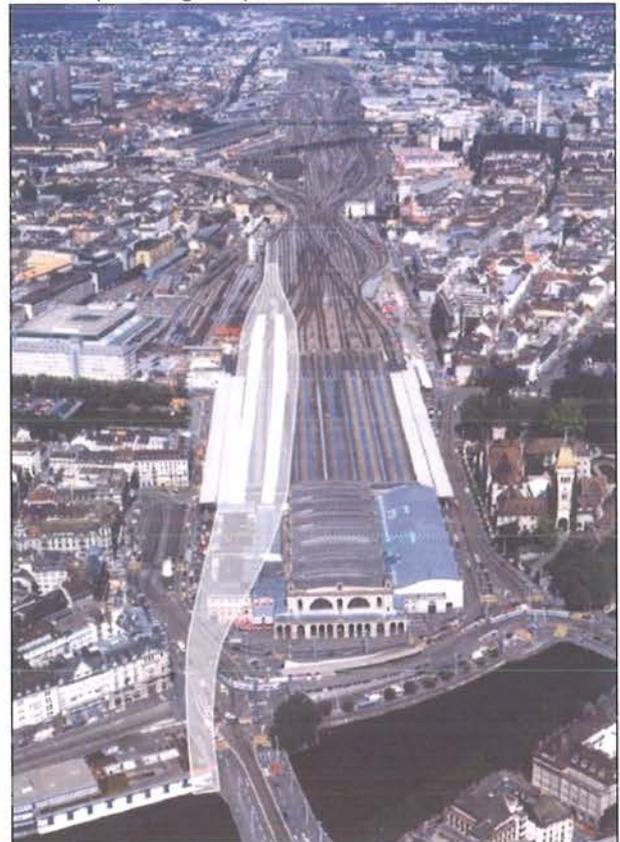


Bild 3: Lage des Bahnhofes Löwenstrasse (Quelle ig zalo)

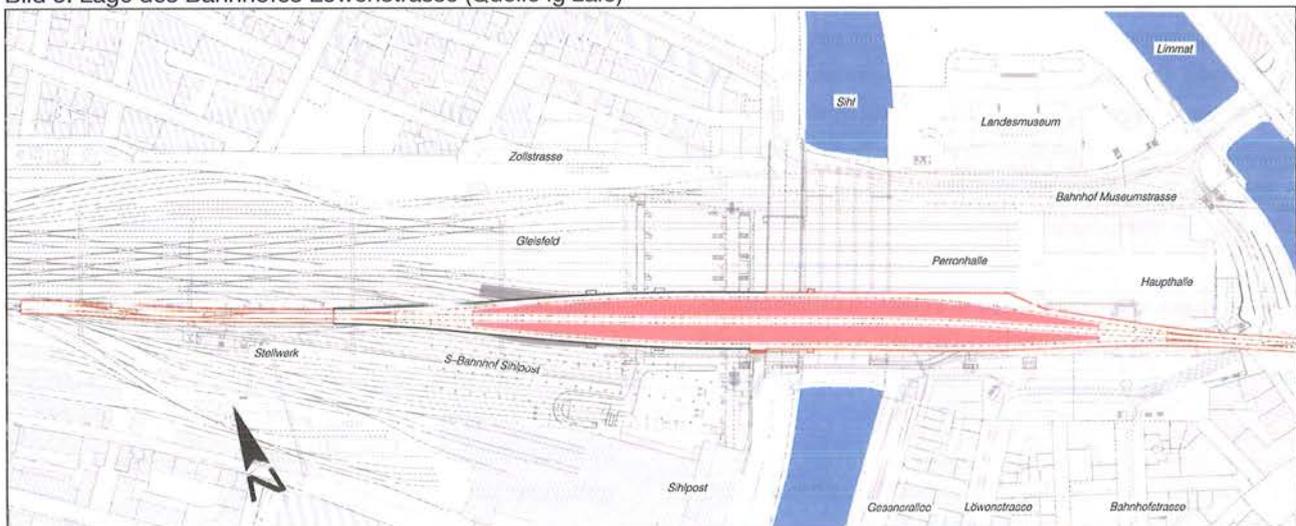
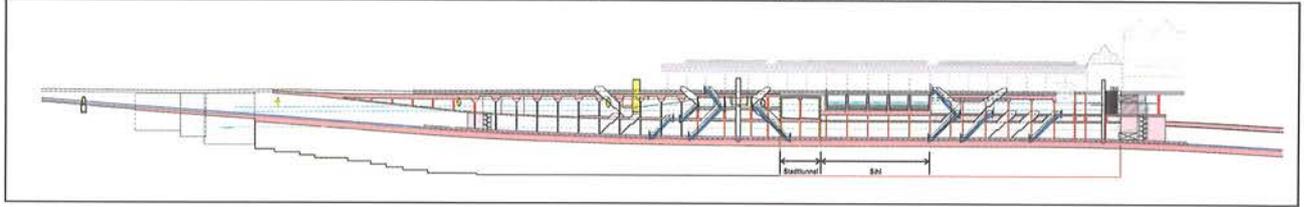
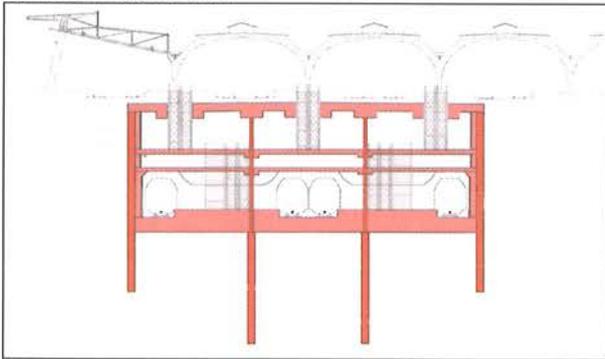


Bild 4: Längsschnitt durch den Bahnhof Löwenstrasse (2-fach überhöht) (Quelle ig zalo)



Die Wahl der Gleiskote unter der Oberfläche bestimmen zwei massgebende Objekte unter dem Hauptbahnhof Zürich. Der Bahnhof Löwenstrasse muss die beiden Hindernisse, den Fluss Sihl und das Lichtraumprofil einer geplanten Autobahn, unterqueren. Dadurch ist eine Gleislage von 16 m unter der Oberfläche vorgegeben.

Bild 5: Querschnitt durch den neuen Bahnhof unter den bestehenden Gleisen



Der künftige Bahnhof Löwenstrasse verfügt über vier Gleise mit zwei Mittelperrons. Diese sind für den S-Bahnverkehr wie auch für interregionale Züge vorgesehen, weshalb die Perrons eine Länge von 420 m aufweisen. In den Spitzenzeiten können alle zwei Minuten 400 m lange Doppelstockzüge mit maximal 2'000 Personen einfahren. Im Zwischengeschoss oberhalb des neuen Perrongeschosses sind die Zirkulationsflächen für die Bahnkunden angeordnet. Drei grosszügige Passagen quer zum Bahnhof und die verschiedenen, gut platzierten Aufgänge er-

geben kurze Umsteigebeziehungen in alle Teile des Hauptbahnhofes. Sie verbinden auch den ganzen Bahnhof optimal mit der Stadt.

Die Randbereiche der Zirkulationsflächen werden kommerziell genutzt und ergeben so attraktive Einkaufsmöglichkeiten. Diese Verkaufsflächen im Hauptbahnhof gelten als umsatzstärkste Standorte der Schweiz und sind entsprechend begehrt. Die insgesamt 28'000 m² Kommerzflächen ergeben das grösste Shoppingcenter mit eigenem Hauptbahnhof. Hier können unabhängig von der Witterung alle Bedürfnisse des Alltages in angenehmer Atmosphäre auf dem Weg von oder zur Arbeit befriedigt werden.

3.2 Randbedingungen für die Ausführung

In der heutigen Zeit ist das Bauen zur Hauptsache durch folgende zwei Aspekte geprägt: den Termin- und den Kostendruck. D. h. alles soll in noch kürzerer Zeit rationeller und günstiger gebaut werden.

Diese Aspekte sind natürlich auch Randbedingungen für den Bau des Bahnhofs Löwenstrasse. Daneben sind aber auch folgende, weitere Randbedingungen zu beachten, die das ganze Bauvorhaben sehr komplex und trotz Kostendruck noch aufwändiger werden lassen.

Bild 6: Zirkulations- und Ladenflächen im Zwischengeschoss (Quelle ig zalo)



Heute übliche Randbedingung

- Grosser Termindruck
- Innerstädtische Verhältnisse
- Bestehende Bauwerke und Werkleitungen
- Enge Platzverhältnisse

Ausserordentliche Randbedingungen beim Bhf. Löwenstrasse

- Gewährleistung Zugsverkehr
- Gewährleistung Bahnbetrieb (Reisende, Passanten)
- Einhaltung der Umweltauflagen (Bahntransporte, Grundwasserschutz etc.)
- Anforderung Denkmalpflege

Zudem liegt der neue unterirdische Bahnhof einerseits unter den Gleisen 4 bis 9 des HB Zürich und muss auch die Sihl und den geplanten Stadttunnel unterqueren. Daraus ergeben sich zusätzliche, geometrische Anforderungen und aufwendige Bauabläufe, die ein sehr komplexes Umfeld schaffen.

Wegen diesen ausserordentlichen Randbedingungen und dem komplexen Umfeld wird die Ausführung des neuen unterirdischen Bahnhofs zu einer aussergewöhnlichen, sehr herausfordernden Bauaufgabe.

3.3 Etappierte Ausführung

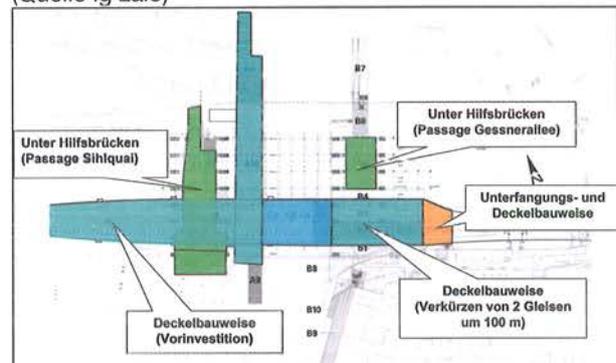
Aus technischen und politischen Gründen wird der Bahnhof Löwenstrasse in Etappen erstellt.

1. Etappe: Vorinvestitionen von 2002 bis 2004
2. Etappe: Vorzeitiger Ausbau Passage Sihlquai von 2005 bis 2008
3. Etappe: Vollausbau Bahnhof Löwenstrasse mit verschiedenen Baubereichen 2007 bis 2013

4. Baumethoden und Bauabläufe

4.1 Verschiedene Baubereiche (Baumethoden)

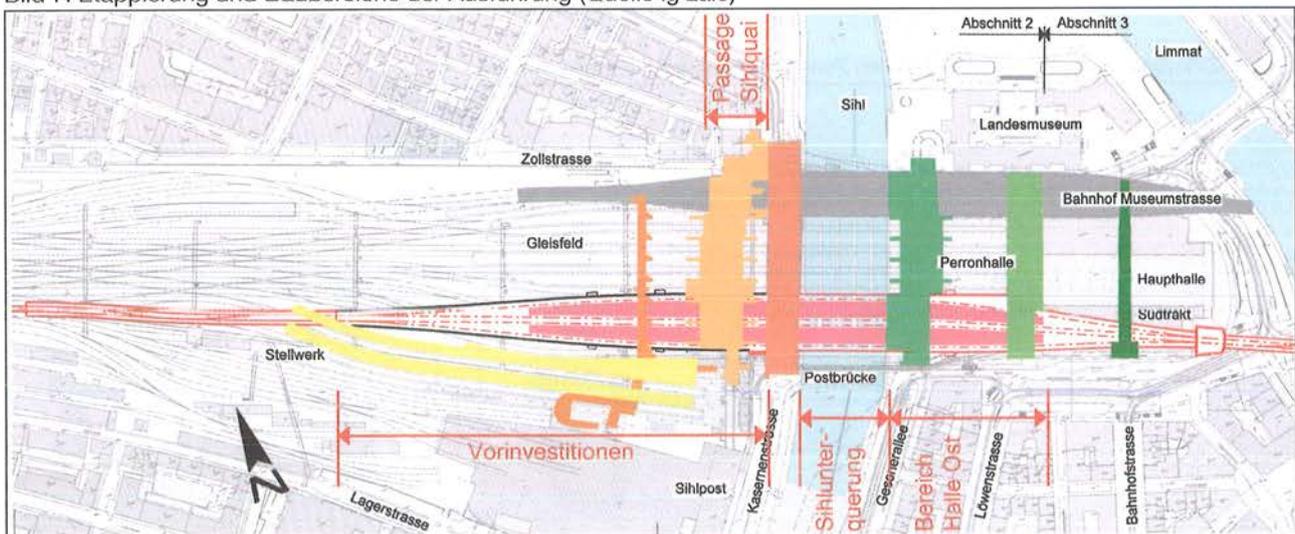
Bild 8: Anwendung der verschiedenen Baumethoden (Quelle ig zalo)



Die wesentlichen Baumethoden für die Erstellung des Bahnhofs Löwenstrasse sind:

- Deckelbauweise: Für die Erstellung der Fundationen und des Deckels werden jeweils 2 Gleise ausser Betrieb genommen (Vorinvestitionen) oder 3 Gleise um 100 m verkürzt (Halle Ost).
- Bauen unter Hilfsbrücken: Es werden möglichst schnell Hilfsbrücken erstellt, Bau der Konstruktion unter den Hilfsbrücken, d. h. kurze Gleissperrungen oder Einbau in Nachteinsätzen (Passage Sihlquai und Gessnerallee).

Bild 7: Etappierung und Baubereiche der Ausführung (Quelle ig zalo)



- Unterfangungsbauweise: Das denkmalgeschützte Gebäude wird mit einer Stahlkonstruktion abgefangen und dann die Untergeschosse erstellt (Südwesttrakt).

4.2 Deckelbauweise

Mit der Deckelbauweise kann nach der Erstellung des Deckels die Oberfläche für die restliche Bauzeit wieder allgemein genutzt werden. Im Bahnhof bedeutet dies, dass während der restlichen Bauzeit unter dem Deckel die Bahninfrastrukturen wieder in Betrieb genommen werden können. In der Sihl kann nach der Erstellung des Troges, der gleichzeitig als Deckel für das Perrongeschoss dient, der Fluss wieder durch den jeweiligen Durchlass geleitet werden.

Die nachfolgenden Bilder zeigen unter welch beschränkten Platzverhältnissen in HB Zürich gearbeitet werden muss.

Bild 9: Halle Ost: Abfangung Hallendachstützen für Deckelbau (Quelle ig zalo)



Bild 10: Vorinvestitionen: Schlitzwandarbeiten zwischen Betriebsgleisen (Quelle ig zalo)



Bild 11: Sihl: Schlitzwandarbeiten mit Spezialgerät unter Bahnbrücken (Quelle ig zalo)



4.3 Bauen unter temporären Hilfsbrücken

Für die Erstellung der Passagen werden die Hallengleise auf temporäre Gleishilfsbrücken verlegt, damit der Gleisunterbruch möglichst kurz ist. Damit die Gleise aber im Bahnhof benutzt werden können, müssen für die Bauarbeiten auch die Perrons auf Hilfsbrücken gelegt werden.

Bild 12: Mikropfähle als Widerlager für Hilfsbrücken und Baugrubenabschlüsse (Quelle ig zalo)



Bild 13: Einbau Gleishilfsbrücken (Quelle ig zalo)



Bild 14: Betonbau unter den Hilfsbrücken (Quelle ig zalo)



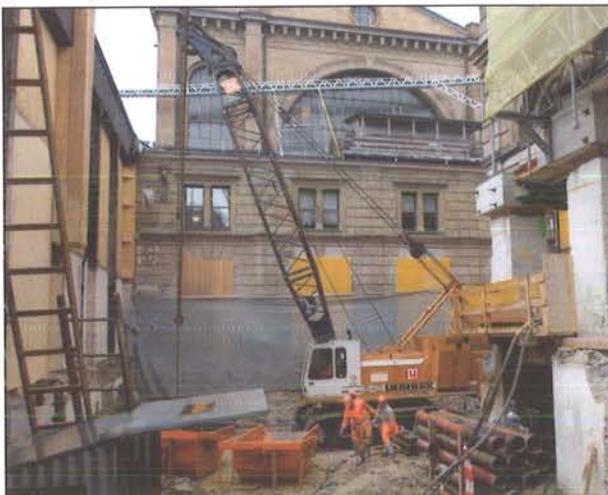
4.4 Bauen in Unterfangungsbauweise

Die Obergeschosse des denkmalgeschützten Südwesttraktes müssen erhalten werden. Dazu werden sie mit einer aufwendigen Stahlkonstruktion abgefangen. Der Bau des Bahnhofs Löwenstrasse erfolgt somit auch in Unterfangungsbauweise unter den Obergeschossen, wobei für die Foundation Mikropfähle, Schlitzwandelemente und Jettingpfähle eingesetzt werden.

Bild 15: Südwesttrakt: Stahlkonstruktion für Abfangung (Quelle ig zalo)



Bild 16: Südwesttrakt: Schlitzwandarbeiten im Posthof (Quelle ig zalo)



5. Logistik

5.1 Baustellenlogistik

Aus Umweltschutzgründen sollen die Massengüter Aushub und Betonkies mit der Bahn ab- und antransportiert werden.

Der Bahnverlad ist aus bahntechnischen und Platzgründen nur an der Zollstrasse möglich.

Die Zulieferung erfolgt mit Förderbändern unter- und oberirdisch bis zum Umschlag- und Verladeplatz.

5.2 Bahntransporte

Der unverschmutzte Aushub wird mit Bahnzügen (18 Wagen) direkt in die Unternehmerdeponie transportiert. Je nach Aushubleistung ergibt das 2 Züge pro Woche bis maximal 2 Züge pro Tag. Per Bahn werden auch die Zuschlagstoffe für die stationäre Betonanlage an der Zollstrasse angeliefert.

Bild 17: Förderband zum Umschlagsplatz Zollstrasse (Quelle ig zalo)



Bild 18: Verlad mit Pneulader auf Bahnzüge (Quelle ig zalo)



6. Schutz vor Sihlhochwasser

6.1 Zielsetzungen und Bewilligungsverfahren

Die Bauherrschaft SBB und Projektverfasser hatten folgende Zielsetzungen:

- Der Bauvorgang ist so festzulegen, dass der Hochwasserabfluss immer gewährleistet ist.
- Grundsätzlich darf die heutige Abflusskapazität nicht wesentlich eingeschränkt werden.

Das Bewilligungsverfahren erfolgte nach Eisenbahnrecht mit Bewilligungsinstanz Bundesamt für Verkehr (BAV). Als kantonale Fachbehörde wirkt das AWEL (Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft) Sektion Wasserbau des Kantons Zürich. Die wichtigsten Anträge bzw. Auflagen lauteten, dass bis spätestens zum Baubeginn folgende Aspekte im Detail zu klären und festzulegen sind:

- Massnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit während der Bauarbeiten am Bahnhof Löwenstrasse bei Hochwasser in der Sihl
- Möglichkeit zur Flutung der Baugrube
- Schaffung von Retentionsvolumen im Sihlsee
- Anschluss an den Hochwasser-Alarm

6.2 Hochwasserproblematik

Die 5 Flussdurchlässe unter dem HB Zürich für die Sihl und den Schanzengraben sind Engnisse im Flussbett und können bei Hochwasser problematisch werden. Das Bild 20 gewährt einen Blick in einen Sihldurchlass. Jeder Durchlass ist etwa 12 Meter breit und die lichte Höhe zwischen Sihl-Sohle und unterkant Eisenbahnbrücken beträgt etwa 3.00 Meter. Links im Bild ist die Untersicht der Eisenbahnbrücken weiss markiert. Die Eisenbahn-

brücken liegen tiefer als die Postbrücke. Blau eingezeichnet ist der Wasserspiegel des Hochwassers von August 2005 mit 280 m³/s.

Das HQ100 beträgt hier 360 m³/s. Diese 360 m³/s würden mit einem Freibord von ca. 45 cm durchfliessen. Dabei besteht allerdings das Risiko einer Verklauung, weil das Freibord theoretisch 1.00 m betragen müsste.

Bild 20: Untersicht Bahnhofbrücken im Sihldurchlass (Quelle SBB AG)



Zur Betrachtung der Hochwasserproblematik gehört auch die Sihl mit ihrem Einzugsgebiet, das eine Fläche von 336 km² aufweist. Das Teileinzugsgebiet des Sihlsees beträgt 157 km² und entspricht damit 47% des gesamten Einzugsgebietes und reicht bis zum Skigebiet Hoch-Ybrig. Die Staumauer des Sihlsee wurde 1937 in Betrieb genommen. Seither fliesst ein grosser Teil des Sihlwassers über die Turbinen des Etzelwerks in Altendorf in den Zürichsee.

Seit der systematischen Messung der Hochwasser (Bild 21) im Jahre 1919 war die Spitze von 1934 mit 340 m³/s am höchsten. Es wird angenommen, dass die Hochwasser in Zukunft wieder etwas verstärkt auftreten, wie das in einem allgemeinen Trend bei anderen Flüssen auch erkannt werden kann.

Bild 19: Logistikachse und Verladeplatz Zollstrasse (Quelle ig zalo)

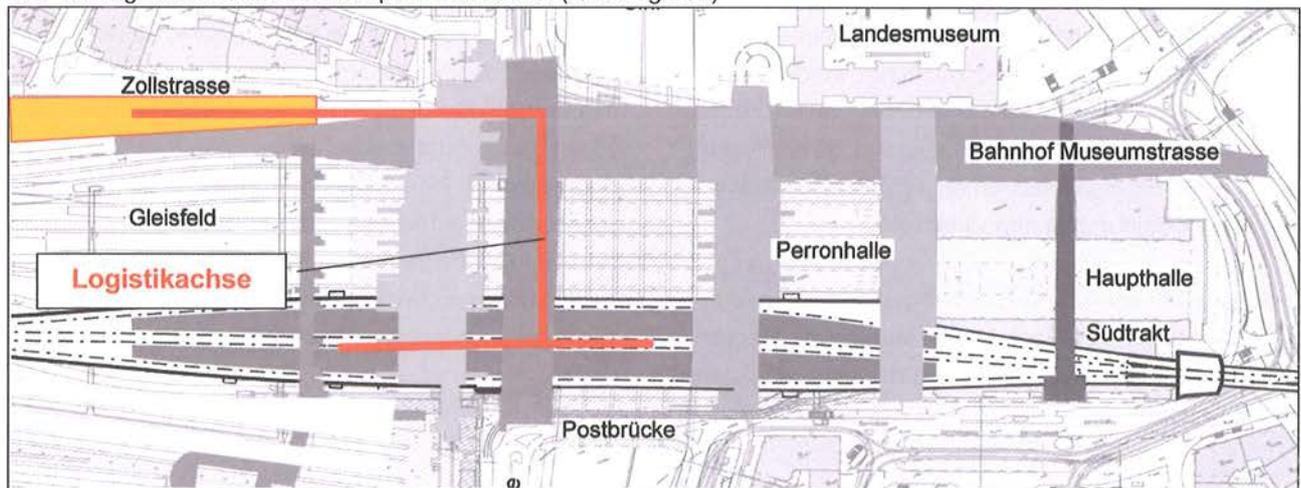
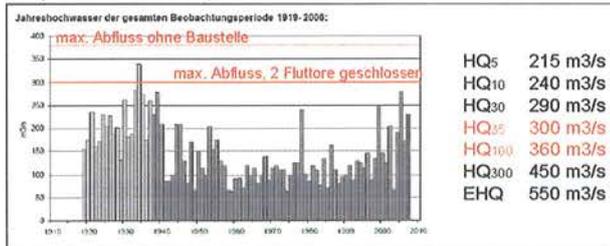


Bild 21: Jahreshochwasser und Jährlichkeit der Abflüsse (Quelle SBB AG)



Die Hochwasserabflüsse sind zudem von der Regulierung des Sihlsees abhängig. Hochwasser können zu jeder Jahreszeit auftreten. Generell lässt sich aber feststellen, dass sehr grosse Hochwasser vorwiegend im Sommerhalbjahr auftreten, dies auch wegen dem Füllstand des Sihlsees, welcher in der Regel im März am tiefsten ist.

Die letzten Abflussspitzen waren im Mai 1999 mit 250 m³/s, im August 2005 mit 280 m³/s und im August 2007 mit 230 m³/s. Wie wir später sehen werden, können diese Abflussspitzen bis 300 m³/s auch während der Bauzeit bei 2 geschlossenen Durchlässen aufgenommen werden.

6.3 Wasserbauliche Massnahmen

Um die Abflusskapazität zu erhöhen und gleichzeitig auch ein Reservevolumen für Geschiebeablagerungen bei Hochwassern zu schaffen, wurden oberstrom auf einer Länge von ca. 400 Metern 7'000 m³ Flussmaterial ausgebagert. Das Mass der Auflandung wird periodisch kontrolliert und bei Erreichen von 2'000 m³ muss wieder ausgebagert werden. Zum Abschluss der Arbeiten müssen die insgesamt 7'000 m³ wieder eingebracht werden, wie es dem Zustand vor Baubeginn entsprochen hat.

Auch unterstrom wurde eine Absenkung der Sohle um ca. 60 cm bis zur Einmündung in die Limmat realisiert. Aufgrund der Absenkung musste die Böschung oder bei Brücken die Brückenpfeiler mit einem Blockwurf gesichert werden. In allen 5 Sihldurchlässen wurde auf der ganzen Länge von ca. 160 Meter die Sohle um 60 cm abgesenkt und mit einer Betonstärke von ca. 30 cm versiegelt. Die Übergangsbereiche zur natürlichen Sihlsohle wurden ebenfalls mit Blockwurf befestigt.

Die Spundwandprofile die das Widerlager der provisorischen Installationsplattform bilden, wurden mit Blechen verschalt, um den hydraulischen Widerstand möglichst klein zu halten.

Eine weitere wasserbauliche Massnahme wurde bei den provisorischen Abstützungen realisiert. Vor einer Flutung der Durchlässe werden die Klapptore heruntergelassen, damit eine durchgehende glatte Wand entsteht als Schutz vor Verklausungen durch Schwemmholz. Im offenen Zustand gewährleisten sie den Zugang der Maschinen und die spätere Wiederherstellung der betonierten Auflagerwand für die Bahnbrücken.

Mit den geschilderten wasserbaulichen Massnahmen wurde erreicht, dass bei 3 von 5 Durchlässen eine Durchflusskapazität von 300 m³/s gewährleistet ist. Dies entspricht ca. einem Wert von 80% gegenüber dem Zustand vor Baubeginn bei 5 Durchlässen mit ca. 380 m³/s.

6.4 Abschottung der Baustelle und Flutung

Die beiden Fluttore oberstrom (Bild 22) bestehen aus einem Trägerrahmen der mit Stahlplatten abgedeckt ist und wiegen je ca. 15 Tonnen. Die Tore sind aufgehängt an Gewindestangen und können mit einfachen Hubpressen angehoben werden. Die Fluttore unterstrom (Bild 23) bestehen aus Betonelementen und aus Spundwandprofilen.

Bild 22: Fluttore oberstrom (Quelle SBB AG)



Kommt es zu einer Flutung der Baustelle, werden zuerst alle Spundwandprofile entfernt, dann wird ein Betonelemente nach dem anderen mit dem Seilbagger herausgezogen und auf der provisorischen Dienstbrücke links im Bild gestapelt. Eine Flutung der Baustelle würde immer von der Seite unterstrom erfolgen. Nach dem Entfernen der ersten Elemente läuft die Baugrube kontinuierlich voll. Ist das Füllen abgeschlossen, werden die Fluttore oberstrom gehoben und das Wasser beginnt durchzufließen.

Bild 23: Fluttur unterstrom (Quelle SBB AG)



6.5 Alarmorganisation

Die Alarmorganisation beschreibt sämtliche Handlungen zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit während einem Hochwasserereignis und insbesondere die Kriterien und Massnahmen zur kontrollierten Baustellenflutung.

Phase 1, Ständige Überwachung bedeutet: Das Wettergeschehen wird aktiv verfolgt, alle Projektbeteiligten erhalten zusätzlich Informationen von den beauftragten Fachspezialisten. Bei kritischen Seeständen > 888.70 m.ü.M. (Wehrreglement) oder bei Alarm Blattwaag $Q = 40$ m^3/s oder 65 m^3/s müssen die Mitglieder des Pikett 1 aufgeboten werden.

Phase 2, Bereitschaft bedeutet: Bei Prognose Q ZHB > 150 m^3/s oder Messung Q Blattwaag = 100 m^3/s trifft sich die Koordinationsgruppe Bau zur Beurteilung des weiteren Vorgehens. Die Pikettgruppe des Unternehmers geht in Stellung.

Phase 3, Flutung bedeutet: Bei Prognose Q ZHB > 300 m^3/s oder Messung Q Blattwaag $> 150 - 300$ m^3/s wird die Flutung der Baustelle durch den Bauherr angeordnet.

Das Öffnen der beiden Fluttore unterstrom und oberstrom beansprucht etwa 2 Stunden. Die vorgängige Räumung der Baustelle von Material, Maschinen und Geräten sowie der Rückzug der Mannschaft beansprucht je nach Bauzustand bis 8 Stunden. Entsprechend früh müssen die Dispositionen getroffen resp. die Entscheide für eine Flutung gefällt werden. Der Alarmplan ist so aufgebaut, dass mit Hilfe von Abflussprognosen die erforderlichen Massnahmen möglichst frühzeitig ausgelöst werden. Die Beteiligten erhalten gemäss der Alarmorganisation SMS-Alarme bei 40 , 65 , 100 , 200 und 300 m^3/s von den verschiedenen Messstellen.

6.6 Erfahrungen

Seit 15.4.2008 sind je zwei Durchlässe gesperrt und wir haben folgende Erfahrungen gemacht:

- Die strengen Auflagen konnten eingehalten und umgesetzt werden.
- Die Funktion der Fluttore wurde getestet und vom AWEL abgenommen.
- Die Alarmorganisation wurde geübt, ist eingespielt und hat sich bewährt.
- Jede Umstellung wird kontrolliert und vom AWEL abgenommen.
- Die Beratungsgruppe hat sich bisher fünf Mal übungshalber getroffen.
- Eine Flutung der Baustelle musste bisher nicht vorgenommen werden.
- Eine Vorabsenkung des Sihlsees musste bisher nicht vorgenommen werden.

Bild 24: Die bisherige Hochwasserspitze von 147 m^3/s am 15.8.2009

Linea ferroviaria Milano–Napoli – Nuova stazione di Bologna Centrale

Paolo Merlanti, Ingegnere
Direttore Tecnico Stone SpA

BAHNLINIE MILANO-NAPOLI – NEUER HAUPTBAHNHOF BOLOGNA

Der Artikel behandelt die bautechnischen Einzelheiten und die dazu gehörige Beobachtung der Arbeiten, die zurzeit im Neuen Bahnhof von Bologna ausgeführt werden.

Die Bauarbeiten sind hauptsächlich wegen der Abmessungen der Aushubarbeiten interessant: 630 m parallel zu den Zügen, 41 m in Querrichtung und 25 m Tiefe in schwierigem Gelände mitten im Stadtzentrum von Bologna.

Die Strukturelemente des Bahnhofs sind absolut innovativ. Sie bestehen aus T-Streben im 12 m-Abstand, die mit Stahlblechen bewehrt sind und mit Nelson-Stiften zusammengehalten werden. Auf ihnen liegen die kleinen Bogengewölbe auf.

Die hydrogeologische Situation ist sehr komplex mit einer Reihe von Grundwasserläufen in den Kies- und Sandschichten, die sich mit schluffigem Ton und Ton-schlamm abwechseln. Die Wasserstauwerte sind äusserst variabel zwischen 10 und 20 Metern.

Die Konstruktionsphasen werden hauptsächlich bottom-up ausgeführt.

Eine ausgedehnte geotechnische und strukturelle Überwachungsanlage aus etwa 4000 unterschiedlichen Instrumenten wurde vorwiegend mit einer ständigen und automatischen Datenübertragung realisiert, um den an Planung und Konstruktion Beteiligten die Daten in Echtzeit zurück zu übermitteln. Diese Daten werden auf einem externen Server mit Zugang über das Internet (Hi-cap-Monitor System) gespeichert.

Introduzione

L'attuale stazione di Bologna movimentata circa 600 treni/giorno con un traffico viaggiatori stimato pari a 80.000 presenze (stima riferita all'anno 1997). Lo sviluppo connesso al sistema AV ed al potenziamento del trasporto regionale e metropolitano ha comportato necessariamente l'esigenza di realizzare una nuova struttura più funzionale, moderna ed efficiente nella organizzazione degli spazi, dei servizi e nella qualità architettonica.

Foto 1: Inquadramento generale dell'opera – Rendering



Il nuovo impianto per la stazione di Bologna Centrale prevede che il traffico AV si svolga interamente in sotterra-

neo con conseguente aumento di «potenzialità» per il traffico Regionale e Metropolitano che continuerà a svolgersi in superficie. La stazione per le nuove linee veloci, è posta a 23 m sotto la superficie, ed è la chiave di volta del progetto di potenziamento del nodo di Bologna.

Foto 2: Rendering piano Kiss and Ride



Foto 3: Rendering Copertura stazione



Inquadramento dell'opera e principali elementi strutturali

La stazione AV di Bologna è progettata per consentire il transito contemporaneo dei convogli della linea ordinaria FS e di quelli della linea AV.

Foto 4: Vista Stazione AV Bologna – Testata Firenze



Le strutture sono articolate su più livelli e prevedono il traffico ordinario alla quota dell'attuale stazione (P.F. +42.40 s.l.m.) ed il passaggio di quello AV ad una quota inferiore (P.F. + 19.10 s.l.m.). Una struttura in acciaio interamente

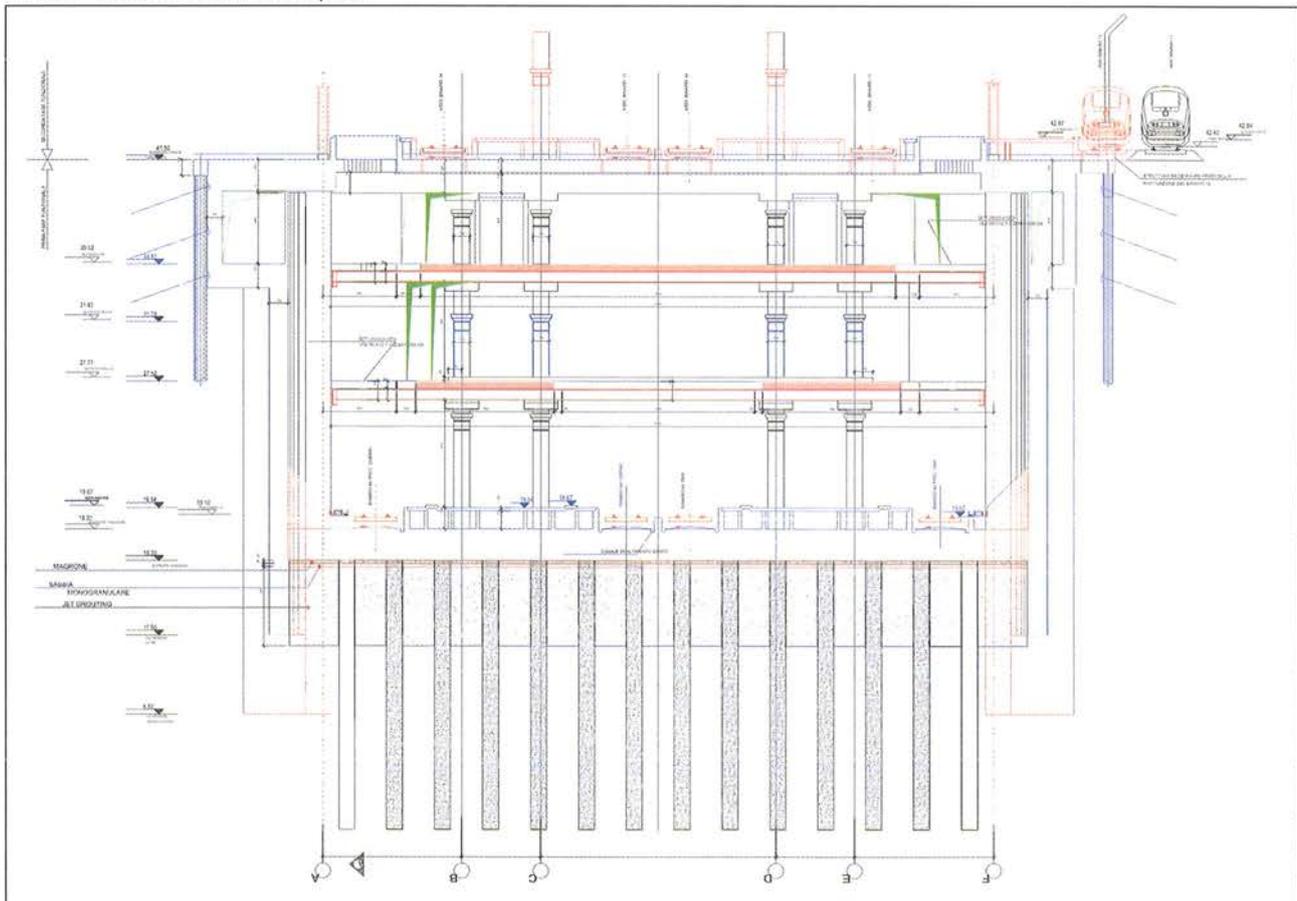
fuori terra, costituisce la copertura del piano FS, mentre la stazione è costituita da una struttura in calcestruzzo armato, interamente interrata, che si sviluppa su cinque livelli: il piano di transito dei convogli AV, il piano nobile (vestibolo) della linea AV, il piano parcheggi, il piano di transito veicolare (detto kiss & ride) e, infine, il piano di transito dei convogli FS. Una sezione tipica della stazione è nella figura no. 5.

Le dimensioni in pianta dell'opera sono: 630 m in direzione parallela a quella di percorrenza dei convogli e 41 m in direzione trasversale. La profondità dello scavo, riferita al piano ferro FS è pari a 25.7 m; la copertura della parte metallica fuori terra si trova, sempre con riferimento al piano del ferro FS, ad una altezza pari a 17.48 m.

Gli assi trasversali, disposti a 12 m l'uno dall'altro, individuano i telai principali della struttura ovvero gli «allineamenti».

I solai presentano in longitudinale giunti ogni 60 m al fine di consentire le dilatazioni dovute alle variazioni termiche. Con riferimento ai giunti la stazione può essere suddivisa in 11 settori, ciascuno dei quali comprende 6 allineamenti, a meno dei settori 10 e 11, che comprendono 5 e 4 al-

Foto 5: Sezione trasversale tipica



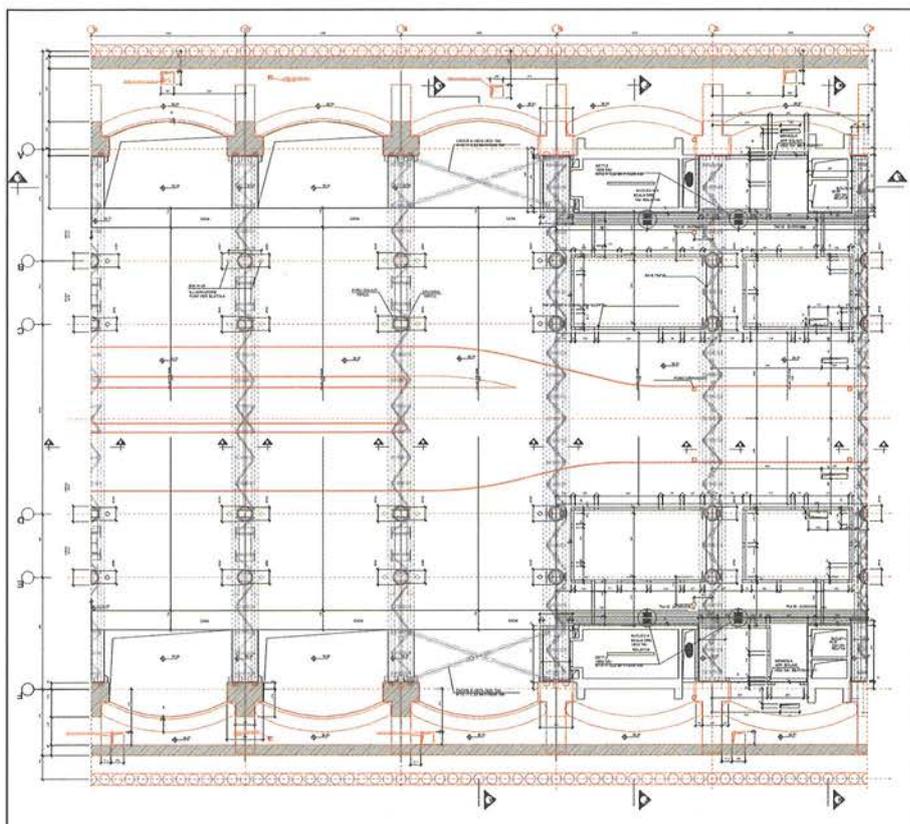


Foto 6: Planimetria settore tipo

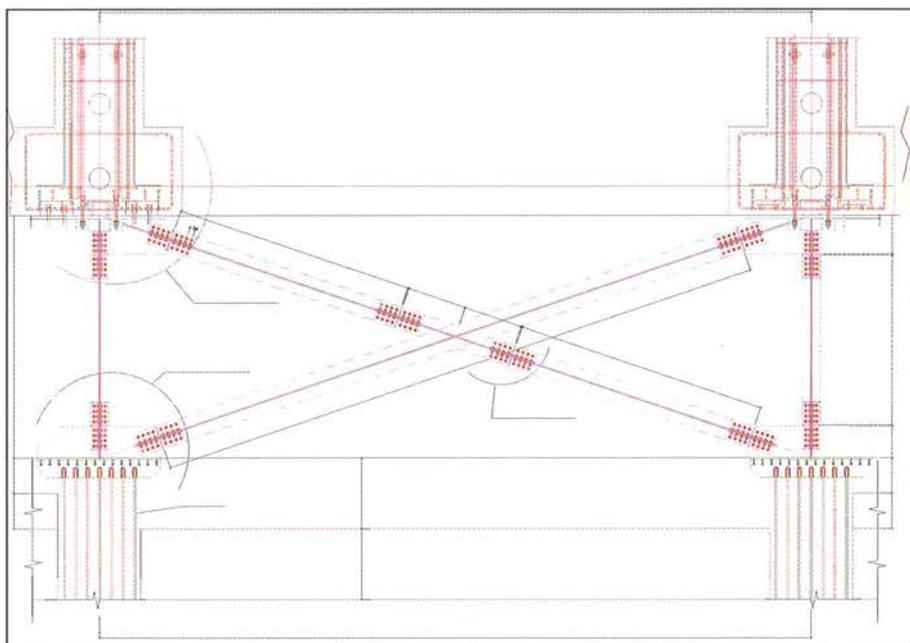


Foto 7: Controvento tipico

lineamenti, rispettivamente. I solai sono appoggiati sugli allineamenti e vincolati allo spostamento nel piano da crociere di controvento ed espansioni in CLS che li vincolano agli speroni.

Le paratie in oggetto sono formate da voltine di spessore 1.2 m connesse a speroni posti ad interasse di 12m. Lo sperone, sezione a T, si fa carico di sopportare tutta la

spinta che il terreno scarica direttamente, più tutta quella che gli viene trasferita dalle voltine.

Gli speroni in calcestruzzo sono armati a flessione per mezzo di lamiere in acciaio, rese collaboranti tramite la predisposizione di pioli Nelson. L'armatura a taglio è prevista con profili metallici a L e con mezze HEM 200 bullonate alle lamiere suddette. Sono previsti, per le lamiere,

dei giunti bullonati che suddividono la «gabbia metallica» in due diversi conci.

Foto 8: Schema strutturale Voltina - Sperone

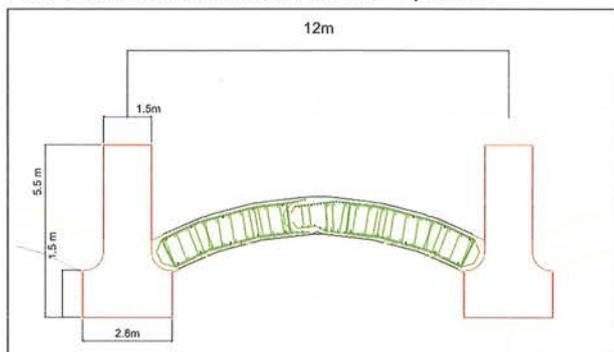


Foto 9: Sperone metallico area di assemblaggio e stoccaggio

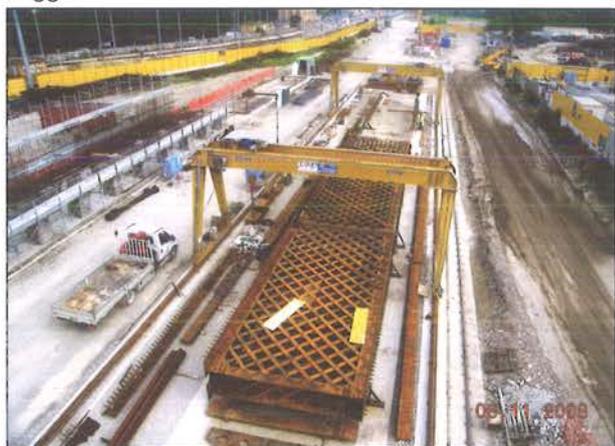
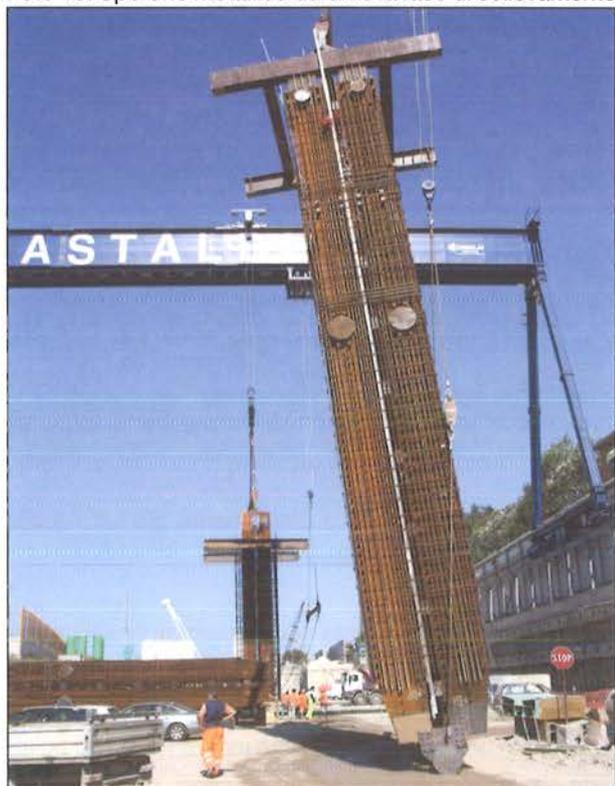


Foto 10: Sperone metallico durante la fase di sollevamento



La messa in opera dello sperone avviene mediante carro-ponte dalla capacità di 100t, e la verticalità dell'elemento è garantita da un sistema di martinettatura idraulica. La precisione dell'operazione ricopre un'importanza notevole in relazione alla necessità di garantire la verticalità dell'elemento in cui sono già presenti gli attacchi per le travi metalliche dei solai.

Foto 11: Sperone metallico – Particolare del sollevamento mediante carro-ponte



Foto 12: Sperone metallico – Particolare martinettatura



Le voltine risultano costituite da 6 pannelli di calcestruzzo delle dimensioni 120 x 280cm. Questi vengono realizzati dal nuovo piano lavoro a quota 34,50 e si sviluppano in profondità fino a quota 11,50 m.

Foto 13: Armatura Voltina quota 34.91 slm



Foto 14: Scavo della voltina



Il progetto prevede che il vincolo del sistema voltine-speroni venga realizzato mediante un puntone in calcestruzzo armato di spessore 1,50 m posto in corrispondenza dell'asse sperone-sperone eseguito sino a quota 9,20m s.l.m. ed un vincolo al piede della struttura ottenuto per consolidamento del terreno di fondazione mediante jet-grouting tra le quote 11,20 e 16,20 m s.l.m.; il piano di imposta della platea di fondo sarà pertanto ottenuto previa «scapitozzatura» del materiale in cls e jet-grouting eccedente la quota di intradosso del solettone.

Per garantire un idoneo coefficiente di sicurezza nei confronti della spinta di galleggiamento e della stabilità del fondo scavo, il solettone di fondo in c.a. verrà ancorato a mezzo di micropali $\phi 250\text{mm}$. della lunghezza di 15,00m disposti secondo una maglia quadrata di 2,50m di lato nel settore A e, in analogia al Progetto Esecutivo, a mezzo di pali trivellati $\phi 1000\text{mm}$ di lunghezza pari a 17,00m (setto- re B2) ed a 15,00m (setto- re B4 e zona testate), disposti secondo una maglia quadrata di 3,00m di lato.

Il tratto superficiale di paratia, da quota kiss&ride a quota piano ferro FS (+41.5m) è costituito da una grossa trave di coronamento che costituisce inoltre il cunicolo impianti della stazione stessa.

Foto 15: Realizzazione del diaframma puntone tra gli speroni

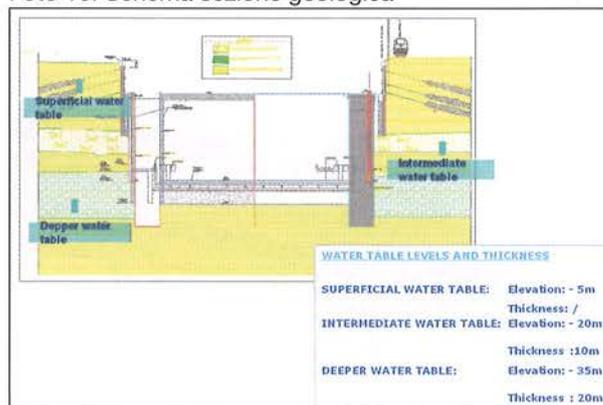


Le fasi esecutive prevedono che il montaggio avvenga prevalentemente con il metodo bottom-up, ad eccezione degli allineamenti 0-4, 19-21, 33-35 e 50-53 in cui le fasi realizzative seguono il metodo top-down.

Inquadramento geologico e idrogeologico

Il sottosuolo della città di Bologna, lungo il tracciato del passante ferroviario e fino alle profondità che interessano l'opera, è costituito da alternanze di terreni a grana grossa (prevalentemente ghiaie, e subordinatamente sabbie) e terreni a grana fina (argille limose e limi argillosi e talvolta sabbiosi).

Foto 16: Schema sezione geologica



L'analisi dei dati ottenuti con la geofisica e dei sondaggi eseguiti, soprattutto quelli realizzati a campionamento continuo, ha evidenziato come i livelli più grossolani siano rappresentati da sabbie fini, con matrice limosa, che si presentano come intercalazioni all'interno di sedimenti più fini, soprattutto limosi, con distribuzione articolata e scarsa continuità laterale, con spessori da centimetrici a decimetrici e un andamento sud – nord, in accordo con gli schemi sedimentari.

La ricostruzione e la caratterizzazione dei corpi sedimentari presenti nella zona interessata dalla realizzazione della stazione A.V. è stata eseguita per mezzo di indagini dirette ed indirette con la restituzione finale di un modello geolitologico tridimensionale.

Il regime delle falde idriche, infatti, si presenta con caratteri di notevole complessità essendo influenzato, oltre che dalla variabilità stratigrafica, anche da azioni antropiche.

Nella parte più profonda del sottosuolo, a partire da una profondità di 60-70m e fino ad alcune centinaia di metri al di sotto della superficie del terreno, il regime delle acque è sostanzialmente idrostatico, con pressioni neutre corrispondenti ad un livello idrico posto a circa 45m di profondità.

Nella zona superiore il regime delle acque è invece assai variabile in dipendenza di un'alimentazione superficiale che impone un livello freatico intorno ai 5m di profondità. Tale alimentazione consegue direttamente dall'infiltrazione superficiale nella fascia a diretto contatto con i rilievi collinari, oltre che dalle acque meteoriche e dalle perdite delle reti.

Nelle zone in cui sono presenti significative stratificazioni di terreni a grana fina con al loro interno orizzonti più permeabili in forma quasi sempre di corpi lenticolari più o meno continui in direzione orizzontale. In questi corpi sabbiosi la pressione neutra è determinata dalle particolari condizioni di alimentazione e drenaggio che si verificano, ed è quindi estremamente variabile con valori di battenti idraulici compresi tra 10m e 20m.

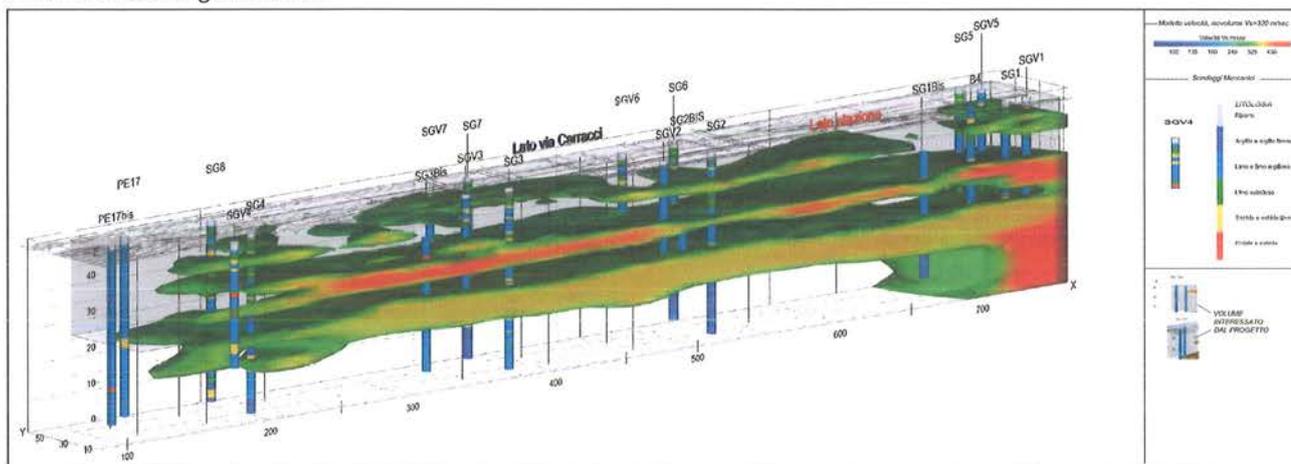
Fasi costruttive e principali elementi strutturali

Le fasi esecutive prevedono che il montaggio avvenga prevalentemente con il metodo bottom-up ad eccezione degli allineamenti 0-4, 19-21, 33-35 e 50-53 in cui le fasi realizzative seguono il metodo top-down.

Sono state individuate le seguenti principali fasi esecutive degli scavi:

- Esecuzione di una paratia perimetrale di pali trivellati tirantata a quota piano campagna 41.50 m s.l.m.) e soprastante recinzione;
- Trattamento del terreno con colonne in jet grouting in adiacenza alla paratia perimetrale di pali;
- Scavo all'interno delle paratie con l'esecuzione di 3 ordini tiranti fino – 7,00 m. dal piano campagna;
- Sostituzione del terreno a quota 34,50 per uno spessore di 50 cm con materiale misto cementato al fine di realizzare un piano di lavoro omogeneo e stabile;
- Trattamento del terreno con pannelli di CSM (Cutting Soil Mixing) in adiacenza al perimetro di scavo di speroni e voltine e diaframmi rettilinei;
- Esecuzione delle voltine (lunghezza 30 m; quota base a +11.5 m s.l.m.);

Foto 17: Modello geofisico 3D



- Esecuzione dei diaframmi rettilinei e degli speroni (lunghezza 35 m; quota base a +6.5 m slm);
- Esecuzione dei pali di fondazione ϕ 1000 mm in corrispondenza degli allineamenti sede della possibile realizzazione futura delle torri e delle testate;
- Esecuzione dei diaframmi puntone nella sezione ordinaria (lunghezza = 41m; spessore 1.50m altezza diaframma armato pari a 7m tra le q. + 16.2 m slm e 9.20 m slm) I pannelli a ridosso degli speroni hanno il piede a q. 6.50 come lo sperone stesso. Analogamente vengono approfonditi fino alla quota di imposta di -0.80 i diaframmi in corrispondenza della zona di fondazione delle torri e dei pilastri topdown (tubi in acciaio ϕ 700 mm);
- Trattamento del terreno al di sotto del fondo scavo di progetto con colonne di jet-grouting con funzione di confinamento della trave puntone e di stabilità del fondo scavo rispetto alla sottospinta idraulica della falda;
- Realizzazione della trave di coronamento delle paratie (speroni, voltine e diaframmi rettilinei), cosiddetta «trave a C» tra le quote 33.41 e 41.50 in qualità di trave di coronamento e cunicolo impianti;
- Esecuzione dei puntoni relativi al piano «kiss and ride» a -6.6 m dal p.c.;
- Scavo del terreno all'interno dell'area delimitata dalle voltine e dagli speroni fino a -15.3 m dal p.c.;
- Dal piano di lavoro a - 15.3 m dal p.c.:
- Esecuzione dei pali di piccolo diametro di ancoraggio del solettone al terreno
- Esecuzione dei puntoni relativi al piano «vestibolo a.v.» a -14.5 m dal p.c..
- Esecuzione dei «relief wells» o pozzi by pass;
- Scavo del terreno all'interno dell'area delimitata dalle voltine e dagli speroni fino a -25.7m dal p.c.;
- Realizzazione di uno strato di sabbia e di magrone di spessore 40 cm complessivi ed esecuzione del solettone di base (quota estradosso + 18.2 m slm);
- Esecuzione dei puntoni superiori a quota + 40.37 m slm, ovvero a -1.1 m dal p.c.;
- Realizzazione delle strutture interne di stazione.

Monitoraggio

Il monitoraggio durante le fasi di realizzazione della nuova stazione AV di Bologna è stato progettato nelle tre componenti fondamentali rappresentate da un monitoraggio di tipo geotecnico che interessa l'area di scavo della stazione, da un monitoraggio di tipo strutturale che interessa le strutture della stazione che saranno realizzate e da un monitoraggio di tipo topografico sugli edifici

che si affacciano lungo il perimetro della stazione volto a verificare che lo scavo della stazione non arrechi danni alle strutture limitrofe.

Nella configurazione attuale, sia per il monitoraggio geotecnico che per quello strutturale, sono state previste 9 sezioni strumentate di cui 6 strumentate in maniera «ordinaria» («SO») e tre strumentate con un maggior numero di strumenti, denominate «speciali» («SS»), oltre ad alcuni inclinometri a lettura manuale installati in corrispondenza delle paratie lato Firenze e lato Milano ed in corrispondenza del nuovo sottopasso viaggiatori.

La modalità di acquisizione dei dati risulta prevista in parte automatica con trasmissione continua, in parte automatica, con riversamento manuale, e in parte completamente manuale.



Foto 18: Dettaglio UAD

Inoltre, con una più efficace gestione degli stessi, si è potuto realizzare un sistema di monitoraggio tramite una piattaforma web interattiva, così da poter di interrogare da remoto le diverse strumentazioni in campo, ottenendo i dati aggiornati in tempo reale, e consentire, con maggiore tempestività, l'individuazione delle situazioni critiche nonché delle relative cause e delle azioni correttive da porre in essere.

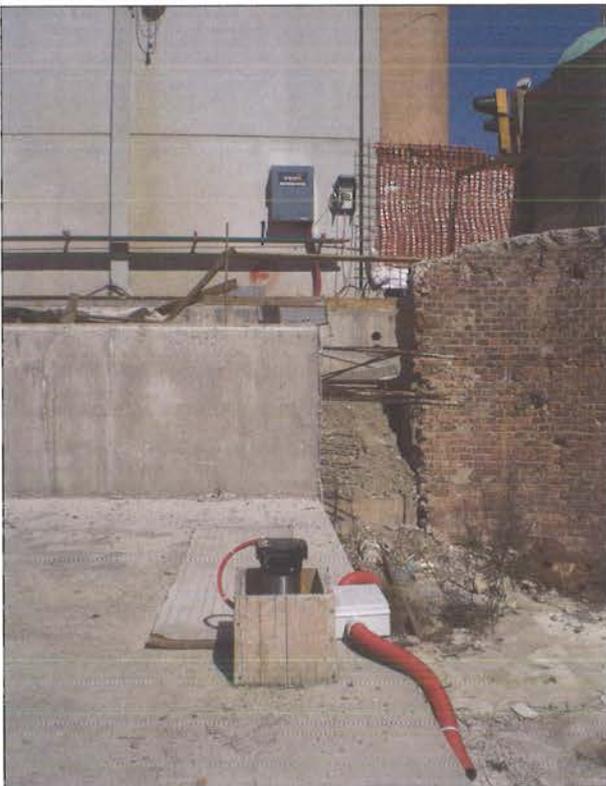
Il grado di estensione e completezza del sistema di monitoraggio, ha consentito di conseguire i seguenti principali obiettivi:

- migliore controllo di tutti i processi costruttivi mediante estensione ed integrazione della strumentazione di monitoraggio ad ambiti costruttivi ed elementi strutturali per i quali il progetto esecutivo non aveva originariamente previsto controlli in corso d'opera o li aveva previsti in misura minore;

- massima automazione del sistema in termini di strumentazione ed acquisizione dati;
- massima flessibilità di gestione con possibilità di incremento, teoricamente illimitata, della frequenza di lettura della strumentazione secondo l'andamento dei fenomeni osservati;
- interattività, anche da postazione remota, con la strumentazione in campo secondo livelli gerarchici di accesso al sistema;
- gestione in tempo reale e con modalità automatica degli allarmi 24 ore su 24, anche con presidio notturno e festivo;
- possibilità di estendere, anche a soggetti esterni alla catena realizzativa delle opere, l'accesso al sistema di monitoraggio, anche al fine di migliorare e facilitare lo scambio di informazioni con le Organizzazioni Territoriali interessate al controllo della realizzazione delle opere in costruzione e dei loro effetti sugli ambiti cittadini limitrofi, contribuendo, in tale senso, a generare un clima di trasparenza e fiducia.

- da banche dati esterne (in prevalenza, strumentazione manuale e stazioni robotizzate);
- pubblicazione dei dati definitivi sotto forma di grafici e tabelle successivamente alla validazione;
- interattività completa in multi utenza, sulla base di mappe del sito, per l'interrogazione in tempo reale di tutta la strumentazione in campo da postazione remota con possibilità di impostazione di livelli gerarchici di accesso al sistema;
- gestione delle modifiche al piano delle misurazioni e delle soglie di allarme approvato dalla Committenza;
- gestione automatica degli allarmi con invio dei segnali di allerta (per mezzo di e-mail, sms, etc.) ad utenti e/o postazioni privilegiate;

Foto 19: Sistemazione UAD con collegamento alla catena inclinometrica



Per la gestione dei dati, si è previsto un ambiente interattivo, residente su server remoto con accesso tramite rete Internet, avente le seguenti caratteristiche e funzionalità:

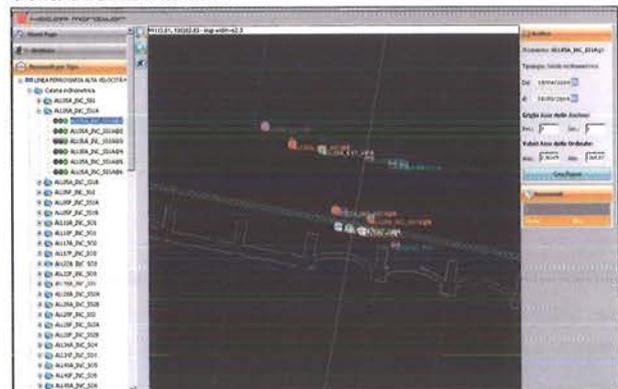
- raccolta e pubblicazione in automatico dei dati di prima provenienza dagli strumenti (dati «grezzi») e/o



Foto 20: Schema funzionamento HI-CAP

HiCap Monitor è un'applicazione dedicata al monitoraggio geotecnico strutturale che consente di archiviare all'interno di un DataBase tutte le informazioni relative alle rilevazioni strumentali eseguite.

Foto 21: Esempio piattaforma WEB – Ubicazione GIS della strumentazione



- raccolta e pubblicazione in automatico dei dati di prima provenienza dagli strumenti (dati «grezzi») e/o

Lessons learnt from the Pinheiros Station Accident in Sao Paulo, Brazil

André P. Assis, PhD, Prof.; University of Brasilia (UnB), Brasilia, Brazil

Jose Maria Barros, Wilson Iyomasa & Adalberto Aurelio Azevedo; Institute for Technological Research (IPT), Sao Paulo, Brazil

ERFAHRUNGEN AUS DEM UNFALL AM BAHNHOF PINHEIROS IN SAO PAULO, BRASILIEN

Dieser Beitrag legt eine unabhängige und unbefangene Darstellung des Unfalls dar, welcher in der Pinheiros Station der Sao Paulo Metrolinie 4 (gelb) am 12. Januar 2007 stattgefunden hat. Er basiert auf der Untersuchung und dem Bericht des Sao Paulo Institute of Technological Research (IPT). Kurz nach dem Unfall hat die Regierung und der Staatsanwalt von Sao Paulo das IPT beauftragt, die unmittelbaren Gründe des Unfalls abzuklären, sowie generelle Empfehlungen abzugeben, die auf den daraus resultierenden Erfahrungen basieren. Nach siebzehn Monaten intensiver Arbeit hat das IPT

seinen Bericht veröffentlicht, welcher die Mängel des technischen Ablaufs, insbesondere bezüglich der Bemessung und Ausführung, zusammen mit den zugrundeliegenden Risikofaktoren aufzeigt. Der IPT-Bericht behandelt auch die inhärenten Vertragsmängel und gibt Empfehlungen für geeignetere Vertragsbedingungen ab, die zu einer Verbesserung des Risikomanagements und der Qualitätskontrolle bei zukünftigen Projekten führen können, mit der Absicht, ein angemessenes Verhältnis zwischen Qualität, Planung und Kosten zu gewährleisten.

1. Introduction

The Line 4 (Yellow) of Sao Paulo Metro, under construction, is 12.5 km long, linking the city centre (Luz Station) to the western neighbourhoods, up to Vila Sonia, with four interchange stations (Luz with Line 1 and CPTM suburban trains; Republica with Line 3; Paulista with Line 2; and Pinheiros with CPTM Line C). The construction of Line 4 was divided into three lots. Lot 1 is being excavated by mechanised tunnelling (EPB TBM), Lot 2 by conventional tunnelling (NATM) and Lot 3 by surface methods. Stations are being built by cut-and-cover and by NATM.

The Pinheiros Station was being built by NATM and it included a large-diameter shaft (40 m diameter and 36 m deep), two platform tunnels (18.6 m wide, 14.2 m high and 46 m long) and two access tunnels to the CPTM Station (Line C). The station is a side-platform type, with a central, double-track tunnel (9.6 m diameter). More details on the Pinheiros Station, design and construction methods, can be found on the IPT report (IPT, 2008).

The design of the Pinheiros Station specified the following construction sequence: i) excavation of the Capri shaft till the first working level (headings floor of the platform tunnels

- elevation of 696.8 m); ii) simultaneous excavation of the headings of the two platform tunnels, one to Butanta direction (BT) and the other to the Faria Lima direction (FL); iii) excavation of the bench (second working level - elevation of 692.8 m) and then, of the invert of the platform tunnels.

In terms of support system, the typical cross-section of the Platform Tunnel FL encompasses a sprayed concrete arch on the heading (0.35 m thick, enlarged to 0.58 m), reinforced with lattice girders, spaced at 0.83 m, and lateral walls of sprayed concrete on the bench (0.15 m thick), reinforced with steel fibres. The invert would have only a thin layer (0.07 m) of sprayed concrete, with no structural function. If necessary, steel bolts could be applied during bench excavation.

The Pinheiros Station accident occurred on 12 January 2007, at the Platform Tunnel FL, during the excavation of its bench, executed from the end of the platform tunnel to the shaft, when the excavation was almost completed (less than 2 m to the shaft). The first failure signs occurred inside the tunnel around 14h30, and at 14h53 the collapse daylighted at Capri Street. Besides the enormous material damages to the construction site, neighbouring population

and public infrastructure, seven people died as consequence of the Pinheiros Station accident.

The Pinheiros Station accident was the most serious accident of the history of the Sao Paulo Metro, as well of the urban underground construction in Brazil. It was also a worldwide known accident due to the number of fatalities. For this reason it was of paramount importance an independent investigation in order to clarify the causes and identify the lessons to be learnt, by means of recommendations to future works. Few days after the accident, after an agreement between the State Government, the Public Prosecutor of the Sao Paulo State, and all parties involved (Sao Paulo Metro Company and the consortium CVA) and interested (Investigative and Criminal Police), IPT was commissioned to run the technical investigation and issue its final report.

2. The IPT Investigation Work and Report

After being commissioned to this important task and challenge, the most in-depth technical investigation of a civil-works accident in Brazil over the last decades, IPT has nominated a team of its specialists, covering different fields of expertises (geology, geotechnical, structural and construction engineering, construction and risk management, etc.), called in this paper, the IPT Commission. A board of consultants was appointed to support and guide the IPT Commission, including five professionals (three Brazilians and two foreigners). Also an independent auditing firm (Rina International) was in charge to follow, check and certify the work done by the IPT Commission.

The work done by the IPT Commission was to collect and analyse all documents that could be related to accident, since those, which were the base of the bidding process, to final design and construction reports and drawings, including data and follow-up reports of the works. This task generated a large amount of documents (approximately 6000), which were carefully processed by the Commission. From these analyses, numerous questions aroused, leading to an extensive process of clarification letters among IPT and the parties involved.

Other important part of the investigation work was the following-up of the collapse debris excavation. A full-time team of professionals (geologists, engineers and topography crew) was set to accomplish the excavations 24 h, seven days a week. During the peak of the works, around 30 people integrated the IPT Commission. Their scope included: geological mapping of the collapse area and remaining

walls and floor; mapping and photographing of the «archaeological» excavation of all collapse debris, determining its geographical position, as well as material testing when needed. It is important to mention that, despite the friendly and professional collaboration among all parties, in special from the construction consortium CVA, during the collapse debris excavations, it was under conflict the interest of the investigation team (IPT Commission), looking for collapse mechanism indicators and causal clues, and the interest of the construction contractors, in charge of safety, scheduling and costs. It seems advisable that, in similar situations, the collapse site should be recovered by an independent contractor, or, at least, under the guidance of a supervision company, fully in charge of leading the reconstruction.

In addition to these tasks, the IPT Commission has also run a series of interviews with tunnelers that witnessed the collapse and other professionals, which were involved to some extent to the design and construction of the Pinheiros Station, from all parties (client, designer and contractor).

On the 6 June 2008, IPT has concluded, issued and delivered its report to all interested and involved parties (Sao Paulo Public Prosecutor, Investigative and Criminal Polices, Metro Company and consortium CVA). The IPT Report encompasses a main report and 46 appendices, totalling approximately 3000 pages. Also an animation video was prepared to easier the communication with the general public and media.

The main report is divided into eleven chapters. The first three chapters are related to nomination of the IPT Commission, the objectives of the technical investigation and of the report, and the organisation and scope of the works and of the report. Chapter 4 is devoted to urban tunnelling, focusing its growing demand everywhere in the world, its constraints and difficulties due to the urban environment, construction methods with emphasis to the NATM principles, and finally the mostly recent accidents and lessons. It concludes stressing the high-level engineering required in all phases of urban tunnelling, taken into account the risks associated to this type of underground works. Chapter 5 presents the actual trends of contractual arrangements to underground works in the world, especially considering the need to incorporate risk assessment and management into projects, since their earlier stages. Design-Bid-and-Built and Design-Built contract types are overviewed, stressing their advantages and disadvantages. Types of project management and quality control were also discussed. The main conclusions of this chapter are that the risk associated to underground works requires special contractual ar-

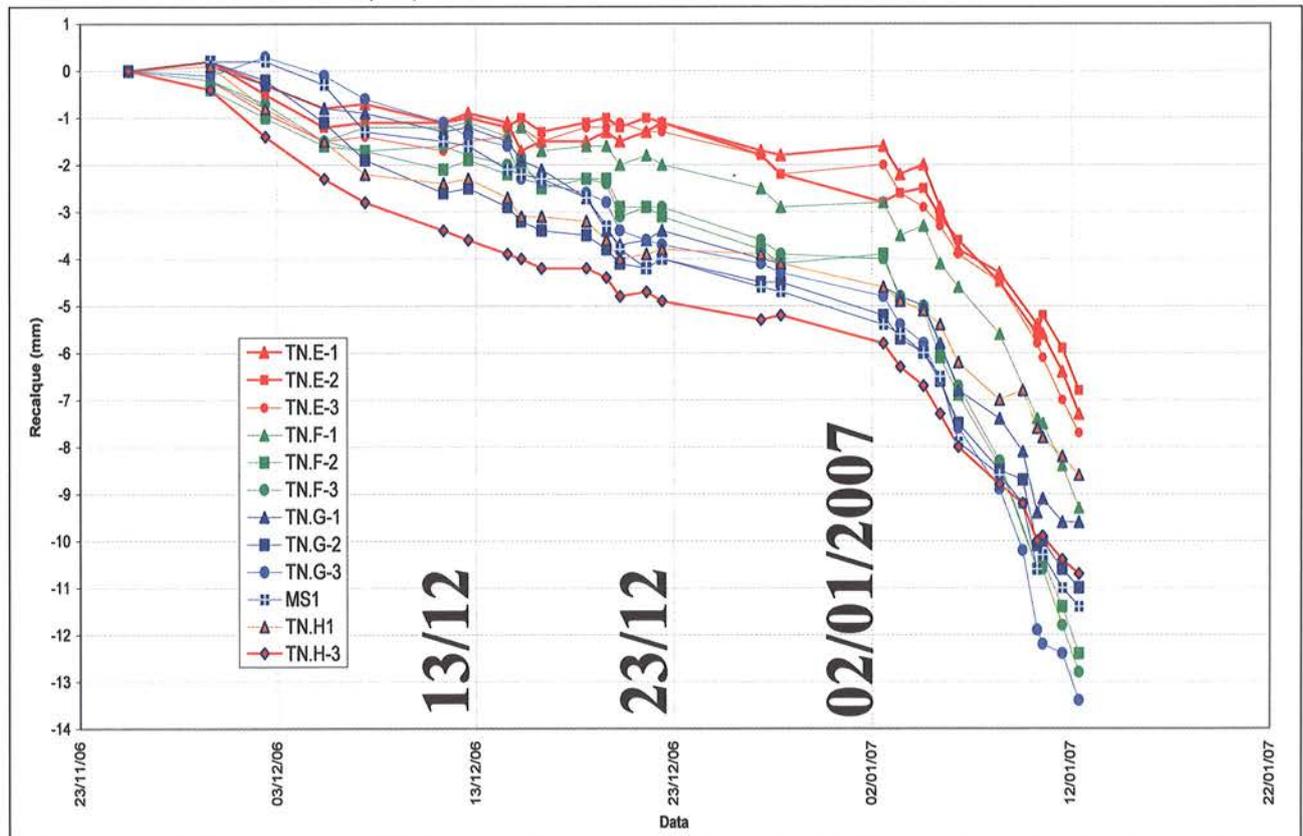
rangements and, despite the type of contract, the owner should always keep a certain level of control to the design and construction.

The remaining chapters are related directly to the Pinheiros Station design, the construction works and the accident. Chapter 6 presents an analysis of the bidding documents, especially the information related to the geological and geotechnical data and knowledge fully disclosure at the bidding process. As the Line 4 bid had been postponed for 10 years, the amount of geological and geotechnical investigation and the level of engineering design had been continuously upgraded, and at the end, they can be considered very reasonable and adequate. The main objective of this chapter was to clearly establish the geological model known at the bidding process in order to compare to the geological conditions disclosure during construction, or even after the accident, since this usually is taken as a common cause of tunnel accidents. It is worth to mention that some parties involved claimed that the IPT participated in the geological studies prior to the biddings, and therefore it could not be considered as an independent party in the investigation process. It has to be clarified that: i) it is true that IPT has run complementary geological studies of Line 4 prior to the bidding process, and that all its reports were available in the bidding documents; ii) it is not true that IPT has established

the geological model for the Pinheiros Station area, neither has consolidated the geotechnical design parameters (the essence of the geological model was established in the first geological studies, 1992-1994, being only completed, improved and ratified by the further complementary studies, among them, the IPT one; the consolidation of all geological and geotechnical studies for bidding purposes was in charge and responsibility of other engineering company, hired specifically for this purpose).

Chapter 7 studies and analyses the contract between the Sao Paulo Metro Company and the consortium CVA, as well some subcontracts, such as the contract between the CVA and its consortium of designer companies. The main objective of this chapter is to identify the responsibilities and relations among all involved parties. The main contract is a Design-Built type, with very little control from the owner's side, which was quite in fashion for this type of underground works 10-15 years ago. Since that time, excessive number of claims and also of accidents has caused several improvements for this type of contracts, leading to different contractual arrangements, incorporating risk assessment and management, where the owner plays a more active control during all stages of design and construction, as stated in Chapter 5. The main result of this chapter is a numerous of recommendations for further contracts of

Image 1: Settlements measured along time during bench excavation of the Platform Tunnel FL (Pinheiros Station). X-axis: Date/Y-axis: Settlements (mm)



this type of underground works in Brazil, in compliance with the international trend.

Chapter 8 studies and analyses the complementary geological studies after biddings, the design documents (reports, drawings, specifications etc.), the construction means and methods, including follow-up reports, quality control, construction management, monitoring data and so on. It concludes that several engineering processes, related to the design and construction, presented severe faults prior to the accident.

Chapter 9 describes the Pinheiros Station accident, chronologically, in terms of actions occurred during the last month, last days, last moments just before the accident, and then, the actions just after the accident. Emphasis is given to the data monitoring as well as the deficiency of contingency and emergency actions.

Chapter 10 presents the investigation work, the failure mechanism indicators, in terms of geology and collapse debris mapping, the proposed failure mechanism and possible triggers, and, finally, the causal analysis of the accident.

Chapter 11 summarises the conclusions, lessons and recommendations taken from the Pinheiros Station accident. All detailed information, calculations, photographs, mapping, test results and so on are presented in the 46 appendices, as well a glossary of common tunnelling terms.

3. Main IPT Report Findings

3.1 Risk Factors and Accident Causes

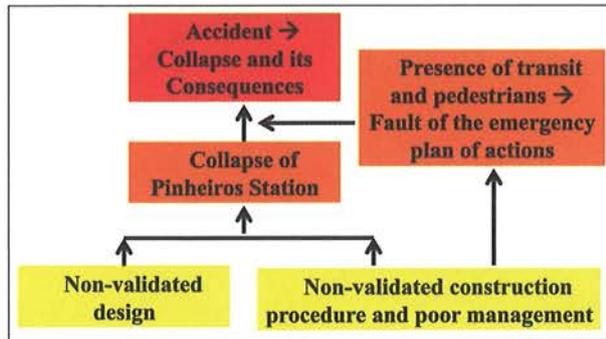
The analyses of all engineering processes, related to design and construction of the Pinheiros Station, revealed a series of faults, which are called contribute or risk factors. A combination of some of these factors constitutes a cause or causes of the accident. For the sake of simplicity, the Pinheiros Station accident was divided into two events: i) the structural collapse of the Platform Tunnel FL; ii) the accident proper of the Pinheiros Station composing the structural collapse plus its consequence, especially the seven fatal victims. A series of faults in engineering processes has led to the collapse of the Platform Tunnel FL. This collapse, associated with deficiencies in the emergency plan, namely no proper evacuation of workers, of neighbouring inhabitants and lack of transit closure, led to the seven fatal victims. In conclusion, the causes of the Pinheiros Station accident, in terms of fatal victims, are:

- the structural collapse of the Platform Tunnel FL;
- the deficiencies of the emergency plan, which failed to properly evacuate workers and neighbouring inhabitants, and to close the surrounded transit.

Regarding to the causes of the structural collapse of the Platform Tunnel FL of the Pinheiros Station, two causal lines were identified, one related to the design and the other to the construction procedure. The main contribute and risk factors related to design are:

- oversimplified geomechanical model, disregarding important geological structures (discontinuities) that could play important role to the tunnel behaviour and stability;
- based on the simplified geomechanical model, a structural conception of the tunnel was proposed, based on an open support system (heading arch and footings), which could be inappropriate to the type of rockmass at play;
- type of modelling and assumptions taken for the calculations were far from the reality, even so, they pointed that the tunnel structural system was not appropriate, indicating failure zones under the arch footings (bench side walls); besides, one of the most relevant design weaknesses was the no definition of threshold values (warning and emergency) for the monitoring, needed to evaluate the behaviour of the tunnel;
- all above factors have released to construction a fragile design with severe deficiencies (no indications of internal checking or external verification);
- during construction, the design could be validated by observation and monitoring, as prescribed by the NATM principles; the follow-up (observation) reports and geomechanical mapping done by the design team on site (ATO) were poor in details; despite the monitoring data has indicated large values and not common pattern for tunnelling during bench excavation, there is no evidence of back-analyses and contingency actions till the day before the collapse, when a meeting was set to discuss the problem;
- another sign of the poor active participation of the designer during construction is the changes in design with accordance of the designer (ICE), but without any report or calculations to support them;
- the combination between the fragile design with severe deficiencies, poorly followed-up during construction, and not validated by the monitoring data (back-analyses, corrections, improvements) constitutes the causal line to the structural collapse of the Pinheiros Station, in terms of design.

Image 2: Scheme of the causal lines of the Pinheiros Station accident.



During construction, several contribute and risk factors have been added, some of them so severe, which constitutes the causal line in terms of construction procedure. They are:

- notably during the first bench excavation, changes in design prescriptions were done, which, due to their importance, may constitute design violations (inversion of the direction of excavation, from a safer scheme specified by the design to a more unfavourable one; increase of the bench height; changing of the blasting sequence to a scheme that does not preserve the quality of the remaining rock-mass of the bench walls, which are the foundations of the heading arch footings);
- the quality control performed during construction by the own consortium (self-certification) was far from that expected for this type of underground works in urban environment; there is no clear policy of number, local and procedure of tests and the corresponding remedial actions in case of negative results; one example is the quality control of the shotcrete; considering the importance of this support element and its properties, in short and long term, the control of the early-age strengths and steel fiber contents was very deficient;
- in such scenario, fragile design not validated, design violations, poor quality control and discrepant monitoring data, the excavation rate in January 2007 was much higher than that executed in the previous month; this is not a question if the excavation rate was lower or higher than that specified in design, but it seems awkward to speed up the excavation rate when the monitoring data shows accelerating and discrepant tunnelling displacements;
- on the top of all above factors, a meeting is called to analyse the problem, and a decision is reached to install rock bolts on the first bench walls; a combination of poor communication among parties and

deficient construction management has led to lack of rock bolts and in the same time, continuation of the works (one blasting during the meeting, two in the next morning and one around noon, just a couple of hours before the collapse).

The construction procedure, violating design, with poor quality control, in higher excavation rates, disregarding the monitoring data, constitutes the causal line, in terms of construction. Both design and construction causal lines have merged and constituted the cause of the structural collapse of the Platform Tunnel FL of the Pinheiros Station.

3.2 Failure Mechanism

During the excavation of the collapse debris, all types of mechanism indicators were searched in order to establish the possible mechanism and triggers. Mechanism indicators were found by scene photography, geological mapping, monitoring data and position of the tunnel support debris. Afterwards crossing all above information and calculations, the following mechanism was achieved: i) the driving force of the collapse was the almost full-overburden loading, due to the decompression of the ground by the excavation of a large shaft, presence of two sub-vertical families of discontinuities, and shallow overburden, which inhibits the arching effect; ii) the presence of one sub-vertical family, longitudinal to the tunnel axis, and slightly dipping into the right wall, caused sliding of this wall and compression of the foot of the left wall; iii) during excavation of the first bench, when the excavation face reached a certain cross-section, where a set of discontinuities was placed just behind the bench right wall, the discrepant tunnel behaviour started; iv) the excavation continued requiring a process of stress redistribution, attempting to balance the excessive loads, which resulted in the discrepant tunnel behaviour; v) when the excavation face reached a second cross-section, where another set of discontinuity was placed just behind the bench left wall, the unbalanced loads could not be redistributed along the tunnel support (lack of foundation) nor to the front excavation face (3D effect), due to the proximities of the shaft, where the sections are already highly stressed and there is no front wall.

Due to the presence of four families of discontinuities, all known from geological investigation, possible triggers could happen in several locations, but most likely it was

Image 3: Failure mechanism sequences in two different sections of the Platform Tunnel FL (Pinheiros Station)

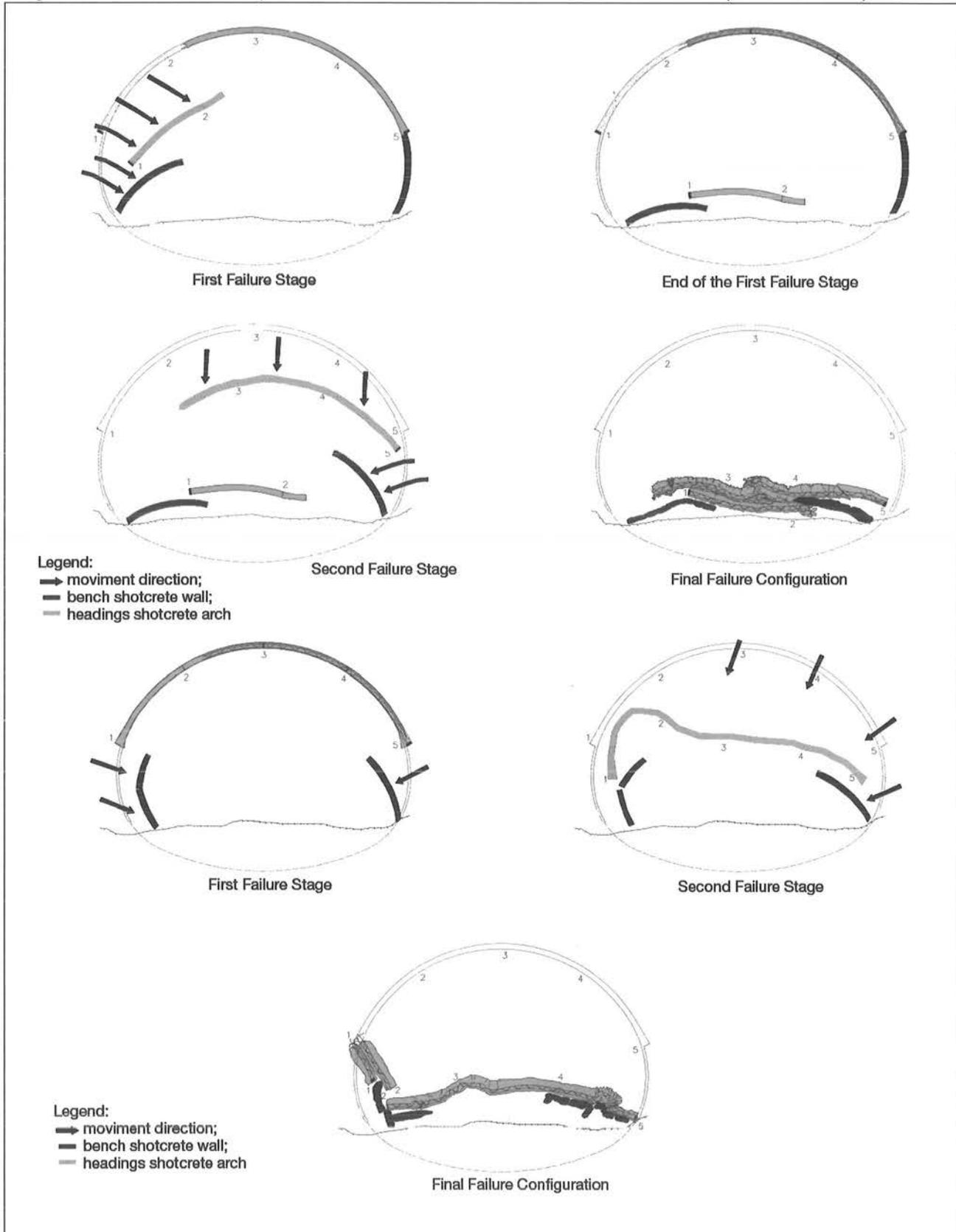


Image 4: Structural debris after archeological excavation: a) Left hand side wall



b) Headings shotcrete arch



c) Bench wall and headings shotcrete arch



placed in the bench left wall, guided by a dipping discontinuity inwards the tunnel wall. It is important to mention that all calculations indicated that the rockmass behind the bench side walls was overload due to the structural tunnel model and construction procedures and sequence.

4. Conclusions

The Pinheiros Station accident was caused by a series of faults in engineering processes, related to design, to the construction and to the management. The accident had

its consequences enlarged, including the death of seven people due to deficiencies of the emergency plan, which failed in evacuating workers and neighbouring inhabitants, and in closing the nearby transit (two pedestrians and four passengers of a minibus).

The geological model available at the bidding process was ratified by the CVA studies just after biddings and by the geological mapping after collapse. Despite the geological conditions of the Pinheiros Station area can be considered complex, no relevant information was disclosed during the construction and after collapse, which could be considered different from those already foreseen by the geological model. For this reason, by no means geological conditions (different ground conditions) should be considered as risk factor or cause of this accident.

Several recommendations based on lessons learnt from this accident have been stressed in the IPT report, most of them related to the faults verified in the engineering processes. However, other relevant recommendations are related to the contractual arrangements for future underground works in urban environment in Brazil and elsewhere. The main recommendations to contractual arrangements are: i) the owner should carry out a very complete, as much as possible, site investigation programme and full disclosure all geological and geotechnical data at the bidding process; ii) the owner should play an active control during all stages of the project in terms of design and construction; iii) the contract should specify clearly a set of technical specifications, in addition to the performance ones, in order to reach a fair balance between quality, scheduling and costs; iv) a set of means and processes should be specified in order to ensure proper quality control, full disclosure of its results, and independent auditing system; v) incorporation of risk assessment and management as well a clear policy of risk sharing.

5. Acknowledgements

The authors would like to express their deepest gratitude to all members of the IPT Commission, for the dedication, professionalism, responsibility and ethics demonstrated during this investigation. Thanks are also devoted to all involved parties, in particular to the Sao Paulo Metro Company and to the consortium CVA staffs for the friendly and professional collaboration, despite the sensitive relations among all.

6. References

IPT 2008. Investigação e Análise do Colapso da Estação Pinheiros da Linha 4 do Metrô de São Paulo. Relatório Técnico Final No. 99 642-205, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, SP, 384 p.

Swiss Tunnel Colloquium 2009

TBM-Vortrieb im Lockergestein

17. Juni 2009 in Luzern



FGU Fachgruppe für Untertagbau

GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains

GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo

STS Swiss Tunnelling Society

Überlegungen zur Maschinenwahl im städtischen Tunnelbau

Georg Anagnostou, Prof. Dr.
ETH Zürich

1 Einleitung

In diesem Beitrag wird das Thema der Maschinenwahl für den immer öfter vorkommenden Fall von suboptimalen geologischen Bedingungen aus einer geotechnischen und einer vertraglichen Perspektive besprochen. Der Beitrag beginnt mit einer knappen Übersicht über die Statik der Ortsbrust bei geschlossenen Schilden (Abschnitt 2), bespricht die massgebenden geotechnischen Faktoren (Abschnitt 3) und endet mit einigen Bemerkungen zur Ausschreibungsmethode (Abschnitt 4).

Verkehrsüberlastung und Umweltfaktoren steigern die Nachfrage nach der Nutzung des innerstädtischen Untergrundes. Untertagbauprojekte werden unter immer anspruchsvolleren Bedingungen ausgeführt. Zu beachten sind neben einer oft ungünstigen Geologie (wie zum Beispiel wasserführendes Lockergestein oder das gleichzeitige Vorhandensein von Boden und Fels an der Ortsbrust – «gemischte Ortsbrust») das hohe Schadenpotential (Auswirkungen auf Dritte) sowie die zahlreichen und vielfältigen Randbedingungen, Einschränkungen und potentiellen Konflikte, die sich aus der Nähe zu bestehenden Infrastrukturen oder anderen Raumnutzungen ergeben.

Die steigende Nachfrage nach Untertagbauten in schwierigen Bedingungen wurde in den letzten zwanzig Jahren zur treibenden Kraft für den technischen Fortschritt. Dies gilt insbesondere für geschlossene Schildmaschinen, da diese die Notwendigkeit kostspieliger und zeitintensiver Baugrundverbesserungsmassnahmen – wie Injektionen oder Bodenvereisung – reduzieren. In städtischem Gebiet müssen die Vortriebsmethoden gewährleisten, dass die Oberflächensetzungen unterhalb akzeptabler Limiten bleiben. Schildmaschinen mit Flüssigkeits- oder Erddruckstützung der Ortsbrust erfüllen dieses Ziel für eine grosse Bandbreite von geologischen und hydrologischen Bedingungen. Sie stützen die Ortsbrust während dem Vortrieb kontinuierlich. Dadurch werden die Ortsbrust stabilisiert und die Deformationen des Bodens reduziert. Zusätzlich wird eine Grundwas-

serströmung Richtung Ortsbrust verhindert. Eine Entspannung der Porenwasserdrücke und eine Bodenkonsolidation, welche ebenfalls unzulässige Oberflächensetzungen verursachen kann, wird vermieden.

2 Stabilisierung der Ortsbrust

2.1 Flüssigkeitsstützung

Flüssigkeitsschilde stützen die Ortsbrust mit einer pressurisierten Bentonitsuspension. Für eine ausführliche Darstellung der bodenmechanischen Zusammenhänge wird auf [1] hingewiesen. Die Stabilität der Ortsbrust kann durch die Betrachtung des Grenzgleichgewichtes eines Bruchmechanismus gemäss Bild 1a abgeschätzt werden. Der stabilisierende Effekt der Suspension wird berücksichtigt in dem die Kraft, die sie auf den Boden ausübt («Stützkraft»), in die Gleichgewichtsbedingung eingeführt wird.

Bild 1: (a) Bruchmechanismus, (b) Instabilität der Ortsbrust im Modellversuch (Sandkasten)

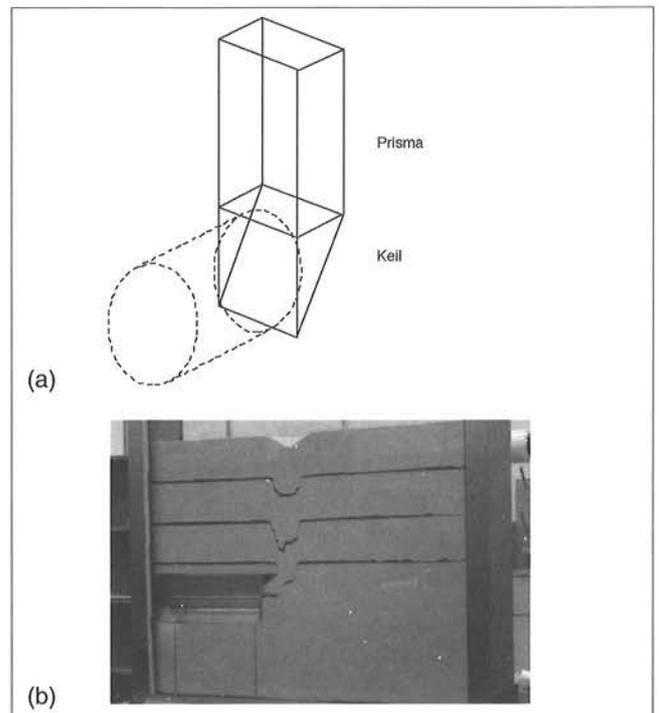


Bild 2: (a) Flüssigkeitsstützung, (b) Erddruckstützung

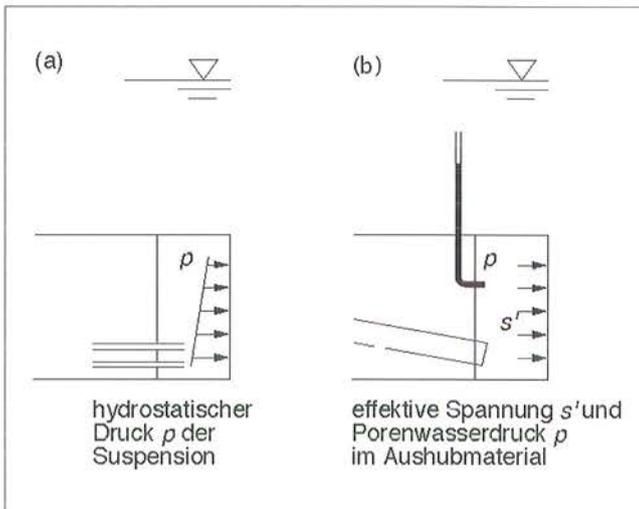
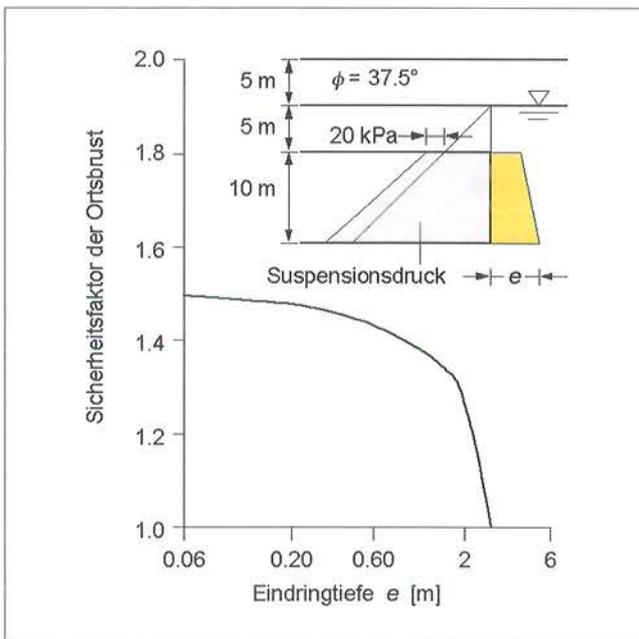


Bild 3: Stabilitätsverlust durch tiefes Eindringen der Bentonitsuspension (nach [1])



Die Ermittlung der Stützkraft in Böden mit mittlerer bis hoher Durchlässigkeit verlangt besondere Aufmerksamkeit. Um eine Sickerströmung in Richtung der Ortsbrust zu verhindern und gleichzeitig die Ortsbrust zu stützen, muss der Suspensionsdruck p (Bild 2a) höher sein als der Druck im anstehenden Grundwasser. Als Folge dieses Druckunterschiedes, dringt die Suspension in den Boden ein. Die Stützkraft der Suspension ist aber direkt

davon abhängig, wie weit letztere in den Boden infiltriert. Je kleiner die Infiltrationstiefe, umso grösser ist der Stabilisierungseffekt der Suspension. Unter normalen Betriebsbedingungen bildet sich auf der Ortsbrust praktisch sofort beim Eindringen ein sogenannter Filterkuchen. Dieser wirkt wie eine Membrane, die die weitere Versickerung der Suspension in den Baugrund verhindert. In diesem Fall resultiert die Stützkraft der Suspension aus der Differenz des Drucks zwischen der Suspension und dem Grundwasser («Membranmodell»). Die Bildung eines Filterkuchens setzt allerdings voraus, dass die Suspension genügend Feinanteile enthält, die beim Eindringen in den Boden herausgefiltert werden. Der Suspension beigefügte Zusätze können die Ausbildung des Filterkuchens in grobkörnigen Böden unterstützen. Sie können aber auch zu ökologischen oder zu verfahrenstechnischen Problemen führen. Verbesserte Zusätze sind kürzlich entwickelt worden [2]. Ohne Filterkuchen dringt die Suspension unter Verdrängung des Grundwassers in den Boden ein. Dadurch nimmt ihre Stützkraft ab. In Abhängigkeit der rheologischen Eigenschaften der Suspension und der Kornverteilung des Bodens (namentlich des Feinanteils), kann die Suspension eine derart grosse Eindringtiefe erreichen, dass ihr Stabilisierungseffekt ungenügend wird und eine Instabilität eintritt. (Bild 3 zeigt anhand eines Rechenbeispiels wie sehr die Eindringtiefe den Sicherheitsfaktor reduziert.) Extrem grobkörnige und schlecht abgestufte Böden sind diesbezüglich besonders problematisch, da ihre Porenstruktur der Suspensionsversickerung nicht genügend Widerstand bietet.

Es ist zu beachten, dass eine hohe Infiltrationstiefe der Suspension ein Sicherheitsrisiko darstellt, welches nicht durch die Steigerung des Suspensionsdruckes kompensiert werden kann. Ein grösserer Suspensionsdruck würde nur zu noch tieferem Eindringen und grösserem Suspensionsverlust führen. Somit verliert in extrem grobkörnigen und schlecht abgestuften Böden ein wichtiges Mittel der Ortsbruststabilisierung – die Kontrolle des Suspensionsdruckes – seine Wirksamkeit.

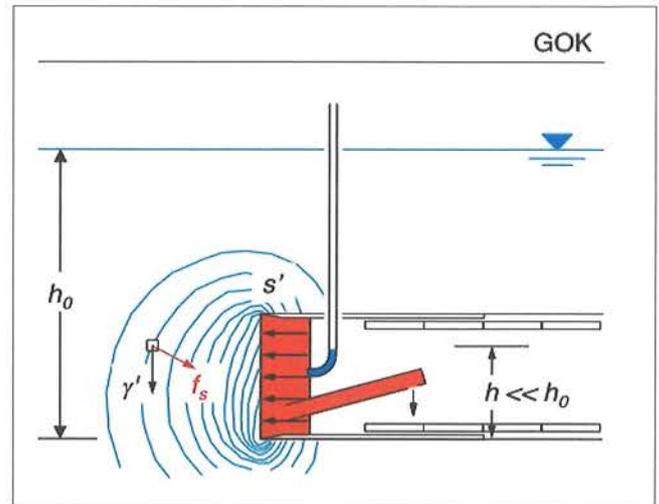
Die Infiltration der Suspension (und folglich auch der Verlust der stabilisierenden Wirkung) geschehen mehr oder weniger schnell je nach Bodendurchlässigkeit. Letztere bestimmt somit wie lange die Ortsbrust während eines TBM-Stillstandes stabil bleiben wird (sogenannte «Standzeit der Ortsbrust»). Während des laufen-

den Vortriebs kompensiert der kontinuierliche Abbau des bentonit-gesättigten Bodens an der Ortsbrust teilweise die Infiltration: Je höher die Vortriebsgeschwindigkeit, je kleiner wird die Eindringtiefe und umso grösser der Stabilisierungseffekt der Suspension. Ein schneller und gleichmässiger TBM-Vortrieb wirkt sich somit günstig auf die Ortsbruststabilität aus [1].

2.2 Erddruckstützung

Erddruckschilde stützen die Ortsbrust selber mit dem unter Druck stehenden Aushubmaterial, welches die Arbeitskammer vollkommen ausfüllt. Über die Statik der Ortsbrust bei Erddruckstützung wurde in [3] berichtet. In einem feinkörnigen Boden geringer Durchlässigkeit – der typische Boden für die Anwendung von Erddruckschilden – stellt das Aushubmaterial, bodenmechanisch gesehen, ein einphasiges Medium dar. Eine Differenzierung zwischen Festsubstanz und Porenwasser (bzw. zwischen den effektiven Spannungen und dem Porenwasserdruck) ist in diesem Fall nicht erforderlich. Die Ortsbrust wird durch die totale Spannung im Aushubmaterial innerhalb der Arbeitskammer gestützt. Ein grobkörniges und durchlässiges Aushubmaterial hingegen wird als ein poröses Medium, bzw. ein zweiphasiges Material, bestehend aus Festsubstanz und Porenwasser, aufgefasst. In diesem Fall muss zwischen dem Druck in der flüssigen Phase und dem Druck der Festsubstanz klar unterschieden werden («Porenwasserdruck» und «effektiver Stützdruck», Bild 2b), da sich diese zwei Parameter auf unterschiedliche Weise statisch auswirken: Die Festsubstanz übt einen Stützdruck *direkt auf die Ortsbrust* aus. Während der Porenwasserdruck p im Aushubmaterial entscheidend ist für das hydraulische Potentialfeld und somit für die Grösse der Strömungskräfte im Baugrund *vor* der Ortsbrust, ist der Porenwasserdruck in der Arbeitskammer tiefer als der initiale Porenwasserdruck im Boden (oder die piezometrische Höhe h in der Arbeitskammer tiefer als die Höhe des natürlichen Wasserspiegels). So wird das Grundwasser Richtung Ortsbrust sickern und somit eine destabilisierende Strömungskraft erzeugen. Bild 4 zeigt numerisch berechnete Isolinien der piezometrischen Höhe im Baugrund. Die Strömungskraft f_s steht senkrecht zu den Isolinien und verhält sich proportional zum Potentialgradienten.

Bild 4: Isolinien der piezometrischen Höhe im Baugrund vor der Ortsbrust (nach [3])



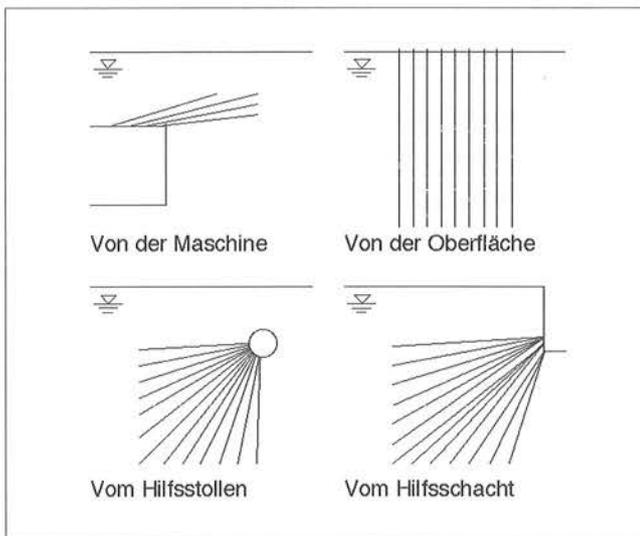
Die hohe Dichte der Isolinien in der Nähe der Ortsbrust weist also auf hohe Strömungskräfte hin. Je niedriger die piezometrische Höhe bzw. der Porenwasserdruck innerhalb der Arbeitskammer ist, desto grösser werden die destabilisierenden Strömungskräfte.

Theoretisch kann der statisch ungünstige Effekt eines niedrigen Porenwasserdrucks durch einen höheren effektiven Stützdruck s' kompensiert werden. Jedoch sollte beachtet werden, dass die Konsolidation, welche durch eine Entspannung des Porenwassers ausgelöst wird, je nach Steifigkeit des Baugrundes auch zu unzulässigen Setzungen der Oberfläche führen kann. Ferner können hohe effektive Spannungen im Aushubmaterial zu verfahrenstechnischen und statischen Problemen führen (übermässiger Verschleiss oder Drehmomentbedarf, Druckschwankungen innerhalb der Kammer). Deshalb ist es wichtig einen hohen Porenwasserdruck in der Arbeitskammer aufrecht zu erhalten. Je nach Baugrund kann dies jedoch schwierig sein. Bodenconditionierung mit Polymeren oder Schaum verbessert die Situation innerhalb bestimmter Grenzen [14]. Im Falle von stark grobkörnigem Aushub, kann der Einsatz einer Kolbenpumpe zur Erzeugung eines Staudrucks am Ausgang des Schneckenförderers nötig sein [3].

3 Geotechnische Überlegungen

Fortschritte bei den Bodenconditionierungsmethoden und bei der Technologie der Zusatzstoffe haben den traditionellen Einsatzbereich der geschlossenen Schildmaschinen (feinkörnige Böden für Erddruckschilde, grobkörnige Böden für Flüssigkeitsschilde) erweitert [14]. Dies könnte den Eindruck erwecken, dass die Beschaffenheit des Baugrundes keineswegs der entscheidende Faktor für die Auswahl der Art der Ortsbruststützung ist – eine Meinung, die gelegentlich sogar von den Maschinenherstellern vertreten wird [4]. Andererseits unterstreichen die bei einigen Grossprojekten verzeichneten Rückschläge die Wichtigkeit eines sorgfältigen Abwägens der Vor- und Nachteile der verschiedenen Arten der Ortsbruststützung unter den gegebenen geotechnischen Voraussetzungen. Die Bedeutung der Geologie zeigt sich klar in den Empfehlungen der grossen Fachorganisationen [5, 6, 7, 8].

Bild 5: Ausführung von Injektionsarbeiten im städtischen Gebiet (nach [9])



Die Evaluation der verschiedenen Arten der Ortsbruststützung ist insbesondere dann sehr anspruchsvoll, wenn die Geologie entlang der Linienführung oft wechselt (und somit einen häufigen Wechsel des Betriebsmodus erfordert) oder, wenn sich die Baugrundbedingungen über grosse Streckenabschnitte ausserhalb der verfahrenstechnisch optimalen Bandbreite sowohl eines Erddruck- als auch eines Flüssigkeitsschildes liegen. Da die Wahrscheinlichkeit von Instabilitäten oder unzulässigen Oberflächensetzungen bei einem Schildvortrieb

unter suboptimalen Baugrundbedingungen höher ist, können zusätzliche Vorkehrungen (wie Baugrundverbesserung) erforderlich sein, um die Risiken auf ein akzeptierbares Mass zu reduzieren. (Für eine prägnante Diskussion des Stellenwertes und der Methodik des systematischen Risikomanagements im städtischen Tunnelbau wird auf [10] verwiesen.) Das innerstädtische Umfeld ist in diesem Zusammenhang besonders nachteilig, da das weitgehende Fehlen von Freiräumen an der Oberfläche die Durchführbarkeit von Bauhilfsmassnahmen limitieren oder deren Kosten beträchtlich in die Höhe treiben kann (Bild 5).

Als Beispiel wird hier kurz die geplante Verlängerung der Metro Athen Richtung Hafen von Piräus diskutiert. Das Projekt beinhaltet einen ungefähr sechs Kilometer langen zweisepurigen Tunnel, der maschinell aufgeföhren wird (Bild 6a). Die Geologie besteht aus dem sogenannten «Athener Schiefer», pleistozänen Ablagerungen und hartem Fels (Ophiolite, Kalksteine). Der Ausdruck «Athener Schiefer» bezeichnet eine stark heterogene und tektonisch komplexe flysch-ähnliche Formation vom Kreidealter, welche aus Schiefern, Phylliten, schwach metamorphen Tonschiefern, Silt- und Sandstein besteht [11]. Bild 6b zeigt eine grobe Klassifizierung des Baugrundes längs des Tunnels. Lithologie und Verwitterungsgrad (und somit auch die mechanischen Eigenschaften des Gebirges) variieren innerhalb einer grossen Bandbreite (von Lockergestein bis Fels). Sie wechseln häufig längs des Trasses, manchmal sogar im Massstab des Tunnelquerschnitts. Das Projektgebiet ist dicht besiedelt und überbaut. Ein Grossteil des Trasses verläuft unterhalb von Gebäuden (Bild 6c), wobei die Bedingungen auch in den Tunnelabschnitten, die unterhalb von Strassen verlaufen, ungünstig sind – es handelt sich meistens um sehr enge Strassen – dadurch kommen die benachbarten Gebäude in den Einflussbereich des Tunnels zu liegen und sind differenziellen Setzungen ausgesetzt. Zudem sind die meisten dieser Strassen stark befahren, Verkehrsumleitungen sind nahezu unmöglich.

Die geologischen Formationen im Projektgebiet liegen ausserhalb des typischen Anwendbarkeitsbereichs geschlossener Schilde. Eine der Hauptfragen der Projektierung betraf daher die Zuverlässigkeit der möglichen Technologien bezüglich Stabilisierung der Ortsbrust und Beschränkung der Setzungen. Für die Beurteilung der verschiedenen Arten der Ortsbruststützung wurde eine

qualitative Risikoanalyse durchgeführt, die zwar primär auf das Thema der Oberflächensetzungen ausgerichtet war, jedoch auch verfahrenstechnische Aspekte erfasste, wie z.B. die Einschätzung der Verklebungsproblematik [12].

Die Analyse berücksichtigte die vorherrschenden ober- und unterirdischen Bedingungen (wie Bedeutung und Verletzbarkeit der benachbarten Gebäude oder das Vorhandensein von Abwasserleitungen und anderen Netzen) sowie die Beschaffenheit (Fest- bzw. Lockergestein, Sieblinien etc.), die mechanischen Eigenschaften und die Durchlässigkeit des Baugrundes entlang des Trasses. Sie wurde durch tunnelstatische Berechnungen unterstützt, die die Standsicherheit der Ortsbrust und die Setzungen der Oberfläche für eine Reihe von Betriebszuständen betrafen:

- Geschlossener Betriebsmodus mit Flüssigkeitsstützung unter optimalen Betriebsbedingungen («Membranmodell»);
- Geschlossener Betriebsmodus mit Flüssigkeitsstützung unter suboptimalen Betriebsbedingungen (Aufbau eines Überdrucks gegenüber dem anstehenden Grundwasser unmöglich, d.h. lediglich hydraulisches Gleichgewicht gewährleistet);
- Geschlossener Betriebsmodus mit Erddruckstützung unter optimalen Betriebsbedingungen (undurchlässiges bzw. erfolgreich konditioniertes Aushubmaterial);
- Geschlossener Betriebsmodus mit Erddruckstützung unter suboptimalen Betriebsbedingungen (Aushubmaterial unter atmosphärischem Druck, keine Verdrängung des Grundwassers);
- Druckluftstützung mit halb oder vollständig leerer Arbeitskammer;
- Offener Betriebsmodus bzw. Arbeitskammer nur zur Hälfte gefüllt.

Die Bilder 6d und 6e zeigen die erwarteten Risikoebenen bei Flüssigkeits- bzw. Erddruckstützung ohne zusätzliche Vorkehrungen wie z.B. Bauhilfsmassnahmen, Gebäudeevakuierungen oder Verkehrsumleitungen.

Bild 6: Erweiterung der Athener Metro nach Piräus. (a) Längsprofil, (b) Baugrund, (c) Bedingungen an der Oberfläche und geschätztes Risiko von Oberflächensetzungen (d) bei Flüssigkeits- bzw. (e) bei Erddruckstützung ohne Zusatzmassnahmen

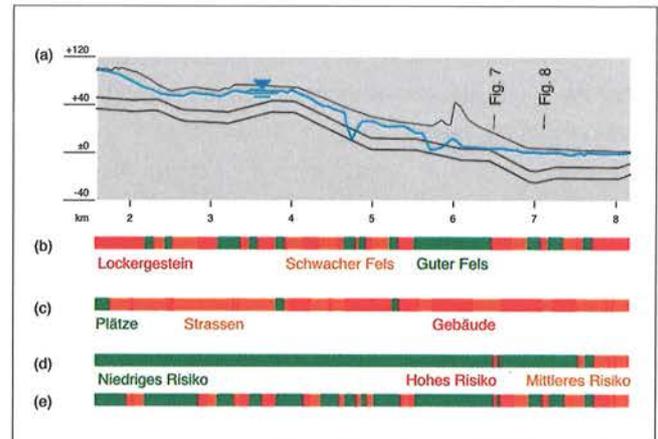


Bild 7: Beispiel einer Stelle höheren Risikos bei Flüssigkeitsstützung. (a) Bohrkern, (b) Querschnitt (siehe auch Bild 6)

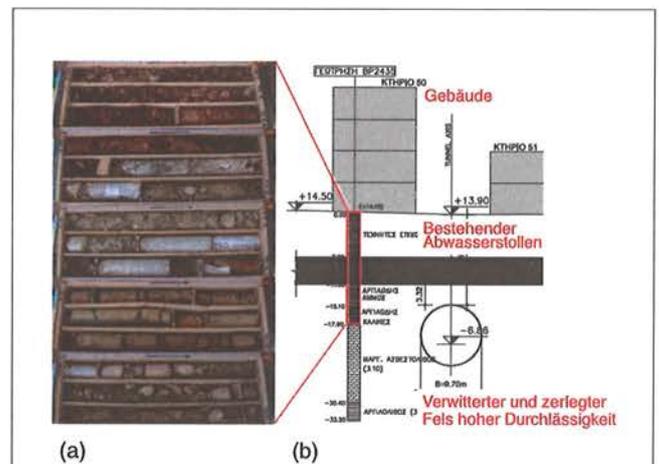
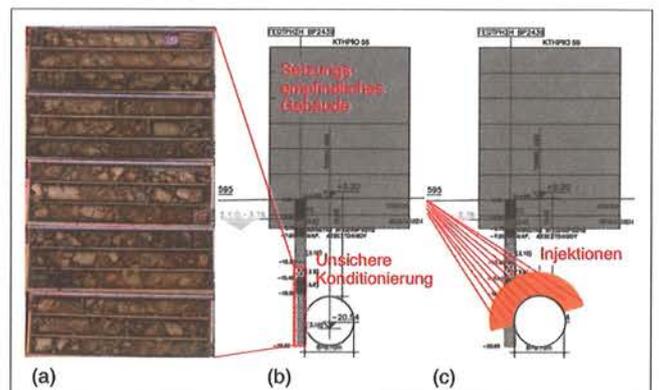


Bild 8: Beispiel einer Stelle höheren Risikos bei Erddruckstützung. (a) Bohrkern, (b) Querschnitt (siehe auch Bild 6), (c) Bauhilfsmassnahmen



Das Risiko wurde an bestimmten Standorten aufgrund der Kombination folgender Kriterien als hoch beurteilt: (i) Baugrund geringer Festigkeit und Steifigkeit, (ii) ungünstige Bedingungen an der Oberfläche (Gebäudeverletzbarkeit) und (iii) Unsicherheit bezüglich Erzeugung eines Suspensionsüberdrucks (bei Flüssigkeitsstützung, Bild 7) bzw. bezüglich des Konditionierungserfolgs (bei Erddruckstützung, Bild 8).

Bei der Erddruckstützung hängen die Stabilität der Ortsbrust und die Verformungen des Baugrundes vom Druck in der Arbeitskammer ab. Im Falle eines grobkörnigen Ausbruchsmaterials (stammend aus Fels oder grobkörnigem Boden) sind die effektive Spannung s' an der Ortsbrust und der Porenwasserdruck p in der Arbeitskammer entscheidend für das Verhalten des Baugrunds (Bild 2b). Diese zwei Parameter sind in der Praxis jedoch schwierig zu kontrollieren. Sie können nicht direkt eingestellt werden, sondern sind abhängig von den Eigenschaften des abgebauten Baugrunds, der verwendeten Konditionierungsmittel, der Art wie das Abbaumaterial in der Druckkammer vermischt wird, der Rotationsgeschwindigkeit des Schneckenförderers und von der Vortriebsgeschwindigkeit. Bei der Erddruckstützung hängt also das Baugrundverhalten vom komplexen Zusammenspiel einer Reihe von geotechnischen und verfahrenstechnischen Faktoren ab.

Flüssigkeitsschilde hingegen erzeugen einen Stützdruck, der weitgehend unabhängig von der Bodenbeschaffenheit ist (abgesehen von extrem grobkörnigen und schlecht abgestuften Kiesböden, Bild 3). Anders als bei der Erddruckstützung wird der Stützdruck bei Flüssigkeitsschilden nur durch einen Parameter bestimmt (Suspensionsdruck, Bild 2a), der zudem direkt und (über einen Luftpolster) praktisch schwankungsfrei reguliert werden kann [13]. Da die Erddruckschilde das Aushubmaterial zur Stützung der Ortsbrust selber einbeziehen, ist die Geologie nicht nur entscheidend für die Scherfestigkeit und die Steifigkeit des Bodens vor der Ortsbrust, sondern auch für die räumliche Verteilung und die zeitlichen Schwankungen des Druckes innerhalb der Arbeitskammer. Allfällige geologische Unsicherheiten beschränken sich also nicht auf die Seite der Einwirkungen, sondern treten auch auf der Widerstandsseite auf. Erddruckschilde reagieren deshalb sensitiver auf Abweichungen von den optimalen Baugrundbedingungen als Flüssigkeitsschilde und verlangen deshalb auch mehr

Bauhilfsmassnahmen im Falle wechselhafter und ungünstiger Geologie. Zudem sind Erddruckschilde stärker dem Verschleiss ausgesetzt und erfordern deshalb häufigeren Unterhalt in der Arbeitskammer. Der sichere Zugang zum Schneidrad kann aber – abhängig von der Länge des Vortriebs, dem Abstand zwischen den Schächten und Bahnhöfen, der Geologie und der Höhe des Wasserspiegels – auch zusätzliche Bauhilfsmassnahmen erfordern.

Bild 9: Auswirkung und Wahrscheinlichkeit einer Instabilität

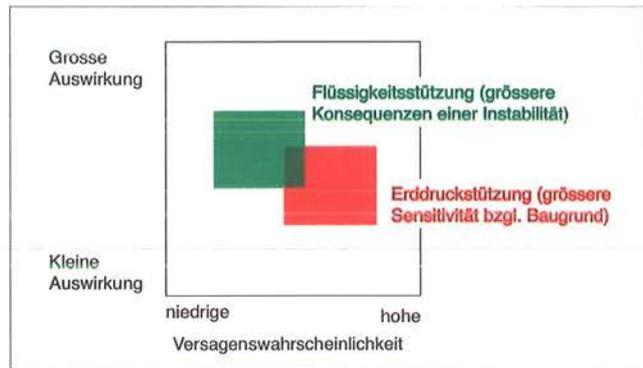
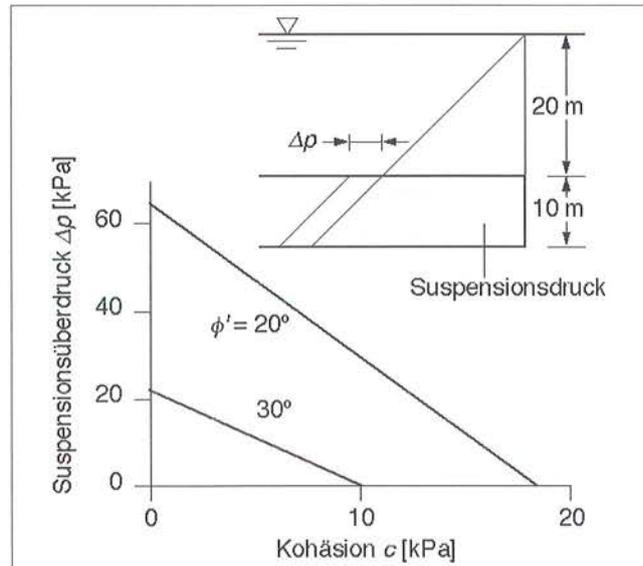


Bild 10: Notwendiger Suspensionsüberdruck Δp beim Grenzgleichgewicht als Funktion der Kohäsion c ($\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{Susp}} = \gamma_{\text{Wasser}}$, Berechnungsmethode nach [1])



Andererseits sollte eine vergleichende Evaluation der zwei Typen der Ortsbruststützung der Tatsache Rechnung tragen, dass die Konsequenzen einer Instabilität bei Flüssigkeitsstützung tendenziell grösser sind als bei

Erddruckstützung (Bild 9). Denn das Volumen des Bodens, welcher durch Verdrängung der Suspension unkontrolliert in die Arbeitskammer eindringen kann, ist grösser (insbesondere wenn der Bohrkopf über grosse Öffnungen verfügt). Bei Flüssigkeitsstützung tritt dann eine Instabilität auf, wenn der Baugrund rollig ist (oder nur eine sehr niedrige Kohäsion aufweist) und gleichzeitig kein Suspensionsüberdruck erzeugt werden kann. Besonders kritisch in dieser Hinsicht kann der Untergrund alter Städte sein. Denn hier besteht eine höhere Wahrscheinlichkeit, beim Vortrieb auf unbekannte Hohlräume, wie antike Aquädukte oder Brunnen, zu stossen. Beim Antreffen solcher Hohlräume fällt der Suspensionsdruck auf den Wert des Grundwasserdrucks ab (es gibt keinen Überdruck mehr) und die Ortsbrust stürzt ein, falls der Boden eine ungenügende Kohäsion aufweist.

Es muss wieder darauf hingewiesen werden, dass ein Suspensionsüberdruck nur dann für die Stabilität der Ortsbrust benötigt wird, wenn der Baugrund rollig ist oder eine sehr niedrige Kohäsion hat. Weist der Baugrund eine gewisse, bescheidene Festigkeit auf (in der Grössenordnung von nur 10 - 20 kPa), so genügt für die Stabilisierung das hydraulische Gleichgewicht zwischen Arbeitskammer und Baugrund (Bild 10). Abhängig von der Steifigkeit des Bodens und von der Verletzbarkeit der Gebäude kann ein Überdruck dennoch notwendig sein, um Oberflächensetzungen zu vermindern. Ansonsten könnte ein Flüssigkeitsschild sogar ohne Bentonit, d.h. nur mit Druckwasser betrieben werden.

4 Vertragliche Erwägungen

In einigen geotechnischen Situationen wird der Einsatz sowohl eines Erddruckschildes als auch eines Flüssigkeitsschildes nur in Kombination mit Zusatzmassnahmen, wie Injektionen, Jet-Grouting oder Gefrierverfahren, möglich sein. Der Standort und die Menge solcher Bauhilfsmassnahmen sollten fallweise für jede Art der Ortsbruststützung untersucht werden, da ein bestimmter Baugrund für die eine Art von Vorteil sein kann, aber unvorteilhaft für die andere.

Eine rigorose und vorurteilslose Evaluation der Zusatzmassnahmen ist überaus wichtig, insbesondere wenn man berücksichtigt, dass aus nicht-geologischen, aber trotzdem sehr wichtigen Gründen, eine Erddruckstüt-

zung häufig – sogar fast standardmässig – die erste Wahl darstellt: Der Einsatz von Flüssigkeitsschilden im innerstädtischen Gebiet kann aufgrund des Platzbedarfs und der grösseren Lärm- und Erschütterungsimmissionen der Separationsanlagen problematisch sein. Dies, in Kombination mit den tieferen Investitionskosten und dem einfacheren Betrieb der Erddruckschilde, ergibt oft eine Tendenz zu Gunsten der Letzteren. Obwohl die Flüssigkeitsstützung oft eine bessere Kontrolle des Druckes in der Arbeitskammer erlaubt, insbesondere bei gemischter Ortsbrust oder bei Fels von «schlechter Qualität».

Bei der Auswahl eines Schildtyps sollten nicht nur die Investitions- und Betriebskosten der Maschine, sondern auch die Kosten und der zusätzliche Zeitaufwand für Bauhilfsmassnahmen berücksichtigt werden. In komplexen geologischen Formationen sind die entsprechenden Schätzungen mit Unsicherheiten behaftet. Beschaffungsmethoden wie Totalverträge mit einem Pauschalpreis verschieben einen beträchtlichen Teil des geologischen Risikos Richtung Unternehmer. Das kann gemäss Erfahrung entweder zu unvernünftig hohen Risikozuschlägen in den Offerten oder – was häufiger der Fall ist – zu Verspätungen oder schlecht ausgeführten Arbeiten inklusive unzulässiger Oberflächensetzungen oder sogar zu Verbrüchen führen. Die in der Regel sehr knapp bemessene Frist für die Vorbereitung der Offerten kombiniert mit einem verständlichen Mass an Optimismus während der Submission, ist nicht förderlich für eine umsichtige Beurteilung der notwendigen Bauhilfsmassnahmen.

5 Schluss

Zwar ist es zweifellos vorteilhaft, Entscheidungen über den Maschinentyp möglichst dem Markt zu überlassen. Art und Menge der erforderlichen Zusatzmassnahmen sollten jedoch durch den Bauherrn bzw. seine Ingenieure vor der Submissionsphase fallweise für jeden Schildtyp getrennt und unter Berücksichtigung aller Betriebszustände abgeschätzt und in den Ausschreibungsunterlagen bzw. im Leistungsverzeichnis berücksichtigt werden. Fehlt dies, wird ein Vergleich der Offerten unmöglich.

6 Referenzen

- [1] Anagnostou, G. & Kovári, K. (1994), «The face stability of slurry-shield driven tunnels», *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9 (2), 165-174.
- [2] Heinz, A. (2006), *Modifizierte Bentonitsuspensionen für geotechnische Bauverfahren in Böden hoher Durchlässigkeit*, Dissertation 16698, ETH Zurich.
- [3] Anagnostou, G. & Kovári, K. (1996), «Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields», *Tunnelling and Underground Space Technology*, 11 (2), 165-173.
- [4] Lovat, P. R. (2006), «TBM Design Considerations: Selection of Earth Pressure Balance or Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines», *Int. Symp. on Utilization of underground space in urban areas*, 6-7 November 2006, Sharm El-Sheikh, Egypt.
- [5] AFTES, French Tunnelling Society, (2000), «Choosing mechanized tunnelling techniques», *Revue Tunnels & Ouvrages Souterrains*, 157.
- [6] BTS, British Tunnelling Society, (2005), *Closed-Face Tunnelling Machines and Ground Stability*, Thomas Telford Ltd, London.
- [7] DAUB, ÖGG & FGU (1997). «Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines», *Tunnel*, 5/97, 20-35.
- [8] DAUB, ÖGG & FGU (2000), «Recommendations for Design and Operation of Shield Machines», *Tunnel*, 6/00, 54-76.
- [9] Kovári K. & Ramoni, M. (2006). *Urban tunnelling in soft ground using TBMs*. *Int. Conf. & exhibition on tunnelling and trenchless technology*, Subang Jaya – Selangor Darul Ehsan; 17-31; The Institution of Engineers, Malaysia.
- [10] Kovári K. (2001), «Analyse und Handhabung von Risiken im Tunnelbau am Beispiel Zimmerbergtunnel», *Dokumentation D 0169 SIA, FGU*.
- [11] Marinos, P.G., Antoniou, P.G., Novack, M.G., Benissi, M.D., Rovolis, G.D., Papadatos, I.S., Angelidaki, K.I. (1998), «TBM excavation in weak and heterogeneous rock masses for the Athens Metro». 8th IAEG Congress, Balkema.
- [12] Thewes, M., Burger, W. (2005), «Clogging of TBM drives in clay - identification and mitigation of risks», In Erdem and Solak (eds) «Underground Space Use: Analyses of the Past and Lessons for the Future», 737 - 742.
- [13] Burger, W., Wehrmeyer, G. (2009). «TBM Vortrieb im Lockergestein – maschinentechnische Aspekte». *STC Colloquium*.
- [14] Langmaack, L. (2009). «Chemische Additive für den maschinellen Tunnelvortrieb». *STC Colloquium*.

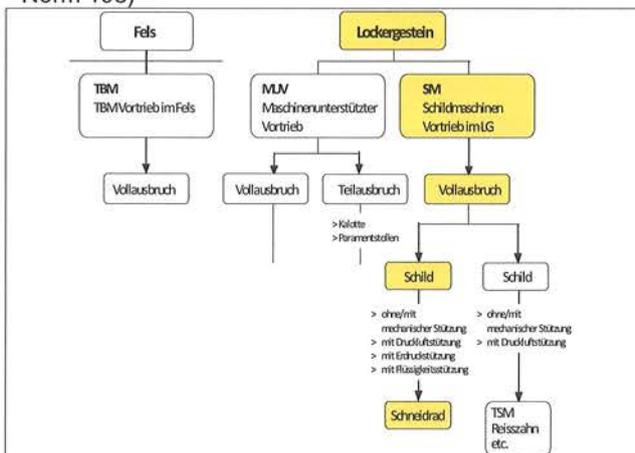
Schildmaschinenvortrieb im Lockergestein

Jürg Matter, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Basler & Hofmann, Zürich
 Martin Bosshard, Dipl. Bauing. ETH/SIA; Basler & Hofmann, Zürich

1 Einleitung

Durch die immer grösser werdende Mobilität von Bevölkerung und Wirtschaft entstanden vor allem in den städtischen Agglomerationen Verkehrsprobleme, welche infolge der dichten Bebauung nicht mehr oberirdisch gelöst werden konnten. Als Lösung blieb der Bau von unterirdischen Verkehrsanlagen. Die dabei zu überwindenden geotechnischen und hydrogeologischen Herausforderungen sowie die teilweise geringen Überdeckungen zu Gebäuden, Strassen und Versorgungsleitungen konnten nur dank der stetigen Weiterentwicklung des maschinellen Tunnelvortriebs angenommen werden. Insbesondere im Bereich der Bodendurchlässigkeit und des Wasserdruckes konnte in den letzten Jahren der Einsatzbereich von Schildmaschinen stark erweitert werden. Die folgenden Ausführungen befassen sich deshalb mit dem Schildmaschinenvortrieb im Lockergestein. In der folgenden Darstellung (Bild 1) wird für die Bezeichnung der verschiedenen Systeme und Vortriebsverfahren eine kurze Zusammenfassung der Begriffe gezeigt, wie sie in der Norm 198 des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) definiert sind. Diese Begriffsdefinitionen stimmen überein mit den Empfehlungen des Deutschen Ausschusses für unterirdisches Bauen (DAUB).

Bild 1: Schematische Übersicht über die Bezeichnung der Vortriebsverfahren im Untertagbau (Auszug aus SIA Norm 198)



Für die Definition der Begriffe werden zwei Haupt-Baugrundarten, Fels und Lockergestein, unterschieden. Dabei fällt auf, dass der Begriff Tunnelbohrmaschine (TBM) nur für den Felsvortrieb verwendet wird. Im Lockergestein hingegen spricht man von Schildmaschinen. Neben den Schildmaschinen mit Schneidrad gehören auch offene Schildmaschinen mit konventionellem Abbau in die Kategorie der Schildmaschinen mit Vollaussbruch.

2 Planungsablauf

Der Planungsablauf für Infrastrukturprojekte, bei welchen Tunnelprojekte mehrheitlich vorkommen sind, wie die Bezeichnungen der Maschinentypen und Vortriebsarten, in den SIA-Normen geregelt. Die Planungsphasen sind in der SIA Norm 103 festgelegt (Tabelle 1).

Tabelle 1: Planungsablauf

Phasen (SIA 103)	Planung
Strategische Planung / Vorstudie	Machbarkeitsstudie
Vorprojekt	Wahl des Vortriebsverfahrens
Bauprojekt/ Auflageprojekt	Einarbeiten von Auflagen
Ausschreibung	Umsetzung in den Werkvertrag

Die Planung und Realisierung von grossen Infrastrukturprojekten erstrecken sich in der Mehrzahl der Fälle über lange bis sehr lange Zeiträume. So gibt es Projekte in der Schweiz, welche auf eine mehr als 30jährige Planungsgeschichte zurückblicken können. Dazu gehört auch die Westumfahrung Zürich, welche am 2. Mai dieses Jahres eröffnet wurde.

Die Gründe für eine solch lange Planungsdauer sind vielfältig:

- Einsprachen, Gerichtsverfahren (bis Bundesgericht)
- Gesetzesänderungen (z.B. im Umweltbereich)
- Einschneidende Ereignisse mit neuen Erkenntnissen (Erhöhung des Sicherheitsstandards infolge Brandereignissen in Tunnels)
- Neue geologische Erkenntnisse
- Bessere Rahmenbedingungen für Ver- und Entsorgung
- Technische Entwicklungen
- usw.

Generell, aber speziell in solchen Fällen, muss deshalb bei Beginn einer neuen Projektierungsphase immer im Detail abgeklärt werden, ob zwischenzeitliche Änderungen massgebende Auswirkungen auf das vorliegende Projekt haben. Technische Weiterentwicklungen und Erweiterung der Einsatzmöglichkeiten des maschinellen Vortriebs erlauben unter Umständen neue Lösungsmöglichkeiten. Gesetzesänderungen, Einsprachen, usw. können hingegen zu erheblichen Mehrkosten und zu Bauzeitverlängerungen führen.

Beim Zimmerberg Basistunnel als Beispiel ermöglichte die Verdoppelung der zur Verfügung stehenden elektrischen Leitung auf dem Installationsplatz den gleichzeitigen Einsatz zweier Schildmaschinen. Durch die Möglichkeit, die Schildmaschine unterirdisch von einer Hartgesteins-TBM in eine Schildmaschine mit Flüssigkeitsstützung umbauen zu können, konnte auf den Bau eines grossen Schachtes mitten in der Stadt Zürich verzichtet werden. Ergänzende geologische Erkenntnisse in den zu durchfahrenden Limmatschottern hingegen verhinderten den in der vorherigen Phase geplanten konventionellen Vortrieb mit Gefrierverfahren.

3 Linienführung

Der Freiheitsgrad bei der Bestimmung der Linienführung eines Infrastrukturvorhabens nimmt wie bei allen Projekten mit fortschreitender Planung ab und ist nach der Bereinigung des Auflageprojektes praktisch null. Das heisst, eine grossräumige Umfahrung von Hindernissen für den Bau eines Tunnels ist höchstens in der frühesten Projektphase, also in der strategischen Planung resp. in den Vorstudien möglich. Da ein Tunnel im Rahmen von

Infrastrukturprojekten Teil einer übergeordneten Linienführung mit oft fixen geometrischen und betrieblichen Randbedingungen darstellt, ist seine Achse schon früh in relativ engen Grenzen festgelegt. Es ist daher in den seltensten Fällen möglich, die Tunnelachse in die geologisch/hydrogeologisch günstigste Lage zu bringen. Kleinere Anpassungen vor allem für die Optimierung von Sicherheitsaspekten sind im Rahmen von betrieblichen Festlegungen in Ausnahmefällen auch noch in der Bauprojektphase möglich. Bei der Durchmesserlinie z.B. konnte die vertikale Linienführung im Weinbergtunnel noch leicht optimiert werden, um neueren geologischen Erkenntnissen Rechnung zu tragen und den Tunnelfirst geringfügig in den günstigeren Felsbereich abzusenken.

Mit der Einarbeitung der Umweltauflagen sowie der Auflagen der Genehmigungsbehörde ins Auflageprojekt ist die Linienführung definitiv festgelegt. Das bereinigte Auflageprojekt bez. Bauprojekt bildet schliesslich die Grundlage für die Ausschreibung und das Ausführungsprojekt.

4 Wahl des Vortriebsverfahrens

4.1 Grundlagen

Grundlage für die Wahl des Vortriebsverfahrens ist die vom Bauherrn festgelegte und in den verschiedenen Planungsphasen optimierte Linienführung, welche nach der Bereinigung der Auflagen im Normalfall nicht mehr geändert wird. Die Linienführung selbst legt unter anderem folgende Randbedingungen für den Vortrieb fest:

- Geologie (Fels, Lockergestein)
- Hydrogeologie
- Überlagerungshöhe
- Überbauung (Setzungen, Erschütterungen, Lärm)
- Tunnel Normalprofil
- Tunnellänge
- unterirdische Hindernisse
- usw.

Unter den vorhandenen Randbedingungen sind in der Regel verschiedene Vortriebsarten mit unterschiedlichen Auswirkungen und Risiken möglich. Um die optimale Lösung bezüglich technischer Machbarkeit, sicherem Vortrieb, Umwelt, Bauzeit, usw. zu finden, wird jede mögliche Lösung anhand eines Kriterienkataloges be-

wertet und das Resultat mittels Variation der Gewichtung auf seine Stabilität überprüft.

Die Tabelle 2 zeigt einen möglichen Kriterienkatalog für ein einzelnes Vortriebsverfahren.

Tabelle 2: Beurteilungstabelle für ein mögliches Vortriebsverfahren

Kriterienkatalog mit drei Bewertungsszenarien		Bewertungsszenarien (Gewichtungssysteme)		
		Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3
1	Techn. betriebl. Zielerfüllung	15.0%	10.0%	10.0%
2	Risiken für Überbauungen, Strassen, Werkleitungen aus Setzungen, Niederbrüche	30.0%	40.0%	25.0%
3	Umweltverträglichkeit, insbesondere: Lärm Erschütterungen, GW Schutz, Abtransport / Entsorgung Wiederverwendung / Deponie Ausbruch	20.0%	15.0%	35.0%
4	Bauzeitprogramm	10.0%	10.0%	5.0%
5	Baukosten	5.0%	10.0%	10.0%
6	Überwachung	10.0%	10.0%	10.0%
7	Akzeptanz Durchsetzbarkeit	10.0%	5.0%	5.0%
Total		100.0%	100.0%	100.0%

Für die Beurteilung aller untersuchten Vortriebsvarianten müssen die aufgeführten Kriterien im Detail untersucht und deren Risiken beurteilt werden. Im folgenden soll auf die Kriterien

- Technische Risiken
- Umweltverträglichkeit

näher eingegangen werden.

4.2 Technische Risiken

Zur Beurteilung der technischen Risiken müssen sämtliche möglichen Gefährdungsbilder (unerwünschte Ereignisse) erkannt und deren mögliche Ursachen und Auswirkungen bestimmt werden. Um die verschiedenen Vortriebsarten bezüglich Risiko miteinander vergleichen zu können, muss dann für jedes Gefährdungsbild abgeklärt werden, wie die in Betracht kommenden Vortriebsarten die vorhandenen Risiken ausschliessen, vermindern oder zumindest auf ein akzeptables Restrisiko reduzieren können. Kann bei einer Vortriebsart ein massgebendes Risiko trotz Bauhilfsmassnahmen weder vermieden noch reduziert werden, fällt dieses aus dem Vergleich weg.

Als Beispiel weist das Risikoprofil der Lockergesteinsstrecke des Weinbergtunnels die folgenden Faktoren auf, welche eine eingehende Sicherheits- und Risikobetrachtung mit der Ableitung von entsprechenden Massnahmen erforderlich machen:

- Geologische und hydrogeologische Randbedingungen
- Geringe Überdeckung von 9 m bis 18 m, Sohle bis 25 m unter dem Wasserspiegel
- Unterquerung der Limmat
- Oberflächennutzung (wichtiger und zentraler Verkehrsknoten mit intensiver Nutzung durch den öffentlichen Verkehr, Individualverkehr und Fussgängerströme)
- Unterquerung von bestehenden Bauwerken (Strassenunterführungen, Bahnhofbrücke, Einkaufszentrum, Werkleitungen) mit einem Abstand von 6.5 m bis 8 m

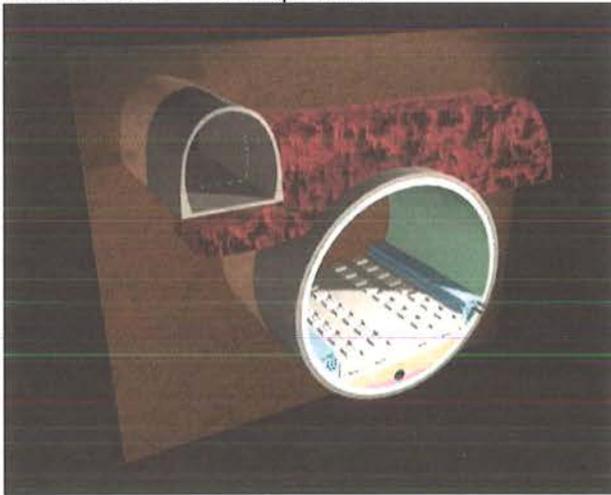
Die Liste der zu betrachtenden Gefährdungsbilder umfasst sowohl die Nutzungs- als auch die Bauphase. Die Nutzungsphase bestimmt die Anforderungen bezüglich Betriebs- und Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit. Die Bauphase wird durch Aspekte der Bauwerks-, Arbeits-, Personen- und Umweltsicherheit dominiert:

- Versagen oder Undichtigkeit der Ausbruchsicherung (Tübbinge)
- Instabilitäten (Ortsbrust / First), Tagbruch, Wassereinbruch
- Stützflüssigkeitsabgang, Ausbläser
- Unzulässige Setzungen (Gebäude, Strasse, Bahnhofbrücke, Tramgeleise)
- Nichtzulässige Beeinträchtigung der Umwelt (insbesondere Grundwasser)
- Erschütterungen
- Schwerwiegende, länger oder ev. nur extern behebbare Vortriebsprobleme der Schildmaschine: Bohrkopf- / Maschinenschäden, Bohrhindernisse (z.B. Teile von Baugrubensicherungen, Blöcke/Findlinge)
- Sicheres Ausfahren der Schildmaschine in die Zielbaugrube

Die Massnahmenplanung hat das hohe Sicherheitsbedürfnis und die Randbedingung der Ausführbarkeit von Bauhilfsmassnahmen zu berücksichtigen. Es sind deshalb Bauhilfsmassnahmen zu planen, welche entweder

die Eintretenswahrscheinlichkeit und / oder das potenzielle Schadensausmass von unerwünschten Ereignissen auf ein akzeptables Minimum beschränken. Auch diese Bauhilfsmassnahmen durchlaufen denselben Vorgang von der Ermittlung der Gefährdungsbilder bis zur Erarbeitung von Massnahmen welche die vorhandenen Risiken mindestens auf ein akzeptables Risiko reduzieren.

Bild 2: Pilotstollen und Injektionsdeckel als Bauhilfsmassnahmen für den Hauptvortrieb



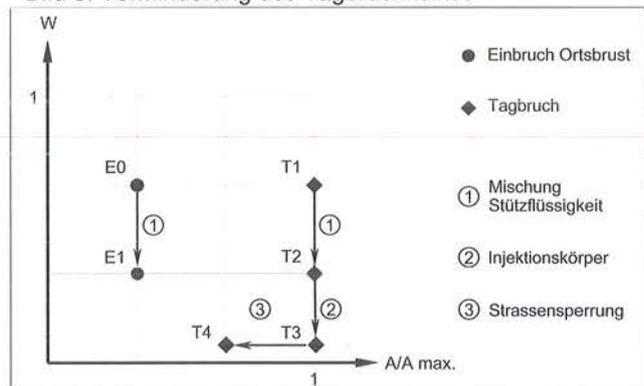
Beispiel für derartige Bauhilfsmassnahmen war der Pilotstollen beim Zimmerberg-Basistunnel, aus welchem der 400 m lange, durchgehende Injektionsdeckel für den Schildvortrieb erstellt wurde und welcher im Bedarfsfall den Zugang zum Schneidrad der Schildmaschine ermöglicht hätte (Bild 2). Auch für den Pilotstollen selbst und für den Injektionsdeckel wurde eine Risikoanalyse erstellt und Massnahmen für die Erreichung der Funktionstüchtigkeit geplant und ausgeführt.

Zusammen mit einer an die speziellen Baugrundeigenschaften angepassten Stützflüssigkeit und der Sperrung der über dem Vortriebsbereich liegenden Strassen konnte das Tagbruchrisiko massgebend verringert werden.

Nach [1] sind im Bild 3 die einzelnen Schritte bei der Risikoverminderung schematisch dargestellt. Den Ausgangspunkt bildet der Punkt E_0 , der das Risiko eines Einbruches der Ortsbrust darstellt. Da eine solche Instabilität als Auslöser eines Tagbruchs gilt, weisen beide Ereignisse die gleiche Eintretenswahrscheinlichkeit auf. Da der Tagbruch mit dem grössten Schadensausmass verbunden ist, steht für ihn im Diagramm der Punkt T_0 . Was bewirkt die Wahl einer verbesserten Mischung der

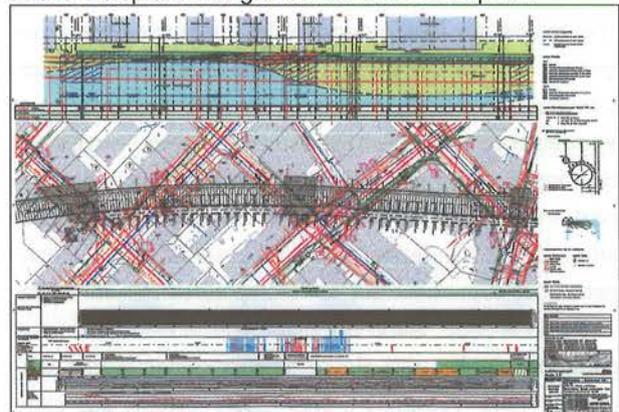
Stützflüssigkeit? Sie verringert die Eintretenswahrscheinlichkeit für den Einbruch der Ortsbrust und verschiebt somit den Punkt E_0 lotrecht zu E_1 . Damit erfährt der Punkt T_0 die gleiche Verschiebung nach unten (T_1). Die Anordnung eines durchgehenden Injektionskörpers verringert die Eintretenswahrscheinlichkeit eines Tagbruchs weiter, so dass man den Punkt T_2 erhält («Dammoklesschwert»). Um nun zu einem akzeptablen Risiko zu gelangen, wurde das Schadensausmass durch Sperrung der Strassen und die Evakuierung bestimmter Gebäude für die Zeitdauer ihrer Unterfahrung angeordnet. Der entsprechende Punkt ist durch T_3 bezeichnet und bedeutet zugleich das Restrisiko.

Bild 3: Verminderung des Tagbruchrisikos



Die aus der Risikoanalyse erarbeitete Massnahmenplanung kann in einem grafischen Sicherheitsplan übersichtlich dargestellt werden. Er beinhaltet einerseits die bekannten Randbedingungen wie Geologie, Hydrologie, vorhandene Fremdobjekte, usw. und andererseits die unerwünschten Ereignisse (Gefährdungsbilder), deren Auslöser sowie die dazugehörigen Massnahmen mit den entsprechenden Dokumenten.

Bild 4: Beispiel eines grafischen Sicherheitsplans



4.3 Umwelt

Neben den technischen Risiken müssen für die Wahl des Vortriebsverfahrens auch diejenigen der damit zusammenhängenden Randbedingungen und Einschränkungen beurteilt werden, welche sich aus dem Umweltschutz ergeben.

Es gibt drei Hauptgesetze, welche in der Schweiz das Thema Umwelt abdecken. Es sind dies:

- Bundesgesetz über den Umweltschutz (USG), 7.10.1983, rev. 1.8.2008
- Gewässerschutzgesetz (GSchG), 7.10.1983, rev. 1.8.2008
- Natur- und Heimatschutzgesetz (NHG), 1.7.1966, rev. 1.1.2008

Bild 5: Gliederung des Bundesgesetzes über den Umweltschutz



Gewässerschutzgesetz (GSchG), 7.10.1983, rev. 1.8.2008

- Gewässerschutzverordnung
- SIA Norm 430
- VSS Normen (Verein Schweizerischer Strassenbauer)

Natur- und Heimatschutzgesetz (NHG), 1.7.1966, rev. 1.1.2008

- Heimat (Schutz von Gebäuden)
- Natur (Schutz von Flora / Fauna)
- Landschaft (Landschaftsschutz, Schutz inventarisierter Gebiete)

Viele der in den genannten Gesetzen behandelten Anforderungen und Auflagen sind nicht direkt mit einem Schildvortrieb im Lockergestein verbunden oder können

mit mehr oder weniger Aufwand, resp. Ausführungsbestimmungen gelöst werden. Darunter fallen unter anderem:

- Landschaftsschutz
- Flora / Fauna
- Luft (Staubreduktion durch Einhausungen auf dem Installationsplatz)
- Bodenschutz

Massgebenden Einfluss auf das Vortriebsverfahren hingegen haben unter anderem die folgenden Kriterien

- Grundwasser, insbesondere wenn es für Trinkwasser genutzt wird
- Deponierung von Ausbruchmaterial (Umweltbestimmungen)
- Lärm, z.B. durch Separieranlage (Einschränkung der Arbeitszeit)

Grundwasser

Beim Grundwasser sind zwei Hauptaspekte für die Wahl der Vortriebsart von massgebender Bedeutung. Zum einen betrifft es die qualitative Beeinflussung durch in den Boden eingebrachte Baustoffe, zum anderen die durch Bauhilfsmassnahmen, wie z.B. Schlitzwände oder Bohrpfahlwände, reduzierte Durchflussmenge des Grundwassers.

Das Kriterium der reduzierten Durchflussfläche bei Grundwasserträgern kann zur Folge haben, dass tief reichende Bauhilfsmassnahmen, z.B. für eine Tagbaulösung, nicht zulässig sind und aus den möglichen Varianten ausscheiden und einen Schildvortrieb erfordert.

Allenfalls notwendige Grundwasserabsenkungen lassen sich in den meisten Fällen mit Ausgleichsmassnahmen wie z.B. Wiedereinspeisung bewältigen. Dieses Verfahren wird im Rahmen der neuen Durchmesserlinie Zürich beim Bahnhof Löwenstrasse angewendet.

Deponierung

Die Deponierbarkeit des Ausbruchmaterials hängt massgeblich von dessen Konsistenz, z.B. dem Wassergehalt sowie den darin enthaltenen Hilfsstoffen, z.B. Tenside ab.

Der grosse Aufwand der durch Behördenauflagen für die Konditionierung des beim EPB Vortrieb anfallenden

Ausbruchmaterials beim Zimmerberg-Basistunnel erforderlich gewesen wäre, hat unter anderen Kriterien schliesslich zum Verzicht auf diese Vortriebsart geführt.

Aber auch beim Schildmaschinenvortrieb mit Flüssigkeitsstützung kann beim Auftreten von sehr feinkörnigen Bodenschichten die Separierung des Ausbruchmaterials sehr stark erschwert sein. Aus der erforderlichen Reduktion des Wassergehaltes entsteht für die Deponierbarkeit z.B. mittels Kammerfilterpressen ein grosser zeitlicher und finanzieller Aufwand.

Lärm

Im Gegensatz zum Erddruckschild entsteht beim Schildvortrieb mit Flüssigkeitsstützung durch die Separierung des Ausbruchmaterials eine grosse Lärmbelastung. Je nach Umgebung und der Möglichkeit einer Schalldämmung können von den Behörden Einschränkungen für die erlaubten Arbeits- respektive Vortriebszeiten auferlegt werden. Durch wirksame Massnahmen wie z.B. Einhausungen kann die Situation meist entschärft werden.

Bild 6: Installationsplatz mit Separieranlage in städtischem Gebiet



4.4 Wahl des Vortriebsverfahrens

Nachdem die untersuchten Vergleichskriterien für alle in Betracht gezogenen Vortriebsarten inklusive der notwendigen Bauhilfsmassnahmen mit Hilfe von Risikountersuchungen erfolgt ist, werden die Bewertungen der Resultate einander gegenübergestellt.

Aus dieser Gegenüberstellung kann sich entweder ein eindeutiger Entscheid zugunsten einer Vortriebsart ergeben, oder es kann sich zeigen, dass z.B. zwei Varianten gemäss der Analyse gleichwertig sind. Falls dieses Resultat nach einer erneuten Überprüfung der durchgeführten Risikoanalyse unverändert bleibt, können unter Umständen zwei Verfahren, z.B. Schildmaschine mit

Flüssigkeitsstützung und Schildmaschine mit Erddruckstützung, zugelassen und ausgeschrieben werden.

5 Ausschreibung

Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf die Ausschreibung eines aus der Risikoanalyse hervorgegangenen Vortriebsverfahrens «Schildmaschine mit Flüssigkeitsstützung».

Grundsätzlich stellt sich die zentrale Frage, wie weit der Bauherr bei der Ausschreibung die Konstruktionsmerkmale eines Vortriebssystems bestimmt, d.h. wie weit er in den Verantwortungsbereich des Unternehmers eingreift. Für eine klare Abgrenzung der Verantwortlichkeiten zwischen Bauherr und Unternehmer gilt folgender Grundsatz:

Der Bauherr

- definiert die Randbedingungen, unter denen der Vortrieb erfolgen soll
- beschreibt die Aufgaben, welche die Maschine bewältigen muss
- legt fest, welche baulichen Zusatzmassnahmen für ein sicheres Auffahren des Tunnels ausgeführt werden müssen. Diese Massnahmen sind unter anderem das Resultat der detaillierten Risikoanalyse, welche für die vorgängig gewählte Vortriebsart durchgeführt worden ist.

Der Unternehmer

- setzt die vom Bauherrn gestellten Anforderungen an die Vortriebseinrichtung unter den vorhandenen Randbedingungen um

5.1 Verantwortungsbereich des Bauherrn:

5.1.1 Randbedingungen

Der Bauherr ist verantwortlich für die vollständige Ermittlung der für den Vortrieb massgebenden Randbedingungen. Dies betrifft insbesondere:

Geologie/Hydrogeologie

Umfassende geologische/hydrogeologische Grundlagen sind die Voraussetzungen für die Ermittlung der Gefährdungsbilder, der Wahl der Vortriebsart und der Planung der notwendigen Bauhilfsmassnahmen. Beim Weinberg-

tunnel wurden, aus der Erfahrung beim Bau des Bahnhofs Museumsstrasse, in der Limmat alle 10 m eine Bohrung durchgeführt um das Risiko eines Blockteppichs mit grosser Wahrscheinlichkeit ausschliessen zu können.

Diese Grundlagen sind aber auch unerlässlich für den Unternehmer zur Detailplanung seiner Vortriebseinrichtungen. Um sicher zu stellen, dass die vorhandenen geologischen Daten vollständig und den besonderen Sicherheitsanforderungen des Projektes genügen, sollte das geologische Risiko beim Bauherrn bleiben und nicht dem Wettbewerb der anbietenden Unternehmungen ausgesetzt werden.

Fremdobjekte / Hindernisse

Verläuft ein Tunnelprojekt in städtischer Umgebung, so ist aus früheren Bautätigkeiten mit Fremdobjekten wie Wasserleitungen, Anker, Baugrubenabschlüssen, usw. zu rechnen. Deren Lage kann in vielen Fällen aus den Bauarchiven der Stadt ermittelt werden. Neben den bekannten müssen in den Randbedingungen für den Unternehmer aber auch alle vermuteten Fremdobjekte bekannt gegeben werden. Beim Zimmerberg-Basistunnel konnten z.B. aus historischen Fotoaufnahmen gewisse Anhaltspunkte für Fremdobjekte gefunden werden.

Vortriebsverfahren

Müssen während der Planung Vortriebsverfahren aus sicherheitstechnischen oder Umweltschutz Gründen ausgeschlossen werden, so sind sie in der Ausschreibung als mögliche Unternehmervarianten explizit zu verbieten. So wurden bei der Lockergesteinsstrecke des Zimmerberg-Basistunnels sowohl der Vortrieb mit Druckluftstützung als auch der konventionelle Vortrieb mittels Injektionen/Jetting resp. mit Gefrierverfahren verboten.

Bauhilfs- und Sicherheitsmassnahmen

Sind für die Beherrschung der vorhandenen Risiken Bauhilfs- und Sicherheitsmassnahmen notwendig, so sind sie ausdrücklich als fixer Bestandteil der Ausschreibung festzulegen und dürfen nicht aus Wettbewerbsgründen weggelassen werden.

5.1.2 Anforderungen

Die Anforderungen, welche der Bauherr aufgrund der ermittelten Randbedingungen sowie der Risikoanalyse und der Massnahmenplanung an die Vortriebsmaschine stellt, können in verschiedene Gruppen unterteilt werden.

- Geometrische Anforderungen
- Anforderungen aus dem Baugrund / Umwelt
- Anforderungen an die Konstruktion
- Leistungsanforderungen
- Funktionale Anforderungen
- Sonderanforderungen
- Anforderungen an die Überwachung

Geometrische Anforderungen

- Geometrische Abmessungen der Tübbinge
- Event. Mindestdurchmesser des Ausbruchquerschnittes als Anforderung aus der Projektierung

Anforderungen aus dem Baugrund / Umwelt

- Bewältigung der geologischen und hydrogeologischen Eigenschaften des Baugrundes
- Bewältigung von Blöcken mit Steinbrecher
- Bewältigung von bekannten und vermuteten Fremdobjekten
- Verwendung von umweltverträglichen Konditionierungsmitteln
- Es sind biologisch abbaubare Hydrauliköle und Fette zu verwenden

Anforderungen an die Konstruktion

- Wechsel der Abbauwerkzeuge von hinten durchführbar ohne den Bohrkopf zurückzuziehen
- Rückziehbarkeit des Bohrkopfes
- Das Hauptlager, die Hauptlagerdichtung, die Schildschwanzdichtung und sämtliche Nebendichtungen müssen Untertage auswechselbar sein; ein Ersatzlager ist vorzuhalten und innert nützlicher Frist (max. 1 Mt.) verfügbar sein.
- Ringspaltverfüllung mit Mörtel durch den Schildschwanz (ganzes Profil).

Leistungsanforderungen

- Vortriebsleistung
- Vorschubkraft
- Drehmoment

Funktionale Anforderungen

- Demontage teilweise unterirdisch
- Der Bohrkopf muss in beide Richtungen mit gleicher Kraft gedreht werden können; variable Drehzahl des Bohrkopfes, um bei Erschütterungen die Drehzahl reduzieren zu können
- Vollflächig gestützte Ortsbrust
- Druckluftbeaufschlagung der Ortsbrust bis max. 2 bar Überdruck für manuelle Zugänglichkeit
- Vorrichtung für Abdichtung der Ortsbrust vor Druckluftbeaufschlagung.
- Möglichkeit zur Durchquerung der Abbaukammer und des Bohrkopfes zur manuellen Beseitigung von Hindernissen (z.B. Segmentweises öffnen des Bohrkopfes).
Der Bohrkopf darf dabei im Lockergestein nicht zurückgezogen werden
- Kein Druckabfall bei Stromausfall oder generellem Stillstand

Sonderanforderungen

- Abstützung des Schildmantels auf die Tübbinge
- Durchfahren von Spund-, Rühl- und armierten Schlitzwänden
- Preventerbohrungen durch den Schildmantel
- Profilvergrösserung durch Überschnitt

Überwachung

- Vorrichtung/Instrumentierung zur Bestimmung des effektiven und des totalen Stützdrucks; Gewährleistung der Bruststützung bei Stillstandzeiten mit Massnahmen zur Verhinderung des Eindringens des Stützmediums in die Ortsbrust
- Ständige Kontrolle der Bilanz Vortriebsleistung zu gefördertem Ausbruchmaterial (z.B. mit Aufzeichnung der Fördermengen über Dichtemessungen im Vor- und Rücklauf).
- Laufende Überwachung von Luftdruck und Luftmenge mit Messgeräten

- Zulässige Setzungen oder Hebungen beim Erstellen des Haupttunnels bis zum Einbau der Verkleidung betragen 15 mm

Zur Datenerfassung wird in der Ausschreibung normalerweise eine Ausrüstung mit integrierter Datenerfassungsanalyse mit Anzeige von Funktionsstörungen und Fehlermeldung sowie ein Online Datentransfer ins Baubüro des Unternehmers verlangt.

5.1.3 Datenübergabe an den Bauherrn

Von der grossen Zahl an Daten, die im Verlauf des Vortriebes anfallen sind für den Bauherr jene von Bedeutung, welche ihm die laufende Beurteilung der Situation ermöglichen. Er legt daher fest, welche Daten je Vortriebssystem mindestens zu erfassen, tabellarisch aufzuzeichnen und grafisch über die Vortriebslänge mit Zuordnung zu Vortriebsstand und zur Zeit übersichtlich und am Folgetag dem AG digital zur Verfügung zu stellen sind. Dies kann z.B. folgende Angaben betreffen:

- Abweichungen Bohrkopflage, Schild-Fahrt und Tübbingringlage zur Soll-Lage (Seite und Höhe)
- Vorschubkraft
- Bohrkopf-Anpresskräfte
- Bohrkopf-Drehmomente
- Fördermengen im Vergleich zur Bohrgeschwindigkeit
- Bohrgeschwindigkeit (Netto-Bohrgeschwindigkeit ohne Berücksichtigung von Unterbrechungen in m/Std.)
- Materialverbrauch Ringspaltverfüllung (Mörtel)
- Leistungsaufnahme (Energieverbrauch)
- Auflistung von Bohr- und Nebenzeiten
- Messung von Luftdruck und -menge
- usw.

Aussergewöhnliche Ereignisse und Messresultate sind hingegen sofort der Bauleitung resp. dem Bauherrn zu melden.

6 Vergabe

Eine wichtige Weichenstellung bezüglich Sicherheit wird mit den Vergabekriterien gestellt. Erfolgt eine Vergabe lediglich aus Preisgründen so kann den Sicherheits- und Risikoüberlegungen in der Regel kein genügendes Gewicht beigemessen werden. Um den Anforderungen

eines äusserst anspruchsvollen Schildmaschinenvortriebs im Lockergestein gerecht zu werden, könnte folgendes Verfahren angewendet werden.

Technisches und finanzielles Angebot müssen getrennt abgegeben werden. In einem ersten Schritt müssten die anbietenden Unternehmen die Eignungskriterien erfüllen, damit sie in die nächste Bewertungsrunde kommen. In diesem zweiten Schritt werden die Offerten im Detail nach vorgegebenen Kriterien beurteilt und bewertet. Erreicht eine Offerte die festgelegte Mindestpunktzahl, welche sicherstellt, dass die Voraussetzungen bezüglich Erfahrung, Referenzen und technischer Ausrüstung eine erfolgreiche Realisierung des Bauwerkes gewährleistet sind, so erhält dasjenige Angebot den Zuschlag, welches das beste Preis-/Leistungsverhältnis aufweist.

7 Überwachung

Neben den aus dem Vortrieb ermittelten Daten benötigt der Bauherr als Überwachung der Auswirkungen des Vortriebes sowie für die Beweissicherung ein umfangreiches eigenes Messkonzept.

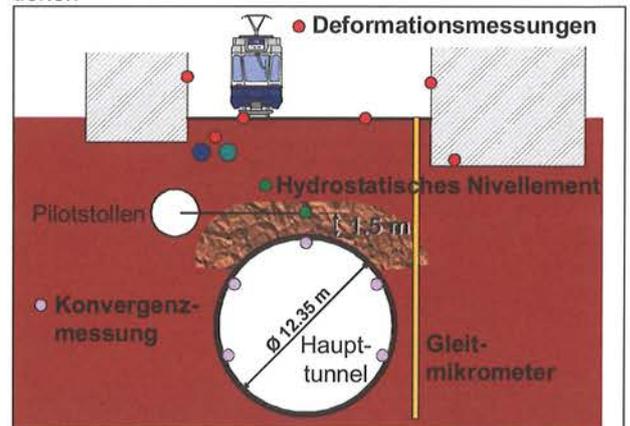
Um adäquate Messungen für die Beweissicherung treffen zu können, sind die zu erwartenden Arten von Immissionen und Gefährdungen auf die bestehenden Bauwerke zu eruieren. Daraus lassen sich dann die geeigneten Verfahren zur Überwachung festlegen und die notwendigen Messgeräte installieren Bild 7.

Es handelt sich dabei primär um folgende Immissionen / Gefährdungen:

- Setzungen
- Erschütterungen / Körperschall
- Baulärm
- Grundwasserverschmutzung

Die Wahl der passenden bauwerkspezifischen Massnahmen zur Beweissicherung stützt sich ab auf die zu erwartenden Immissionen resp. Gefährdungen. Im Vordergrund stehen folgende Massnahmen:

Bild 7: Messkonzept für die Überwachung von Deformationen



- Riss- / Schadensprotokolle bei möglichen betroffenen Bauwerken vor Beginn der Bauarbeiten und nach deren Abschluss
- Präzisionsnivellement, insbesondere für allfällige Setzungen an Gleisanlagen
- Vermessung der horizontalen Verschiebungen, insbesondere bei allfälligen Verkippungen / Horizontalverschiebungen
- Erschütterungsmessungen z.B. bei empfindlichen Computeranlagen
- Körperschallmessungen
- Schallpegelmessungen, insbesondere bei Installationsplätzen oder Materialumschlagsorten
- Überwachung von Versorgungsleitungen (Gas, Wasser, Abwasser, usw.)
- Kanalfernsehaufnahmen
- Grundwasserspiegelmessungen
- Messung der Grundwasserqualität

Zur Kontrolle der Wasserqualität im Bereich des Tunnelvortriebes im Lockergestein wurde beim Zimmerberg-Basistunnel ein permanentes Überwachungssystem installiert, welches im Ereignisfall Notpumpen in Betrieb setzen konnte, um das Ausbreiten möglicher Schadstoffe zu verhindern.

Neben dem Sammeln von Daten muss natürlich vor allem sichergestellt werden, dass verantwortliche Stellen definiert und bestimmt werden, welche in der Lage sind, die Daten überwachen und interpretieren zu können. Zum vornherein festgelegte Grenz- und Alarmwerte müssen erkannt und die geplanten Massnahmen ausgelöst werden. Beispiele in der Vergangenheit haben ge-

zeigt, dass die Nichtbeachtung dieses Vorgehens zu fatalen Ereignissen führen können.

Bild 8: Eingerichtete Interventionsanlage



Zum Entscheid und zur Durchsetzung von erforderlichen Massnahmen während der Vortriebsarbeiten, welche unter Umständen auch einen Einfluss auf Kosten und Termine haben können, müssen deshalb für die Ausführungsphase beschlussfähige Gremien geschaffen werden. Bei der Durchmesserlinie sowie auch beim Zimmerberg-Basistunnel wurden folgende Sitzungstypen institutionalisiert:

- Sicherheitssitzung unter Beteiligung des Bauherrn, Projektingenieurs und Experten.
- Ereignismanagementsitzung unter zusätzlicher Beteiligung der ausführenden Unternehmung und der Vertreter der Stadt (Werkleitungen, Strassen, Polizei, Katastrophenstab)
- Sitzung der Grundwasserschutzkommission

Diese Vorgehensweise hat sich bei beiden Projekten in kritischen Situationen bestens bewährt

8 Zusammenfassung

Grundsätzlich unterscheidet sich die Planung eines Schildmaschinenvortriebes im Lockergestein nicht von der Planung z.B. eines Felstunnels. Es müssen die selben Planungsschritte behandelt und ebenfalls eine umfassende Risikoanalyse erstellt werden. Durch die wesentlich schwierigeren Randbedingungen und das immense Schadenpotentials, denen sich ein Schildmaschinenvortrieb im Lockergestein, insbesondere in städtischem Gebiet, gegenübersteht, kommen jedoch der

Risikoanalyse, der Massnahmenplanung sowie der Überwachung eine viel umfassendere Bedeutung zu.

Wie die vorhergehenden Betrachtungen gezeigt haben, stellt ein Schildmaschinenvortrieb im Lockergestein höchste Anforderungen sowohl an die Planung als auch an die Ausführung. Nur eine enge und offene Zusammenarbeit zwischen den Beteiligten, sowie der Wille, die vorhandenen Herausforderungen gemeinsam anzunehmen und zu lösen, führen zu einem erfolgreichen Projekt.

9 Referenzen

- [1] Prof. Dr. K. Kovári, Dipl. Ing. M. Bosshard 2003
Risiken im Tunnelbau: Analyse und Handhabung am Beispiel Zimmerberg-Basistunnel. Zeitschrift Tunnel 6/2003, S. 10.

TBM-Vortrieb im Lockergestein – maschinentechnische Aspekte

Werner Burger, Dr. Gerhard Wehrmeyer
Herrenknecht AG

1 Einleitung

In den vergangenen 10 Jahren hat eine rasante Entwicklung und Ausweitung der Einsatzgebiete von flüssig- und erddruckgestützten Tunnelbohrmaschinen stattgefunden. Beide Maschinentypen sind in der Lage, Tunnel in Lockerböden unterhalb des Grundwasserspiegels aufzufahren. Nachfolgend sollen die Kernthemen Gebirgsabbau, Förderkreislauf – Förderschnecke, Ringspaltverpressung sowie Wechsel der Betriebsart behandelt werden.

2 Abbau des Gebirges und Schneidradgestaltung

2.1 Methoden der Ortsbruststützung

Sofern über Schneidräder bzw. Gebirgsabbau gesprochen wird, sollten zwei unterschiedliche Situationen beachtet werden:

- Standfeste Ortsbrust mit wenig oder ohne Wasserandrang, in der Regel oberhalb des Grundwasserspiegels.
- Nicht standfeste Ortsbrust, meist in Kombination mit erheblichem Wasserandrang unterhalb des Grundwasserspiegels.

Im ersten Fall können je nach anstehendem Gebirge Vollschnittmaschinen (rotierendes Schneidrad) oder aber Maschinen mit teilflächigem Abbau (Bagger oder Schrämmarm) eingesetzt werden. Dies kann kombiniert werden mit dem Einsatz von Brustverbauplatten während Stillstandszeiten oder dem Einsatz von Druckluftstützung.

Der zweite Fall verlangt den Einsatz einer aktiven Ortsbruststützung während des Vortriebs sowie der Stillstandszeiten bzw. dem Kammereinstieg.

Das Grundprinzip einer aktiven Ortsbruststützung ist, dass die Tunnelbrust entweder von einer vorgespannten Spülflüssigkeit (flüssiggestützte Maschine «STBM»)

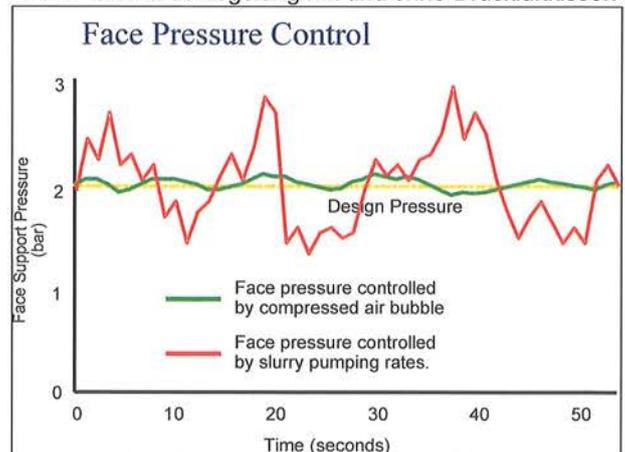
oder von einem konditionierten Erdbrei aus dem abgebauten Material (erddruckgestützte Maschine «EPBM») gestützt wird. Dabei ist aus der Sicht des Schneidradkonstruktors der Unterschied der beiden Verfahren neben der Viskosität im Wesentlichen der Scherwiderstand und die Dichte des Stützmediums. Die Druckregelung des Stützmediums basiert entweder auf einem Volumenstrom (EPBM oder STBM ohne Druckluftkissen) oder aber unabhängig davon auf der Druckregelung eines Luftkissens (STBM mit Druckluftkissen: Mixschild).

Die Stützdruckregelung einer Erddruckmaschine basiert auf einem geringen Volumenstrom, der sich aus dem Volumen des abgebauten Bodens sowie der zugegebenen Konditionierungsstoffe ergibt. Die Stützdruckregelung einer flüssiggestützten Maschine ohne Druckluftkissen basiert auf dem hohen Volumenstrom der im Förderkreislauf zirkulierenden Stützflüssigkeit und des abgebauten Bodens.

Bei einer flüssiggestützten Maschine mit Druckluftkissen erfolgt die Stützdruckregelung unabhängig vom Volumenstrom auf der Basis einer Luftdruckregelung.

Eine Druckregelung auf Basis des Fließ- oder Umlaufvolumens wird schwieriger oder ungenauer, je grösser dieser Volumenstrom wird, während eine vom Volumenstrom unabhängige Regelung die höchste Genauigkeit bei kürzester Reaktionszeit ermöglicht (Bild 1).

Bild 1: Stützdruckregelung mit und ohne Druckluftkissen



Für beide Maschinentypen (EPBM und STBM) ist es wesentlich, dass der kontrollierte Druck des Stützmediums in der bestmöglichen Art auf die gesamte Ortsbrustfläche übertragen wird. Aus diesem Grund ist ein Abschotten der Ortsbrust vom Stützmedium in der Abbaukammer (z. B. durch das zeitweise Verschliessen der Schneiradöffnungen) mit hohen Risiken für ein unkontrolliertes Verhalten der Ortsbrust verbunden. Jegliche konstruktiven Anstrengungen einer mechanischen Stützung der Ortsbrust während des Abbauvorgangs sind bei instabilen Ortsbrustverhältnissen nicht wirksam. Es ist auf jeden Fall ein Arbeitsspalt der Werkzeuge von mehreren Zentimetern zwischen Ortsbrust und Schneiradfrontplatte vorhanden, der auch bei minimaler Auslegung ein zu grosses Verbrauchsvolumen aufnehmen könnte.

2.2 Entwicklung der Schneiradkonzepte

2.2.1 Flüssiggestützte Maschinen

In den späten 1970er und frühen 1980er Jahren war beim Bau der ersten flüssiggestützten Maschinen mit Druckluftkissen der Grundgedanke, einen bestmöglichen Austausch und Kontakt der Stützflüssigkeit zur Tunnelbrust zu ermöglichen. Diese Maschinen wurden für den Einsatz in durchlässigen Sanden und Kiesen unterhalb des Grundwasserspiegels entwickelt. Aus diesem Grund wurden Speicherschneiräder (Bild 2) eingesetzt, bei denen als Werkzeuge einfache Vierkantstichel auf der Armitte oder Schälmesser an den Armseiten eingesetzt wurden.

Diese Schneiradtypen bewährten sich recht gut in den entsprechenden Baugründen. Für den Einsatz in gemischten Böden wurden später auch zusätzliche Schneidrollen auf den Armen angeordnet.

Bild 2: Frühe Mixschilder mit Speicherschneirad: HERA Hamburg 1984 (links), Metro Moskau 1985 (rechts)



In Folge des Konstruktionsprinzips dieser Schneiräder ist der Einsatz von nach hinten ausbaubaren Schneidrollen kaum zu realisieren; dies gilt insbesondere bei kleinen bis mittleren Durchmessern.

Für grosse Durchmesser wie bei der Grauholzmaschine 1988 (Bild 3) war es dann aber möglich, begehbare Armquerschnitte zu realisieren, was den Einsatz von durchgängig nach hinten ausbaubaren Schneidrollen erlaubte.

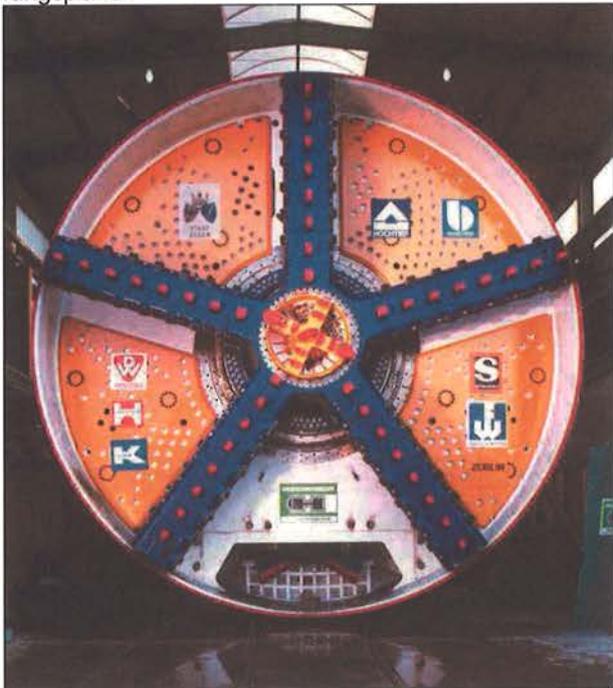
Bild 3: Grauholztunnel 1988



Dieses Prinzip wurde später weiterentwickelt zum drucklosen Werkzeugwechsel, bei dem der geschlossene Arminnenraum zum Werkzeugwechsel unter atmosphärischen Bedingungen gehalten werden kann. Die Speicherschneiräder bewährten sich gut bei der Ortsbruststützung im Vortrieb, hatten aber den Nachteil, dass grosse Ortsbrustbereiche beim Kammereinstieg unter Druckluft frei lagen.

Auch bei bester Funktion des Stützprinzips Filterkuchen-Druckluft gab es keinen mechanischen Schutz für das Personal in der Abbaukammer. Dies bedeutet besonders bei Durchmessern > 6–7 m ein Risiko und schafft ein Gefühl der Unsicherheit im Falle eines Kammereinstiegs. Um dem zu begegnen wurden im Stillstand ausfahrbare Sicherungsplatten (Bild 4) entwickelt.

Bild 4: Essen 1994 mit im Stillstand ausfahrbaren Sicherungsplatten



Im Jahr 1990 wurde das erste geschlossene Schneidrad bei einer flüssiggestützten Maschine in Mülheim (Bild 5, links) überwiegend im Fels und 1991 in Strassburg (Bild 5, rechts) im Rheinkies eingesetzt.

Bild 5: Ruhrtunnel Mülheim 1990 (links), Strassburg 1991 (rechts)

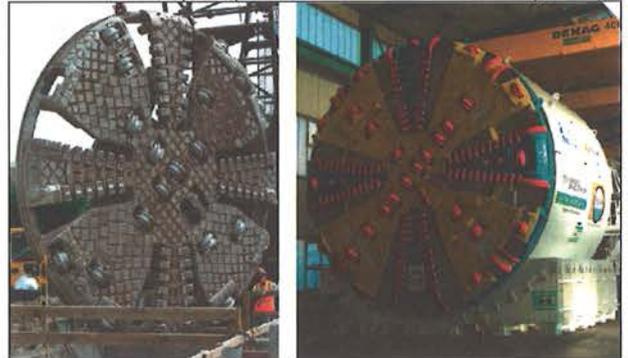


Diesen Anwendungen folgte eine Vielzahl weiterer Einsätze unter verschiedensten Baugrundbedingungen. Es hat sich dabei erwiesen, dass das Prinzip der Flüssigstützung auch bei mehrheitlich geschlossenen, scheibenförmigen Schneidrädern erfolgreich eingesetzt werden kann.

Diese Erkenntnisse öffneten die Tür für weitere Verbesserungen wie von hinten auswechselbaren Werkzeugen, speziell für Einsätze von flüssiggestützten Maschinen in gemischten Böden oder gar im Hartgestein (Bild 6).

Gleichzeitig zu den Entwicklungen der Schneidräder wurden auch Verbesserungen am Flüssigkeitskreislauf selbst erreicht. Neuere Maschinen erlauben eine Bentonitzugabe nicht nur hinter der Tauchwand wie an den frühen Maschinen, sondern auch in die Abbaukammer selbst oder vor das Schneidrad. Diese Maschinen ermöglichen damit eine vielfältige Variation und Anpassung des Spülkreises an die jeweiligen Bedingungen.

Bild 6: Moderne Schneidräder der Mixschilde Portland East Side CSO (links), Portland West Side CSO (rechts)



2.2.2 Erddruckgestützte Maschinen

EPB-Schneidräder bzw. -Maschinen wurden für den Abbau von feinkörnigen Böden mit meist geringer Durchlässigkeit entwickelt. In diesem Zusammenhang dienen sie allerdings nicht nur als Werkzeugträger, sondern agieren auch als eine Art Mischwerkzeug, um die für die Ortsbruststützung notwendige Erdbreikonsistenz in der Abbaukammer herzustellen. Basierend auf dieser Doppelfunktion sind die meisten EPB-Schneidräder weitgehend geschlossene Schürfscheiben (Bild 7). Damit entstehen ein erster Abbau- und Mischbereich zwischen der Ortsbrust und der Frontplatte des Schneidrads sowie die eigentliche Mischkammer zwischen der Schneidradrückseite und der Druckwand. Bei sehr leicht plastifizierbaren idealen Böden, die nur sehr wenig Mischarbeit und Konditionierung benötigen, werden auch vereinzelt Speicheradbauformen eingesetzt.

Die Doppelfunktion Abbau und Mischen des Bodens bedingt zusätzliche Anforderungen für den konstruktiven Aufbau dieser Schneidräder. Dies bezieht sich sowohl auf die Notwendigkeit der Zugabe von Konditionierungsmitteln vor und hinter dem Schneidrad als auch auf alle Arten von Materialflussaspekten um den Konditionierungs- und Mischprozess optimal zu ermöglichen. Je besser dieser Prozess umgesetzt wird, desto besser

kann die Ortsbruststützung und damit eine Beherrschung von Setzungen erreicht werden.

Bild 7: Frühe EPB-Schneidräder Metro Taipei, Taiwan 1992 (links), Metro Valencia 1994 mit zum Teil gemischtem Werkzeugbesatz aus Schälmessern und Schneidrollen (rechts)

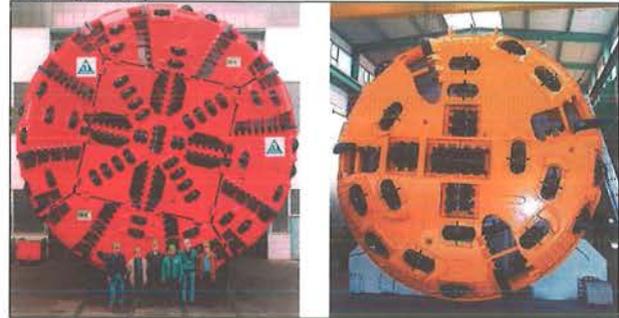


Wie früher für die flüssiggestützten Maschinen, so wurde auch der Einsatzbereich der Erddruckschilde in Richtung grobkörnigerer oder gar stark heterogener Böden ausgeweitet. Dies wurde möglich durch grosse Fortschritte bei der Entwicklung von Konditionierungsmitteln und Techniken. Damit war es dann auch notwendig, gemischte Werkzeugbesätze mit Schneidrollen und Schälmessern vorzusehen. Dies allerdings verbunden mit zusätzlichen Erschwernissen bei der konstruktiven Umsetzung der Funktionen Materialfluss und Mischen.

Einige der heuligen Erddruckanwendungen verwenden fast vollwertige Hartgesteinsbohrköpfe für den Einsatz auf Trassen mit wechselnden Baugründen von Lockerböden bis zu vollflächigem Fels (Bild 8). Diese Maschinen werden üblicherweise in den Felsstrecken im offenen Modus und in den Übergangs- und Lockergesteinsbereichen im geschlossenen Modus betrieben.

Durch die konstruktiven Erfordernisse des Hartgesteineinsatzes ist es allerdings unumgänglich, dass hierbei für den geschlossenen Erddruckeinsatz Kompromisse bezüglich Materialfluss und Mischverhalten eingegangen werden müssen. In der Folge davon ist mit geringeren Leistungen und erhöhtem Verschleiss im Vergleich zum Einsatz einer reinen Erddruckmaschine in den Lockergesteinsbereichen zu rechnen. Im Gegensatz dazu gilt dies nur teilweise für den Einsatz eines Flüssigkeitschildes unter derartig wechselnden Baugrundbedingungen.

Bild 8: EPB-Schneidräder für wechselnde Baugrundverhältnisse Metro Porto 2000 (links), Singapur DTSS 2003 (rechts)



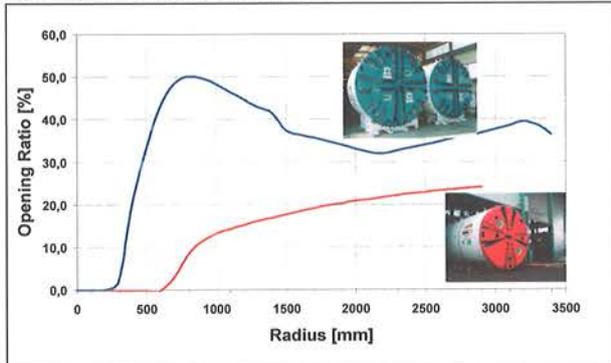
2.3 Öffnungen und Öffnungsverhältnis

Als Öffnungsverhältnis wird der prozentuale Anteil der Materialeinlassöffnungen an der gesamten Schneidradfläche bezeichnet. Diese Kennzahl ist für Erddruckschilde von grösserer Bedeutung als für Flüssigkeitsschilde und liegt üblicherweise zwischen 25-35 %. Die Grösse und Lage der Materialeinlässe an einem Schneidrad ist das Ergebnis eines Kompromisses zwischen einer Vielzahl von Anforderungen:

- Die Öffnungen müssen gross genug sein, um den Eintritt des abgebauten und im Werkzeugspalt vor dem Schneidrad bereits vorkonditionierten Bodens ohne wesentliche Druckverluste in die hintere Mischkammer zu erlauben. Die Stützdruckmessung wird üblicherweise durch Druckmessdosen vorgenommen, die in der Druckwand eingebaut sind. Grössere Druckunterschiede des Erddrucks vor und hinter dem Schneidrad sind nicht hinnehmbar, wenn eine genaue Steuerung des Stützdrucks erforderlich ist. Der Einsatz von zusätzlichen Erddruckmessdosen in der Frontplatte des Schneidrads ist schon gelegentlich versucht worden, allerdings erlaubt die Genauigkeit und Verlässlichkeit der Messwerte nur einen bedingten Einsatz als primäre Grösse zur Regelung des Stützdrucks.
- Die Querschnitte der Einlassöffnungen sollten die Korngrösse der Findlinge begrenzen, die in die Mischkammer gelangen können. Grundsätzlich sollten in die Mischkammer nur solche Korngrössen gelangen können, die auch von dem weiterführenden Abfördermechanismus (meist ein Schneckenförderer) verarbeitet werden kann. Diese Anforderung führt in der Regel zu Konflikten bei kleineren bis mittleren Maschinendurchmessern, die geometrisch nur

eine begrenzte Schneckengrösse erlauben. Der Einsatz von Kornbegrenzern ist in diesen Fällen üblich, führt aber auch häufig zu Verklebungen und Verstopfungen der kleinen verbleibenden Materialeinlässe.

Bild 9: Verlauf des Öffnungsverhältnisses entlang des Radius von EPB Schneidradkonzepten mit vergleichbarer Werkzeugspezifikation – voller Besatz mit Schälmeisern sowie Disken im Aussenbereich. Allerdings mit der Zusatzanforderung nach hydraulischen Verschlussklappen beim roten Schneidrad und daraus resultierenden Nachteilen im Zentrumsbereich



Wesentlich wichtiger als der globale Anteil der Öffnungsfläche eines Schneidrads ist deren Lage bzw. der Verlauf des Öffnungsverhältnisses entlang des Radius (Bild 9). Speziell der Zentrumsbereich eines Schneidrads ist anfällig für Verklebungen. Bei Erddruckmaschinen gibt es kaum eine Mischdynamik im Zentrumsbereich. Bei flüssiggestützten Maschinen kann dies zum Teil durch eine Zentrumsspülung kompensiert werden. Auf jeden Fall sind Öffnungen im zentrumsnahen Bereich eine wesentlich höhere Wertigkeit zuzuweisen als denen in den Aussenbereichen.

2.4 Materialfluss

Der Materialfluss in der Abbaukammer ist ein wesentlicher Aspekt sowohl für flüssiggestützte als auch für Erddruckmaschinen. Verklebungen des Schneidrads sind eines der wesentlichen leistungsmindernden Risiken bei Vortrieben in entsprechenden Böden. Wo immer möglich, sollte die Schneidradausformung «tote Ecken» oder Taschen vermeiden, die Anbackungen und Brückenbildung begünstigen. Die Schneidradausbildung sollte so «strömungsgünstig» wie möglich sein, sowohl an der Vorder- als auch an der Rückseite. Insbesondere die zentrumsnahen Bereiche sind gefährdet, da hier eine sehr geringe Werkzeuggeschwindigkeit bzw. Mischdynamik vorherrscht.

Aus diesen Gründen wurden für Mixschilder aktive Zentrumsschneider entwickelt, zum Teil sogar mit eigener Speise- und Förderleitung. Eine Steigerung der Vortriebsgeschwindigkeit von bis zu 30 % in kohäsiven Böden wurde damit erreicht bei gleichzeitiger Reduzierung des erforderlichen Drehmoments um etwa 25 % (siehe auch Bild 2_04 Essen).

Der Gedanke eines unabhängigen Zentrumsschneidrads wurde nun auch zum ersten Mal realisiert an einer 15,2-m-Erddruckmaschine für das Projekt M30 in Madrid.

Bild 10: EPB für das M30 Projekt in Madrid mit unabhängigem Innen- und Aussen-Schneidrad während der Werksmontage und beim Durchstich



Das unabhängige Zentrumsschneidrad mit 7,0 m Durchmesser erlaubt eine höhere Geschwindigkeit der Werkzeuge und Mischdynamik im Zentrum dieser bisher grössten Erddruckmaschine. Als Zusatzeffekt wird auch eine teilweise Kompensation des Drehmoments erreicht, indem das innere und äussere Schneidrad in verschiedene Drehrichtungen betrieben werden können.

Schneidradausführungen für nur eine Arbeitsdrehrichtung sind vorteilhaft für eine Optimierung des Materialflusses, nehmen aber die Möglichkeit, einer Schildverrollung durch Drehrichtungswechsel entgegenzuwirken. Einige einseitig drehende Schneidräder für Lockerböden waren erfolgreich im Einsatz; allerdings muss hierbei in Kauf genommen werden, dass das Rückdrehmoment zu einem Teil über eine Pressenschrägstellung in die Tübbingauskleidung eingeleitet werden muss. Da dies gewisse Zusatzanforderungen an den Tunnelausbau stellt, ist die allgemein übliche Lösung nach wie vor der Einsatz von Schneidrädern mit zwei Drehrichtungen.

2.5 Findlinge und Steine

Sowohl für erddruck- als auch für flüssiggestützte Maschinen ist das Antreffen und Durchhören von Steinen und Findlingen eine herausfordernde, aber durchaus übliche Aufgabenstellung. Der Einsatz von Schneidrollen in Verbindung mit Schälmessern ist übliche Praxis bei derartigen Gegebenheiten. Die Entscheidung für einen Schneidrolleneinbau im Zentrumsbereich beruht auf einer Risikoabwägung bzw. der zu erwartenden Steinhäufigkeit. Der Einsatz von Schneidrollen im Zentrum lässt im Normalfall nur wenig Raum für Zentrumsöffnungen, um einen optimalen Materialfluss zu gewährleisten.

Durch eine Vielzahl verschiedener Einsätze ist belegt, dass Findlinge mittels Schneidrollen abgearbeitet werden können, solange sie ausreichend fest in die umgebende Matrix eingebunden sind. Je nach Grösse des Findlings besteht der Abbauprozess in normaler Chipbildung, wie aus Hartgesteinsvortrieben bekannt, oder aber einem Spalten des Steins in einzelne Bruchstücke. Für den Maschinenbetrieb unter solchen Bedingungen ist es wichtig zu verstehen, dass die zulässige Penetration von diesem, wenn auch nur partiellen, Prozess des Gesteinsabbaus bestimmt wird. Selbst wenn der Findling nur einige wenige Prozent der Ortsbrustfläche einnimmt, ist es dennoch nicht möglich, bei harten Findlingen eine Penetration von 15 bis 25 mm zu erreichen, ohne die betroffenen Schneidrollen durch extreme Schockbelastungen zu zerstören (Bild 12). Derartige Vorgänge passieren recht häufig – zum Teil mit schwerwiegenden Folgeschäden für die Schneidradstruktur – durch «Herunterschleifen» der Findlinge.

Bild 11: East Side CSO Portland, Ortsbrust (links), aus der Brust gelöster Stein beim Eintritt in die Abbaukammer

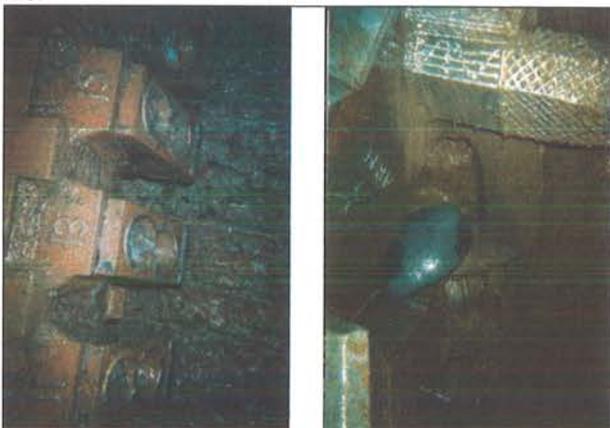


Bild 12: Schaden am Schneidrad, bedingt durch gebrochene Schneidrollen



Schneidrollen für den Einsatz im geschlossenen Modus hatten ursprünglich den gleichen Grundaufbau wie für Hartgesteinseinsätze. Später wurden verbesserte Dichtsysteme mit gleichzeitig verminderter Reibung entwickelt, die heute erfolgreich bis zu einem Kammerdruck von etwa 4 bar eingesetzt werden. Für höhere Drücke ist der Einsatz von druckkompensierten Schneidrollen vorzusehen.

Gute Ergebnisse wurden mit Monobloc-Schneidrollen (Bild 13) erzielt, die auf wechselbare Schneidringe verzichten. Diese Konstruktionen sind zwar teurer, aber dafür wesentlich weniger anfällig gegen Sekundärverschleiss oder Beschädigung. Wo es die Baugrundbedingungen zulassen, können auch Zweiringrollen eingesetzt werden mit geringerem Risiko eines Blockierens in weichen Böden.

Bild 13: 14 Zoll Monobloc-Schneidrollen



Auf der Basis von weitreichenden Erfahrungen mit flüssiggestützten Maschinen beim Durchfahren von Böden

mit eingelagerten Steinen ist davon auszugehen, dass keine Steine > 50 cm beim Vortrieb aus der Ortsbrust herausgelöst werden (Bild 11). Diese Erkenntnisse resultieren aus der Tatsache, dass die früher üblichen Kammereinstiege zur Steinbergung nach der Einführung von Steinbrechern (Bild 14) für eine Körnung dieser Grösse fast gänzlich entfallen.

Bild 14: Steine einer Korngrösse von etwa 300 mm im Brecherbereich eines Mixschildes



Auf Grund der Tatsache, dass nach wie vor keine wirksame Lösung für den Einbau von Steinbrechern in Erd-druckschilden vorhanden ist, ist die Korngrösse < 50 cm für diese Maschinen unter Umständen als kritisch zu betrachten.

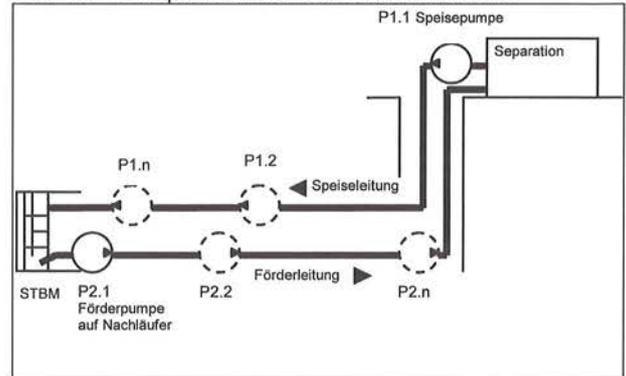
Während für den eigentlichen Abbau mit Schneidrollen an der Ortsbrust kein Unterschied zwischen den Maschinentypen besteht, ist die Behandlung der Steine nach Eintritt in die Abbaukammer kritisch, sofern der eingesetzte Schneckendurchmesser die Abförderung einer solchen Korngrösse nicht erlaubt. Mit diesen Schwierigkeiten kann problemlos in grossen Maschinen umgegangen werden. Sie werden aber umso bestimmender bei Maschinendurchmessern unter ca. 6 m, bei denen grosse Schneckendurchmesser > 800 mm kaum mehr geometrisch realisierbar sind.

3 Hydraulischer Förderkreislauf

3.1 Einleitung

Förderkreisläufe (Bild 15) sind das klassische Fördersystem bei flüssigkeitsgestützten Maschinen. Die Stützflüssigkeit übernimmt hierbei gleichzeitig die Aufgabe des Fördermediums.

Bild 15: Prinzipschema eines Förderkreislaufs



Nachdem das Gemisch aus dem Sohlbereich der Abbaukammer über den Saugstutzen aufgenommen worden ist, gelangt es nach dem Durchgang durch die drehzahlgeregelte Förderpumpe und Teleskoprohre oder flexible Schläuche in die fest im Tunnel verlegte Streckenleitung. In einer übertage angeordneten Separieranlage wird die aufgeladene Suspension vom mitgeführten Feststoff getrennt. Eine zweite Rohrleitung führt die gereinigte und nach Bedarf aufgefrischte Suspension wieder dem Schild zu. Wird durch den fortschreitenden Vortrieb die Förderweite einer Pumpe überschritten, werden im Schacht bzw. im Tunnel Druckerhöhungspumpen, so genannte Relaispumpen angeordnet.

3.2 Auslegungskriterien

Die erforderliche Umlaufmenge stellt die zentrale Kenngrösse eines Förderkreislaufes dar. Sie wird bestimmt aus dem gegenseitigen Zusammenspiel der zu transportierenden Abraummenge und der Feststoffbeladung, also dem Verhältnis zwischen Feststoffanteil und Transportmenge.

In der anwenderorientierten Praxis wird zur Bestimmung des erforderlichen Umlaufvolumenstroms Q_M oftmals folgende Gleichung benutzt:

$$Q_M \cong \frac{\pi}{4} \cdot d_{\text{Ortsbrust}}^2 \cdot v_{\text{Vortrieb}} \cdot \frac{\rho_s - \rho_l}{\rho_m - \rho_l} \cdot \frac{60}{1.000}$$

- mit
- $d_{\text{Ortsbrust}}$: Ausbruchsdurchmesser [m]
 - v_{Vortrieb} : Vortriebsgeschwindigkeit [mm/min]
 - ρ_m : Dichte des Gemisches [t/m³]
 - ρ_l : Dichte der Trägerflüssigkeit [t/m³]
 - ρ_s : Korndichte des Feststoffes [t/m³]

Von Interesse ist dabei der insbesondere der Nenner, der die Differenz zwischen der Gemischdichte der Förderleitung und der Suspensionsdichte darstellt. Diese Differenz wird verschiedentlich auch als Spreizung bezeichnet und zur Angabe über den Beladungszustand herangezogen.

Bild 16: Auslegung Förderkreislauf über Schilddurchmesser

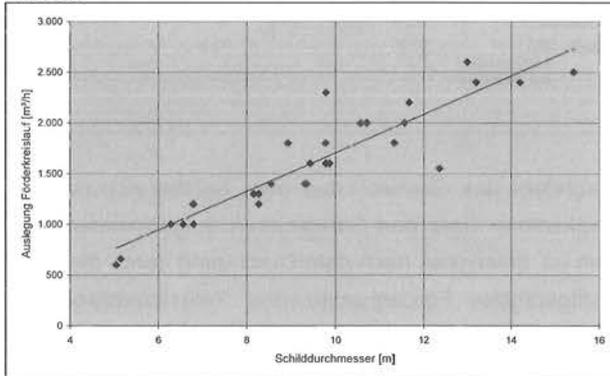


Bild 16 gibt einen Überblick über die heute üblichen Umlaufmengen von Förderkreisläufen in Abhängigkeit vom Schilddurchmesser. Vergleicht man die Werte mit Auslegungsgrößen von Förderkreisläufen und Separationsanlagen bereits länger abgeschlossener Tunnelprojekte, fällt eine Vergrößerung der Volumenströme auf. Die Ursache hierfür sind die heute höheren zu Grunde gelegten Vortriebsgeschwindigkeiten und der erhöhte Spülbedarf bei Mixschildvortrieben, um Verklebungen beim Vortrieb in bindigen Böden zu vermeiden.

Die berechneten Umlaufmengen stellen die maximale Auslegungsgröße des Förderkreislaufts dar und liegen für Vortriebe in kohäsionslosen Böden auf der sicheren Seite. Für bindige Böden ist dagegen infolge in der Realität oftmals eine Verklebungsneigung des gelösten Bodens zu beobachten. Hier ist die von der Suspension zu transportierende Bodenmenge und die Vortriebsgeschwindigkeit zu verringern, da der Vergrößerung des Umlaufvolumens wirtschaftliche Grenzen gesetzt sind. Weiterhin geht der gelöste Boden je nach Beschaffenheit teilweise oder vollständig in Lösung mit der Trägerflüssigkeit. Entscheidend hierbei ist die Leistungsfähigkeit der Feinstrennung der Separation, die die geförderte Bodenfracht zeitnah wieder von der Suspension trennen soll. Kommt es bei Vortrieben in Böden mit hohem Feinstanteil zu einer Aufladung der Suspension mit im Kreislauf verbleibenden Feinstanteilen, muss die Ab-

raumfracht verringert oder die Suspension getauscht werden.

3.3 Fördergeschwindigkeit und Rohrdurchmesser

Nach Festlegung von Umlaufmenge und Beladung mit abgebautem Boden gilt es bei der weiteren Auslegung des Kreislaufes ein optimales Gleichgewicht bei der Wahl von Fördergeschwindigkeit, Rohrdurchmesser und Pumpen- und Energiebedarf zu finden. Neben förder-technischen Gesichtspunkten bei der Wahl der Fördergeschwindigkeit spielen hier Kostengesichtspunkte, Aspekte zur Betriebssicherheit, Verfügbarkeit von Rohr- und Pumpenmaterial und die mögliche Pumpenanordnung eine wichtige Rolle.

Fördergeschwindigkeit und Rohrdurchmesser sind nach Festlegung der Umlaufmenge fest miteinander verknüpft. Bei kleinem Rohrdurchmesser können hohe Fließgeschwindigkeiten erzielt werden. Ein Absetzen des gelösten Bodenmaterials, welche als kritische Geschwindigkeit definiert ist, wird sicher vermieden. Umgekehrt steigen mit zunehmender Fördergeschwindigkeit bzw. abnehmendem Rohrdurchmesser die Druckverluste, welches die Anzahl der bis zum Vortriebsende benötigten Pumpen und den Stromverbrauch erhöht, was aus wirtschaftlicher Sicht zu vermeiden ist.

Als Fließgeschwindigkeit sollte eine Fördergeschwindigkeit größer als 3 m/s ausgeführt werden, um ein Absetzen des gelösten Bodenmaterials und damit das Auftreten von Stopfern zu vermeiden.

Die Fließgeschwindigkeiten erhöhen sich durch die Verwendung von Wasser als Fördermedium gegenüber Bentonitsuspension mit größerer Schleppkraft. Zudem fehlen dem Fördermedium Wasser die den Verschleiss mindernden und den Druckverlust herabsetzenden Feinstanteile der Bentonitsuspension, so dass auch beim Vortrieb im Festgestein mit grundwassergefüllten Klüften und hydraulischer Förderung des Abbaumaterials das Beimischen von Bentonit erwogen und durchgeführt wird (vergleiche Bild 18).

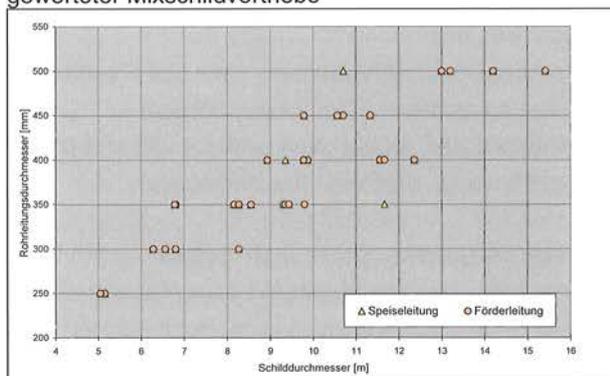
Neben dem aufgezeigten Zusammenhang zu Druckverlust, Feststoffbeladung und Trägerfluid sollte die Fördergeschwindigkeit entlang der Förderstrecke auch nicht

wesentlich höher gewählt werden, um den Verschleiss an den mit Feststoff in Berührung kommenden Bauteilen wie Rohrleitungen, Rohrbögen, Pumpengehäusen und Laufrädern zu begrenzen. Verschleiss an den Pumpen äussert sich im Betrieb in einem Abfallen von Druckhöhe, Fördermenge und Wirkungsgrad und ist deshalb bei der Auslegung mit zu berücksichtigen. Verschleiss an den Förderleitungen im Sohlbereich kann durch rechtzeitiges Drehen der Rohre auf den gesamten Rohrumfang verteilt werden, ehe es zu Leckagen kommt, die den Austausch des jeweiligen Rohrstückes erfordern.

Bei der Wahl des Rohrdurchmessers spielt neben der Fördergeschwindigkeit das zu erwartende Grösst Korn der Feststoffe eine wichtige Rolle (Bild 17). Die Entwicklung bei den verwendeten Gemischkreislumpen lässt heute durch die Verwendung von Sonderlaufrädern den Transport von Steinen bis zu einer Grösse von nahezu $2/3$ des Durchmessers des Pumpendruckstutzens zu. Die frühere Beschränkung der förderbaren Korngrösse auf $1/3$ des Rohrdurchmessers, um ein Wiederanfahren des Förderkreislaufes nach Stillstand zu ermöglichen, wird heute durch intensives Spülen der Förderleitungen vor dem Stillstand aufgehoben.

Bei der Festlegung des Rohrdurchmessers der Speiseleitung bietet sich die Möglichkeit, die Druckverluste durch die Wahl eines gegenüber der Förderleitung geringfügig grösseren Rohrdurchmessers abzusenken und den Energiebedarf zu optimieren. Die dabei geringere Fließgeschwindigkeit ist durch den Entfall des Feststofftransports innerhalb dieser Rohrleitung nicht von Belang.

Bild 17: Rohrdurchmesser von Förderkreisläufen ausgewerteter Mixschildvortriebe



3.4 Gesamtförderhöhe und Pumpenauswahl

Bild 18: Gemessene Druckverluste für Materialförderung DN300 nach Beclé mit Darstellung der Auslegungsbereiche für Speise- und Förderleitung

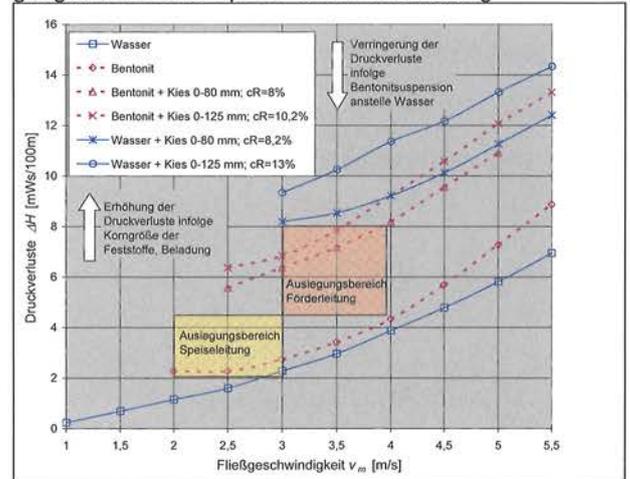


Bild 18 zeigt die bei Tunnelvortrieben gemessenen Druckverluste in einer Rohrleitung DN 300 für verschiedene Bodenarten. Der jeweilige Einfluss des Bodenmaterials, der Beladung und des Trägerfluids auf die Höhe des Druckverlustes wird deutlich. Schraffiert eingetragen sind die jeweiligen anzustrebenden Auslegungsbereiche für die Druckverluste in Speise- und Förderleitung.

Neben der Abschätzung der zu erwartenden Reibungsverluste (üblicherweise in mWs /100m) aus der Materialförderung entlang der Förderstrecke sind folgende weitere Grössen bei der Bestimmung der Gesamtförderhöhe zu berücksichtigen:

- Geodätische Höhen aus dem Trassenverlauf des Tunnels
- Geodätische Höhe Schacht
- Zusätzliche geodätische Höhen Separieranlage
- Zusätzliche Förderstrecken übertage
- Zuschläge für den erwartenden Verschleiss an den Pumpen
- Zuschläge für Krümmer, Rohrbögen, Verzweigungen auf der TBM

Je nach Durchströmungsrichtung unterstützen oder erschweren die geodätischen Höhen den Förderprozess und gehen deshalb unterschiedlich in die Bilanz ein. Gleiches gilt für den in der Abbaukammer herrschenden Stützdruck, welcher von der Speisepumpe überwunden

werden muss, den Ansaugprozess der Förderpumpe auf der TBM saugseitig jedoch unterstützt.

In Abhängigkeit von der Gesamtförderhöhe werden die Pumpen ausgewählt. Dabei wird versucht, jede Pumpe bei vorgegebenem Durchfluss möglichst optimal auszunutzen.

Für den Leistungsbedarf der Pumpe gilt folgende Beziehung:

$$P_{\text{erf.}} = \frac{\rho_m \cdot Q_m \cdot g \cdot \Delta H_{\text{Pumpe}}}{\eta}$$

mit ρ_m : Dichte des Gemisches

Q_m : Umlaufmenge

ΔH_{Pumpe} : gewählte Förderhöhe der Pumpe

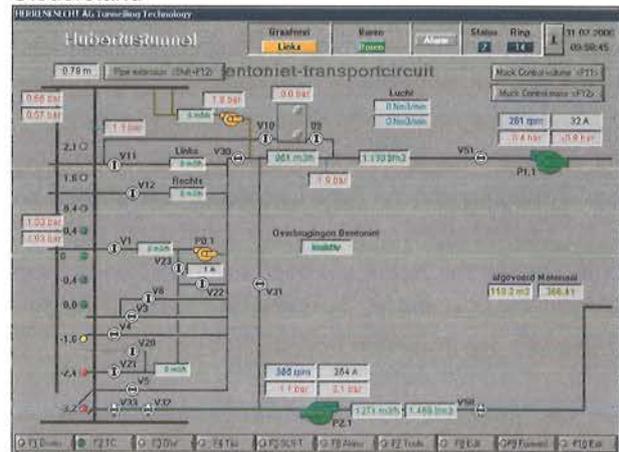
η : Wirkungsgrad

3.5 Betrieb

Informationen über den Strömungszustand innerhalb der Rohrleitungen erhält der Schildfahrer über in Speise- und Förderleitung angeordnete Durchflussmesser. Beim Starten des Förderkreislaufs wird der Kreislauf zunächst im Bypass-Modus hochgefahren, um die gewünschten Geschwindigkeiten bzw. Durchflüsse zu erzielen. Anschließend werden die Absperrkugelhähne zur Abbau- und Arbeitskammer geöffnet und der Bypass-Schieber zugefahren. Dabei beobachtet der Schildfahrer das Niveau des Suspensionsspiegels hinter der Tauchwand. Informationen über den Suspensionsspiegel liefern die kapazitiv messende Seilmesssonde und die Kontaktgeber der Niveaupunkte, die so die Forderung der Ausschreibung nach zwei verschiedenen Systemen zur Niveaubestimmung erfüllen.

Im Abhängigkeit vom Suspensionsspiegel und der Vortriebsgeschwindigkeit werden anschliessend die Pumpen von Speise- und Förderleitung nachgeregelt. Drucksensoren auf Saug- und Druckseite der jeweiligen Pumpe geben dem Schildfahrer Auskunft (Bild 19) über eine mögliche Stopferbildung innerhalb der Förderleitung und übergeordnet über das Betriebsverhalten des jeweiligen Förderstranges des Kreislaufs.

Bild 19: Bildschirmdarstellung des Förderkreislaufs im Steuerstand



3.6 Hauptbaugruppen/Ausrüstung auf der Maschine

3.6.1 Suspensionseinspeisung

Die klassische Zuführung der Suspension sah bei den frühen Mixschilden eine nahezu vollständige Einspeisung der Bentonitsuspension im rückwärtigen Bereich der Arbeitskammer vor. Mit den Vortrieben in tonigen Böden wurden schwenkbare Bentonitdüsen und die anteilige Einspeisung von Suspension über eine Drehdurchführung in das rotierende Schneidradzentrum ausgeführt.

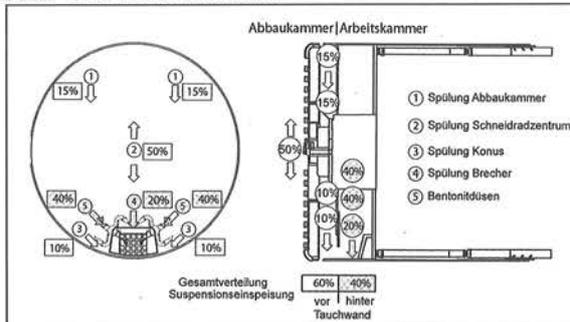
Stand der Technik ist bei ausgeführten Mixschilden heute eine Verzweigung des Speisestroms auf folgende Austrittspunkte:

- Spülauslässe in die Abbaukammer (im oberen Bereich der Tauchwand)
- Schneidradzentrum entlang des Zentrumskamms
- Schneidarmspülungen
- Konusspülung Abbaukammer (vor die Tauchwand links und rechts der Tauchwandöffnung)
- Bentonitdüsen Arbeitskammer (links und rechts des Rechens bzw. Brechers) Brecherspülung

Je nach Schilddurchmesser und Projektanforderungen werden nicht alle aufgeführten Auslässe realisiert, da die erforderlichen Verzweigungen und Rohrleitungen den rückwärtigen Schildraum verbauen und den Zugang nach vorne erschweren. Die möglichen Wahlmöglichkeiten der Einspeisung werden von den Schildfahrern zur Beschleunigung des Absinkvorgangs des abgebauten

Bodenmaterials unter Beachtung der Drehrichtung des Schneirades genutzt. Bild 20 zeigt exemplarisch die Basisaufteilung der Suspensionszuführung in Abbau- und Arbeitskammer eines 10-m-Mixschildes.

Bild 20: Verteilung der Suspensionseinspeisung auf Abbau- und Arbeitskammer



Die Einspeisung der Suspension muss den Stützdruck innerhalb der Abbaukammer überwinden, um einen Spüleffekt zu erzielen. Druckerhöhungspumpen auf der Maschine sorgen für den benötigten Einspeisedruck. Die bisweilen ausgeführten speiseseitigen Pumpenbatterien zur Bedienung der Einzelstränge mit separater Regelung der jeweiligen Pumpe weichen dabei zunehmend der effektiveren Lösung mit einer grossen, den Streckenpumpen bauähnlichen Druckerhöhungspumpe, die für eine Druckerhöhung der gesamten Einspeisemenge sorgt.

3.6.2 Abbaukammergestaltung

Innerhalb der Abbaukammer sinkt das gelöste Bodenmaterial je nach Korngrösse mehr oder minder schnell in der mit dem Schneirad langsam rotierenden Flüssigkeit nach unten. Auf der Sohle angekommen wird feinkörniges Material von der Schleppspannung der Suspension, welche die Tauchwandöffnung durchströmt, mitgenommen. Gröberes Material passiert als Geschiebetransport, unterstützt durch das drehende Schneirad, die Tauchwandöffnung nach hinten.

Die Gestaltung der Abbaukammer bei Mixschilden soll diesen Fördervorgang möglichst optimal unterstützen. Glatte Oberflächen von Schildschneide und Tauchwand, die teilweise Verkleidung des Konus im Sohlbereichs, die heutigen reduzierten Tauchwandöffnungen, Konuspülöffnungen neben der Tauchwandöffnung und die mögliche Anordnung von Rückräumern an der rückwärtigen

taugen Schneiradkontur sind dabei bewährte Konstruktionselemente.

Die hinter der Tauchwand angeordnete Arbeitskammer beherbergt im Sohlbereich die Bauteile Tauchwandschieber, Bentonitdüsen, Agitatoren, Steinbrecher, Rechenkasten und Saugstutzen. Weiter oberhalb befindet sich bereits die Infrastruktur zur Kammerbegehung (Podestebenen mit Gitterrosten, Leitern, Luken, Schleusentüren, Vorrichtungen zum Werkzeugwechsel, etc.), Rohrleitungen zur Suspensionszuführung, diverse Messeinrichtungen (Seilmesssonde, Niveaupunkte, Druckgeber, Druckluftregeleinrichtungen).

Schwenkbare Bentonitdüsen und/oder Agitatoren werden üblicherweise links und rechts des Rechenkastens abgeordnet und unterstützen den Materialeintritt zum Saugstutzen. Zangen- oder Walzenbrecher werden unmittelbar vor dem Rechenkasten positioniert. Anpassungen der Sohlkontur für die jeweiligen Einbauten optimieren die Funktion derselben.

Eine Sonderlösung stellt das geschlossene Sohlsegment dar, bei dem der Sohlbereich vom übrigen Bereich der Arbeitskammer abgetrennt ist. Die Druckkommunikation zwischen Luftpolster und Suspension in der Abbaukammer wird über kommunizierende Röhren bewerkstelligt. Mit dem geschlossenen Sohlsegment gelingt es, den Sohlbereich allein der Anforderung Materialförderung zuzuordnen und Verklebungen im rückwärtigen Bereich zu reduzieren.

3.6.3 Brecher

Bei Vortrieben im Kies bis Grobkies ergeben sich mit dem Antreffen von Steinen und Blöcken technische Fragestellungen zur Zerkleinerung auf ein förderbares Mass.

Die in der Vergangenheit vereinzelt eingesetzten Backenbrecher im Schneiradzentrum erfordern mechanische Materialzuführungen durch das rotierende Schneirad. Erst der Einsatz von Zangenbrechern (Bild 21, links) mit einer Einbauposition vor dem Rechen hat sich als effektives Werkzeug zur Zerkleinerung von Steinen und Blöcken bewährt. Die Kantenlänge der durch diesen Brecher zerkleinerbaren Steine variiert je nach Brecherbildung bzw. Schilddurchmesser zwischen 400 mm

und 1.200 mm. Zu beachten ist dabei dass die oftmals in Ausschreibungen geforderte maximale Korngrösse des Brechers bei geschlossenen Schneidrädern ebenso durch eine Diskenbestückung und entsprechende Dimensionierung der Einlasskanäle beeinflussbar ist. Weitere Anforderungen sind die verschleissresistente Ausbildung des Sohlbereichs und die geschützte Anordnung der Hydraulikschläuche zur Ölversorgung der Brecherzylinder. Besondere Sorgfalt erfordert die Aufhängung des Brechers, die Wahl des Abstands zwischen Rechen und Brecher und das verbleibende Öffnungsverhältnis des Rechens infolge des davor operierenden Brechers, um Druckschwankungen in der Förderleitung zu vermeiden.

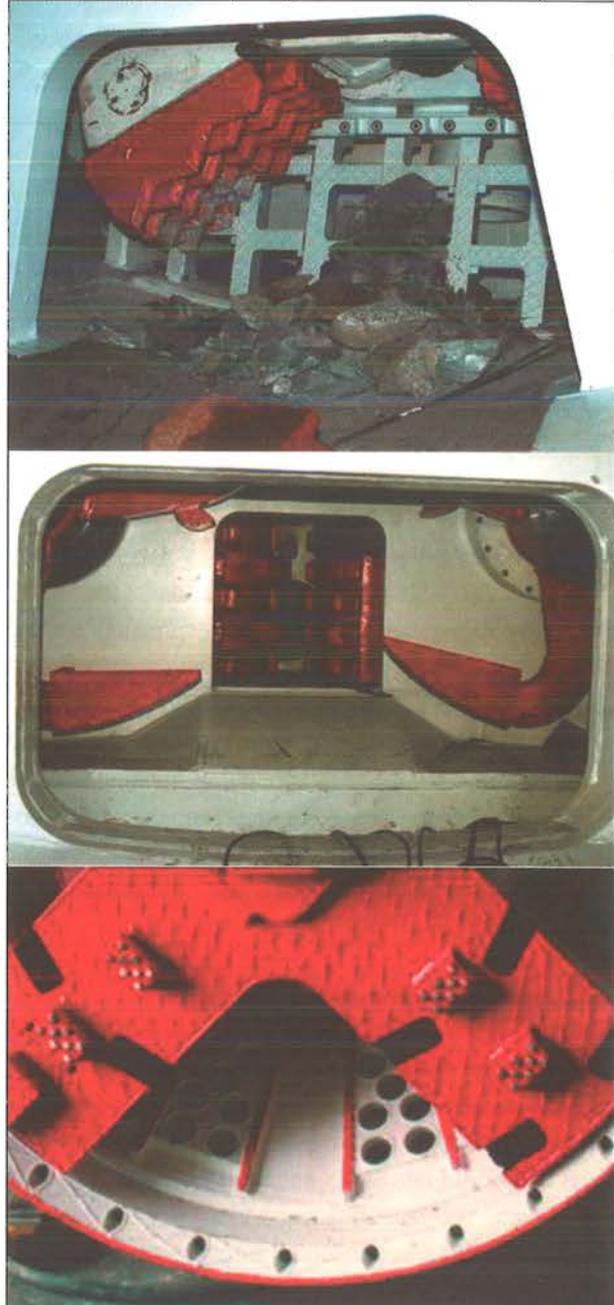
Für den Vortrieb in tonigen Böden, bei denen zur Vermeidung unnötiger Druckschwankungen an der Ortsbrust ein störungsfreier Materialfluss aus der Abbaukammer anzustreben ist, werden Walzenzerkleinerer (Bild 21, mitte) verwendet. Dabei sind vor dem Saugstutzen zwei Einzugswalzen angeordnet, welche eine aktive Einzugsfunktion aufweisen und zusätzlich eventuell vorhandene Tonschollen auf ein förderfähiges Mass zerkleinern. Die aktive Einzugsfunktion vermeidet das Zusammenballen von Tonschollen direkt im Ansaugbereich. Der Staubsauger-Stopfer-Effekt, wie er bei Vortrieben im Ton ohne aktive Einzugsfunktion beobachtet wurde, wird damit wirkungsvoll unterbunden.

Neben den beschriebenen Brechertypen ist noch der Konusbrecher (Bild 21, rechts) zu erwähnen, wie er bei kleinen Durchmessern eingesetzt wird. Dabei wird das abgebaute Material zwischen der kegelförmigen Schneidrückseite und dem konischen Ansaugbereich zwischen aufgeschweissten Brechleisten zerkleinert, ehe es die kreisförmigen «Rechen»-öffnungen passieren kann. Dieses System verfügt über keine aktive Einzugsfunktion, es muss von aussen über einen zusätzlichen mechanischen Einzug gespeist werden.

3.6.4 Rechen & Saugstutzen

Zum Schutz der Förderstrecke vor störungsträchtigen Korngrössen wird ein Rechen vorgesehen, der zurückgehaltenes Überkorn dem Brecher zuführt, welcher es auf eine förderfähige Grösse zerkleinert.

Bild 21: Brecher: Zangenbrecher (links), Walzenzerkleinerer mit Agitatoren (Mitte), Konusbrecher (rechts)



Die Rechenstabweiten orientieren sich am jeweiligen zulässigen Grösstkorn des Laufrades der eingesetzten Förderpumpe. Übliche Werte liegen zwischen 120 und 200 mm. Dabei kann als grober Anhaltspunkt von etwa 35-40 % des Förderleitungsdurchmessers ausgegangen werden. Bei den einzeln auswechselbaren Rechenstäben wird eine konische Formgebung gewählt, damit nach Eintritt des Materials der Querschnitt sich sofort öffnet, um ein Verstopfen des Rechens zu eliminieren.

Zur Abförderung des abgebauten Bodenmaterials wird ein Saugstutzen verwendet, welcher innerhalb des Rechenkastens die Absaugung aus dem Tiefpunkt sicherstellt. Je nach zu förderndem Boden sind verschiedene Ausrichtungen bei der Formgebung und dem Verschleisschutz des Saugstutzens möglich. Allgemein ist der Saugstutzen schräg nach vorne geöffnet, um den Materialstrom direkt erfassen zu können. Für die Förderung in reinem Sand kann auch ein unten gezogener Saugstutzen ausgeführt werden, der durch seine Formgebung Vorteile bei der Vollabsenkung der Suspension zur Begehung der Abbaukammer bietet.

Schwenkbare Saugstutzen wurden vereinzelt ausgeführt, der Vorteil des wandernden Absaugungspunktes zur Erfassung von Ablagerungen im Sohlbereich ist aber gegenüber dem Nachteil eines zusätzlichen mechanischen Bauteiles in der aggressiven Umgebung der Arbeitskammer sorgfältig abzuwägen. Als effektiveres Mittel zur Vermeidung von Ablagerungen im Sohlbereich haben sich drehende Agitatoren (Mischflügel) bewährt.

3.6.5 Pumpentechnologie

Die im Förderkreislauf eingesetzten Pumpen müssen neben der Eignung zum Feststofftransport folgenden Anforderungen genügen:

- Einfache robuste Bauweise
- Gleichmässiger Förderstrom
- Geringe Baugrösse in Bezug zum erzielbaren Förderstrom
- Geringe Störanfälligkeit

Diese Aufgabenstellung hat sich in der besonderen, schweren Bauform der Pumpen (Bild 22) niedergeschlagen. Laufradkanäle und Spiralenquerschnitte wurden auf maximalen Feststoffdurchlass ausgelegt. Die Laufräder weisen eine reduzierte Schaufelanzahl auf (Förderleitung: 3 Kanal-Laufräder; Speiseleitung 4 oder 5 Kanal-Laufräder).

Trotz dieser vergleichsweise ungünstigen Voraussetzungen erreichen die im Tunnelbau eingesetzten Pumpen je nach Hersteller maximale Förderhöhen zwischen 60 und 80 m. Die Pumpen verfügen über die gewünschte steile Kennliniencharakteristik, d. h. es tritt nur ein

geringes Absinken der Fördermenge bei Änderung der Feststoffzugabe auf.

Bild 22: Förderpumpe für eine Umlaufmenge von $Q = 2.400 \text{ m}^3/\text{h}$, Anordnung innerhalb des Nachläufers



Um die Abrasion und damit den Verschleiss zu begrenzen werden Pumpengehäuse und seitlich angeordnete Schleisswände in Gussausführung vorgesehen. Auslegungsseitig wird die maximale Umfangsgeschwindigkeit der Laufräder von den Pumpenherstellern auf Werte zwischen 30 – 36 m/s begrenzt.

Zur Abdichtung der Pumpenwelle werden Stopfbuchsen mit Wellenschutzhülsen verwendet. Ständige Sperrwasserzuführung (in Minimum $0,5 \text{ m}^3/\text{h}$) und radiale Schaufeln auf den Rückseiten der Laufräder halten die Feststoffe von der Dichtstelle fern. Nur in Sonderfällen wird ein anderes Medium z.B. Fett zum Schutz der Wellenabdichtung eingesetzt. Bei kleinen Pumpen der Mikrotunnellingvortriebe kann auch eine selbstspeisende Fettpatrone verwendet werden.

Pumpengehäuse, Lagerstock und Antriebsmotor werden auf einem massiven Trägerrost ausgerichtet, der Antrieb über eine Bogenzahnkupplung mit der Pumpenwelle gekoppelt. Als Antrieb kommen üblicherweise frequenzgeregelte Drehstrommotoren zum Einsatz. Die in der Vergangenheit erforderliche Drehzahlanpassung durch Veränderung der Übersetzung mit Riemenscheiben oder die Verwendung von Hydraulikantrieben wurde durch den Fortschritt auf Seiten der Umrichtertechnik entbehrlich und wird ausser für Spezialanwendungen nicht mehr eingesetzt.

Verschleissfeste Rohrbögen auf der Druckseite, Absperreinrichtungen und leicht zu demontierende Wartungsdeckel zum Entfernen von Überkorn aus dem Lauf rad der Förderpumpe runden die erforderliche Ausrüstung einer Förderpumpe ab.

3.6.6 Rohrverlängerung und Rohrverschlussysteme

Zur Verlängerung der stationären Streckenleitung des Tunnels gegenüber den mobilen Leitungen des Nachläufers kommen im Rohrleger verschiedene Systeme zum Einsatz. Den erforderlichen Längenausgleich während des Vortriebs können entweder Teleskoprohre aus Stahlrohren oder auf einer Fahrfläche aufgeständerte Gummi-Baggerschläuche mit Rohrlaufwagen vollführen.

Die Systemlänge der Teleskoprohre wie der Verfahrweg des Rohrlegers wird üblicherweise der Rohrlänge der Streckenrohre und einem Mehrfachen der Tübbinglänge angepasst, damit ein begonnener Vortrieb zu Ende ausgefahren werden kann, ehe die Rohrverlängerung ausgeführt werden muss.

Bei der Verlängerung der Streckenrohre im Tunnel sind folgende Rohrverschlussysteme üblich:

- Molchsystem
- Streckenschieber mit Auffangwanne in Kombination mit Umpumpsystemen
- System aufblasbarer Gummiballone (Schweinsblase)

Molchsysteme kommen entweder als Friktionsmolch oder als aktivierbarer Molch zum Einsatz. Dabei wird ein scheibenförmiges Verschlussorgan (Molch) mittels Wasser aus dem Industrierwasserkreislauf in die Tunnelleitungen geschossen und dort entweder über Reibung (Friktionsmolch) entsprechend der Passung Rohrdurchmesser – Molchaussendurchmesser oder über aktivierbare Dichtungen im Rohrleitungsquerschnitt verspannt.

Eine baustellengerechte Ausführung ist die Anordnung einer Auffangwanne im Rohrverlängerungsbereich des Nachläufers und die tunnelseitige Anordnung von Streckenschiebern. Dabei läuft die Rohrleitung im Tunnel bis zum letzten geschlossenen Streckenschieber leer. Die in der Wanne aufgefangene Suspension wird in die Ar-

beitskammer gepumpt und anschliessend mit dem nächsten Vortrieb abgepumpt. Die beschriebene Vorgehensweise setzt das sukzessive Umsetzen der Schieber mit fortschreitendem Vortrieb voraus, damit die aufzufangenden Mengen nicht zu gross werden. Grosse Schilddurchmesser mit entsprechend grossen Pendelvolumen in der Arbeitskammer begünstigen die Ausführung. Bei steigendem Vortrieb kann die beim Rohrwechsel austretende Suspensionsmenge auch bequem zum Portal und über eine Hilfspumpe zur Separation zurück gepumpt werden.

Kaum noch anzutreffen ist das Verschliessen der Tunnelleitungen mit aufblasbaren Gummiballons, die über 2-Zoll-Stutzen innerhalb der Tunnelleitungen in die Rohrleitung eingeführt werden. Auch hier muss der Druck wie bei allen beschriebenen Systemen infolge der geodätischen Höhe des Schachts bzw. der Tunnelsohle durch das Zufahren eines Streckenschiebers von der Leitung genommen werden, ehe mit dem Öffnen des Stutzens begonnen werden kann. Nachteilig sind hierbei die erforderliche Anordnung der Stutzen samt Verschluss in jedem Förderrohr und die durch die Stutzen eingeschränkte Möglichkeit zum Drehen der Rohre. Zudem sind die Blasen trotz zusätzlicher Schutzhüllen anfällig und werden im Betrieb oftmals zerstört.

3.7 Aushubkontrolle

Der Wunsch mit Hilfe der bereits installierten Kontrollinstrumente eine Bilanz über die geförderten Massen aufzustellen, führt unmittelbar zur Aushubkontrolle des Förderkreislaufs. So kann mit Kenntnis der Messwerte der magnetisch-induktiven Durchflussmessung eine Volumenbilanz durchgeführt werden. Für die Aufstellung einer Massenbilanz bedarf es zusätzlich noch der Kenntnis der Gemischdichten von Speise- und Förderleitung. Schwieriger gestaltet sich die Bestimmung der Sollwerte, da deren Ermittlung von der Lagerungsdichte abhängig ist, die oft nur mit Streubreiten ermittelt werden kann.

Basierend auf den Ansätzen und Vorschlägen zur Optimierung der radiometrischen Dichtemessung wird je nach aufzufahrendem Boden die radiometrische Dichtemessung zusammen mit der magnetisch-induktiven Durchflussmessung entweder in den vertikalen Leitungssträngen des Startschachts oder um 45° geneigt

innerhalb der horizontal angeordneten Förderleitung angeordnet.

Bei der Auswertung und der Bestimmung der Vergleichswerte wurden neue Wege beschritten. So wurde bei einem Mixschildvortrieb erstmalig für die Vortriebsanlage der Noord-Zuid-Verbinding Antwerpen in Zusammenarbeit mit der Baustelle ein vergleichendes «electronic muck control» System entwickelt und ausgeführt (Bild 23).

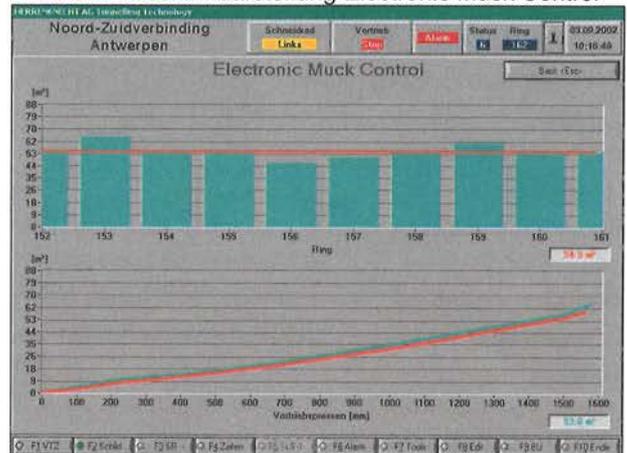
Dabei werden die Messwerte nicht mehr mit theoretischen Sollwerten verglichen. Die Fehlerproblematik von Soll- wie Messwerten wurde dahingehend umgangen, indem aus den aufsummierten Messwerten pro Ring ein Mittelwert über die letzten 10 Ringe gebildet wurde, der als Vergleichswert herangezogen wird.

Im Einzelnen werden folgende Werte ermittelt:

- Differenz der Volumenströme von Speise- und Förderleitung für einen Ring. Darstellung als Säulendiagramm mit Zuordnung der Ringnummer
- Mittelwert der Differenz der Volumenströme von Speise- und Förderleitung aus den letzten 10 Ringen zur qualitativen Beurteilung der Einzelringwerte. Die Mittelwertbildung passt sich dabei der Geologie an, da mit fortschreitendem Vortrieb immer der am längsten zurückliegende Ring aus der Mittelwertbildung entfernt wird und durch den neuen letzten Ring ersetzt wird. Darstellung als durchgehende Linie im Säulendiagramm.
- Bildung einer Gradiente aus dem Mittelwert des Differenzvolumenstroms der letzten 10 Ringe und dem Pressenhub als Vorgabe für den aktuellen Vortrieb. Darstellung als Gradiente des Differenzvolumenstroms über dem Pressenhub in einem eigenen Diagramm.
- Berechnung der Differenz der Volumenströme von Speise- und Förderleitung. Darstellung in Abhängigkeit zum zurückgelegten Pressenhub.

Das beschriebene Verfahren hat seine Bewährungsprobe bestanden und wurde seitdem bereits mehrfach wieder eingesetzt. Es wurden sowohl Volumen- wie Massenströme betrachtet. Störgrößen wie Schwankungen des Suspensionsspiegels in der Arbeitskammer wurden zusätzlich berücksichtigt.

Bild 23: Bildschirmdarstellung Electronic Muck Control



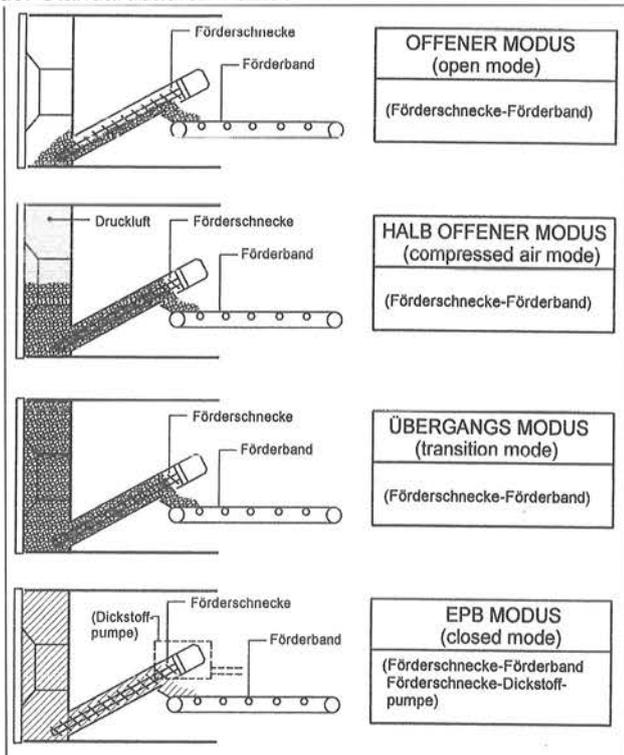
Schwieriger gestaltet sich die Zuordnung weiterer Störgrößen wie Zu- oder Ableitungen grösserer Suspensionsmengen infolge Rohrwechsel und intensives Spülen der Arbeitskammer bei Vortrieben in verklebungssensiblen Böden. Auch wenn Austauschvorgänge an der Ortsbrust, Bentonitverluste etc. nicht erfasst werden können, so bietet das beschriebene Verfahren doch die Möglichkeit, den Abbauprozess qualitativ zu erfassen und anhand der Beurteilung der Steigung der Gradiente frühzeitig Indizien über einen möglichen Mehrausbruch oder Stopfer bzw. Materialanhäufungen in Arbeitskammer zu gewinnen.

4 Schneckenförderer

4.1 Betriebsweise

Schneckenförderer sind das klassische Fördersystem bei Schilden mit erddruckgestützter Ortsbrust. Die an die Abbaukammer angrenzende Förderschnecke dient zur Materialförderung, zur Abdichtung gegen druckhaftes Grundwasser und zur Stützdrucksteuerung durch kontrollierte Materialentnahme. Am Schneckenaustrag ist als zusätzliches Verschlussorgan im allgemeinen ein Schieber angeordnet. Die in die Abbaukammer hineinragende Wendel des Schneckenförderers kann, bei telekopierbaren Ausführungen für Wartungs- und Reparaturarbeiten zurückgezogen und die Schneckenöffnung in der Druckwand über schwenkbare Klappen verschlossen werden.

Bild 24: Übersicht über die möglichen Betriebsarten bei der Standardbauform eines Erddruckschildes



Bereits mit dieser Standardbauweise sind für den Erddruckschild verschiedene Betriebsarten (Bild 24) möglich, welche nachfolgend unterschieden werden:

4.1.1 Offener Betrieb (Open mode)

Schildvortrieb im offenen Betrieb ist bei standfester Ortsbrust und bei geringem Wasserzufluss möglich. Diese Betriebsart ist in abrasivem Hartgestein vorteilhaft, da es so gelingt, den Sekundärverschleiss an den Abbauwerkzeugen und dem Stahlbau des Schneidrades zumindest teilweise zu reduzieren.

4.1.2 Halb offener Betrieb mit Druckluft (Compressed air mode)

Schildvortrieb im halb offenen Betrieb mit Druckluftbeaufschlagung ist bei standfester Ortsbrust unter Grundwasser möglich. Der anstehende Boden sollte eine ausreichende Scherfestigkeit und eine begrenzte Durchlässigkeit aufweisen.

4.1.3 Übergangsbetrieb (Transition mode)

Bei dieser Betriebsart ist die Abbaukammer weitgehend gefüllt, aber kaum druckbeaufschlagt. Die Ortsbrust

sollte weitgehend standfest sein. Im Falle einer Gebirgsverschlechterung kann kurzzeitig in den geschlossenen Betrieb gewechselt werden. Während einer Vortriebsunterbrechung kann die Abbaukammer mit Druckluft beaufschlagt werden.

4.1.4 Geschlossener Betrieb (Closed mode)

Der geschlossene Betrieb wird bei nicht standfester Ortsbrust und druckhaftem Grundwasser ausgeführt. Zielsetzung ist dabei die Sicherstellung einer stabilen Ortsbrust und geringer Setzungen an der Oberfläche. Der gelöste und in der Regel konditionierte Boden wird zum komprimierten Stützmedium in der Abbaukammer, welches mit dem anstehenden Erd- und Wasserdruck einen Gleichgewichtszustand erzeugt.

4.2 Bauformen

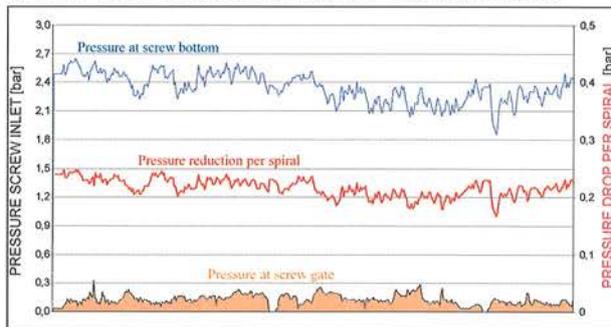
Förderschnecken werden heute fast ausnahmslos mit Seele ausgeführt. Die strukturell schwächere, seelenlose Konstruktion, die bei gleichem Durchmesser einen größeren Korndurchgang erlaubt, hat sich durch den Einsatz von Schneidrollen am Schneidrad zur Zerkleinerung derselben noch in der Einbettung der Ortsbrust erübrigt. Ebenso konnte auf die Integration von Steinfällen verzichtet werden.

Die Schneckenlänge ergibt sich in der Regel aus der Anordnung des Austragsorgans unter einem Winkel von circa 25° im Schild und der daraus resultierenden möglichen Länge. Mehrteilige hintereinander geschaltete Schnecken werden nur in Sonderfällen wie beim Einsatz dieses Maschinentyps in Gesteinen mit möglichen Auftreten von entzündungsfähigen Gasen verwendet. Je nach Konsistenz des zum Erdbrei konditionierten Ausbruchmaterials kann pro Wendelspirale ein Druck von bis zu 0,2 - 0,25 bar abgebaut werden (Bild 25). Weitere Möglichkeiten zum Druckabbau sind konstruktiv die lokale Verringerung der Wendelsteigung, dies allerdings mit erhöhter Stopfergefahr, sowie das Aussetzen der Wendel zur Bildung eines Materialpfropfens als Stopper oder betrieblich das Verringern der Austragsöffnung über das teilweise Zufahren des Austragsschiebers.

Reicht die mögliche Länge im Schild für den erforderlichen Druckaufbau nicht aus, können weitere Materialaustragsorgane nach geschaltet werden, welche mittels

Dickstoffpumpen einen kontinuierlichen Materialtransport gewährleisten.

Bild 25: Druckabbau innerhalb der Förderschnecke



Im Bereich des Schneckenförderers wurden Verschleisskonzepte entwickelt, welche mit den technischen Bausteinen Hartmetallbesatz der Schneckenwendel, Werkstoffwahl, der Schneckeninnenrohrgestaltung bis hin zu auswechselbaren Verschleisselementen eine projektspezifische Anpassung erlauben (Bild 26). Dem Verschleiss an den Schneckenwendeln, welcher vorzugsweise auf der ersten Hälfte der Wendel auftritt, kann durch die angepasste Anordnung von geschweisst/geschraubt ausgeführten äusseren Verschleisschutzelementen entgegen gewirkt werden. Teilbare Schneckengehäusen erleichtern sowohl den Zugang zur Schneckenwendel wie auch die sequenzielle Austauschbarkeit des Schneckenrohres in Abhängigkeit des jeweils auftretenden Verschleisses. Kontrollöffnungen an verschiedenen Stellen des Schneckenrohres erlauben die schnelle Visualisierung des Verschleisszustands von Schneckenrohr und Wendel.

Bild 26: Schneckenwendel mit geschweissten Verschleisschutzelementen



Wechselwirkungen mit dem Nachläuferkonzept betreffen primär den Materialtransport. Die Anordnung von Förderbändern für den Materialtransport innerhalb der Vortriebsmaschine schafft die Voraussetzung, den bandbetriebenen Materialtransport auch auf den übrigen Tunnelabschnitt auszudehnen. Wirtschaftlich interessant werden solche Lösungen vor allen Dingen dann, wenn im Schachtbereich aufgrund der geometrischen Abmessungen das Tunnelband auch für den erforderlichen Vertikaltransport genutzt und auf den Einsatz teurer und verklebungsträchtiger Vertikalförderer verzichtet werden kann. Durch den Einsatz von Bandanlagen kann ein kontinuierlicher Abtransport des Aushubmaterials sichergestellt und der jeweilige Fahrbetrieb im Tunnel in uneingeschränkter Kapazität für den Transport von Tübbing und Mörtel genutzt werden. Durch die Entkoppelung der Transporte sind hohe Vortriebsgeschwindigkeiten auch bei grösseren Vortriebslängen erzielbar. Mit dem Tunnelband und der Bandverlängerung über einen Bandspeicher bietet sich auch für die Anfahrphase ohne komplette Nachläuferinstallation eine kostengünstige und zeitsparende Lösung an, die den temporären Materialtransport über Schutterwagen vermeidet und (abgesehen von der üblichen Lernkurve) hohe Vortriebsleistungen schon in der Anfahrphase eines Tunnelvortriebs ermöglicht.

5 Ringspaltverpressung

5.1 Anforderungen

Der hinter der Schildschwanzdichtung beim Vorrücken des Schildes entstehende ringförmige Hohlraum zwischen Gebirge und Tübbingausenlaibung wird durch Verpressmörtel kontinuierlich druckbeaufschlagt verfüllt.

Durch das Einbringen des Verpressmörtels wird die Bettung des Tübingringes, die Erhaltung des natürlichen Spannungszustands im Boden und Minimierung der Setzungen, eine Isolierung der Tübbing vor unmittelbarem Kontakt mit betonaggressiven Böden und die Verbesserung der Wasserdichtigkeit der einschaligen Sicherung erreicht.

5.2 Verpresssysteme

In Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Verpressmörtels lassen sich heute zwei verwendete Verpresssysteme unterscheiden:

- Klassischer Sandnassmörtel mit und ohne Zement
- Zweikomponentenmörtel

Wichtige Anforderungen an einen Verpressmörtel sind:

- Hoher Feststoffanteil
- sehr fließfähig
- geringe Filterwasserabgabe
- Gute Verarbeitung bis zur Verpressung
- Verzögerter Einbau soll möglich sein (ungeplante Stillstände)
- gute Pumpfähigkeit (Stopfervermeidung)

Beide Systeme bedürfen einer jeweils angepassten Maschinen- und Gerätetechnik. Im folgenden werden zunächst die Komponenten für den klassischen Nassmörtel beschrieben. Die Abweichungen / Besonderheiten für den Zweikomponentenmörtel werden in einem gesonderten Kapitel beschrieben.

5.3 Mörtelumschlag & Verpresspumpen

Die Mörtelherstellung erfolgt fast ausnahmslos in einer übertägigen Mörtelmischanlage. Der Mörtel wird entweder vorzugsweise bei kurzen Tunnellängen im Tunnel gepumpt oder in Mörtelkübeln mit Zwangsmischer mit dem Versorgungszug zur Maschine gebracht. Aus dem Mörtelkübel erfolgt der Mörtelumschlag mit der Mörteltransferpumpe in den auf der Maschine angeordneten Vorratsbehälter.

Aus dem Vorratsbehälter ziehen die über Tellerventileinheiten gesteuerten Doppelkolbenpumpen das Verpressgut ab. Jeder Verpressleitung ist ein Förderkolben zugeordnet. Die Verpressung erfolgt volumen- und druckabhängig. Die Verpressmenge wird über die Hubzahl in Abhängigkeit zur Vortriebsgeschwindigkeit eingestellt. Der Verpressdruck jeder einzelnen Verpressleitung kann in Abhängigkeit des jeweiligen anstehenden Erd- und Wasserdrucks gewählt werden, wobei jeweils Ober- und Untergrenzen festgelegt werden, bei denen die Verpressung ausgesetzt bzw. wieder aufgenommen wird (Bild 27). Je nach Mörtelrezeptur kommen vereinzelt auch Schlauchquetschpumpen oder Schraubenspindelpumpen zum Einsatz.

Bild 27: Verpresspumpen im Nachläufer (links); Bedientableau (Mitte); Visualisierung Steuerstand (rechts)



5.4 Verpressleitungen

Die Verpressung kann entweder durch Öffnungen in den Tübbingungen oder über im Schildschwanz integrierte Verpressleitungen (Bild 28) ausgeführt werden. Bei letzterer Bauart kann der Ringspalt unmittelbar bei der Entstehung hinter dem Schildschwanz synchron zum Vortrieb verfüllt werden.

Bild 28: Verpressleitungen im Schildschwanz integriert



Verpressleitungen im Schildschwanz sollten vorzugsweise in den Stahlbau integriert werden. Aussen angeordnete Verpressleitungen können das Abdichtvermögen der Anfahrdichtungen überfordern und zudem bei Steuerbewegungen mit Kontakt mit lokalen einzelnen Hindernissen ein Eindringen des Schildschwanzes verursachen.

Der Querschnitt der Leitungen beträgt je nach Schild zwischen DN 50 und DN 65, um Stopfer infolge des Grösstkorns des verwendeten Verpressmaterials zu vermeiden. Als Vorgabe für das zulässige Grösstkorn ist ein Drittel des verfügbaren Durchgangsquerschnittes anzusetzen. Es kommen ovale und runde Querschnittsformen zur Anwendung.

Die Anzahl der Leitungen richtet sich nach dem Schilddurchmesser (Tabelle 1). Als Richtgrösse für den Abstand zwischen zwei benachbarten Leitungen kann ein Mass von 4 – 5 m genannt werden. Reserveleitungen,

in Ausschreibungen oftmals gefordert, schwächen die Statik des Schildschwanzes ohne zusätzlichen Nutzen, da in der betrieblichen Praxis nur die genutzten, aktiven Mörtelleitungen von den Mannschaften fortlaufend freigehalten werden.

Tabelle 1: Anzahl der Verpressleitungen in Abhängigkeit zum Schilddurchmesser

Schild-durchmesser	Anzahl der Verpressleitungen
4 – 6 m	4 Stück
8 – 10 m	6 Stück
12 – 13 m	8 Stück

5.5 Zweikomponentensysteme

Bei Zweikomponentensystemen ist die echte Bi-Komponentenverpressung von Nassmörtel mit Zugabe von Beschleuniger entweder vor dem Eintritt in die Verpressleitung oder mit zusätzlicher Beschleunigerleitung im Schildschwanz bis nach hinten zu unterscheiden.

Beim Bi-Komponentensystem wird eine dünnflüssige Zementschlempe («A-Komponente») mit Dichten um $1,2 \text{ t/m}^3$ und einem Wasseranteil von 80 % über die Mörtelleitungen zum Schildschwanz gepumpt. Der erforderliche Beschleuniger («B-Komponente»; übliche Mischungsverhältnisse 5-10 %) wird entweder über separate Düsen, angeordnet am hinteren Ende der Mörtelleitung im Schildschwanz (Bild 29), oder beim Eintritt in den Schildschwanz zugegeben. Letztere Variante erfordert dann aber ein aktives, automatisches Umschiebern und Freispülen der im Schildschwanz befindlichen Leitung unmittelbar nach Ende des Pumpvorgangs (Bild 30).

Beide Flüssigkeiten werden mit elektrisch angetriebenen Exzentrerschneckenpumpen gefördert. Die Motoren sind jeweils mit Frequenzumrichtern ausgerüstet, mit denen die geförderten Mengen variiert werden können. Jede Leitung verfügt über eine Durchflussmessung und eine Druckmessung.

Bild 29: Beschleunigerzugabe über Zugabeöffnungen am hinteren Ende der Mörtelleitung (Injektorprinzip)

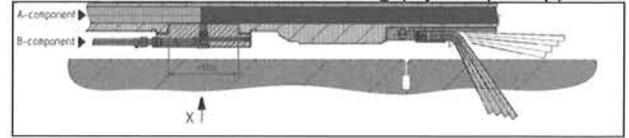
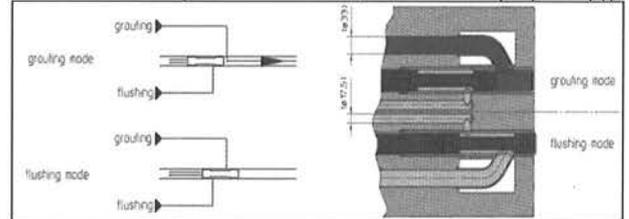


Bild 30: Beschleunigerzugabe über Absperrschieber im Schildschwanz (Premix-Variante, bzw. Rückspülprinzip)



Das Injektorprinzip überzeugt durch die geringere Aufbauhöhe, mit denen geringere Ringspalthöhen realisierbar sind, den Verzicht auf bewegte Teile, die geringere Mischstrecke und die einfachere Handhabung.

6 Betriebsartwechsel – Multi Mode Maschinen

6.1 Generelle Überlegungen

Die Grundsatzüberlegung zu Multi Mode Maschinen, d.h. geschildeten Vortriebsmaschinen, die vom Ansatz her in der Lage sind, in verschiedenen Betriebsarten zu fahren, geht zurück in die frühen 1980er Jahre und war die der Patentierung des Mixschilds zugrunde liegende Überlegung.

Im Wesentlichen werden dabei drei Maschinentypen betrachtet:

1 - Offener Einfachschild für standfestes in der Regel nicht wasserführendes Gebirge mit Abbau unter atmosphärischen Bedingungen und trockene Materialabförderung mittels Gurtförderer

2 - Geschlossener Erddruckschild für feinkörnige in der Regel nicht standfeste und wasserführende Böden mit Abbau unter geregelten Überdruckbedingungen und dickstoffartiger Materialabförderung mit Förderschnecke

3 - Geschlossener Flüssigkeitsschild für grobkörnige in der Regel nicht standfeste und wasserführende Böden mit Abbau unter geregelten Überdruckbedingungen und hydraulischer Materialabförderung mit nachgeschalteter Separationsanlage

Wiewohl es auf Grund wesentlicher Entwicklungsschritte im Bezug auf die jeweilige Einsatzbandbreite zwischenzeitlich grosse Überlappungsbereiche der einzelnen Techniken gibt, hat doch jede Technik ihren wirtschaftlich und technisch optimalen Einsatzbereich. Daher besteht insbesondere bei längeren Strecken mit unterschiedlichen Baugrundbedingungen der dringende Wunsch die für die jeweilige Teilstrecke optimale Technik anwenden zu können.

Für einen Wechsel der Betriebsarten sind heutzutage zwei grundsätzliche Lösungen am Markt verfügbar, die je nach spezifischen Projektgegebenheiten eingesetzt werden.

- Modulares Maschinenkonzept (Bild 34) mit einem Austausch oder Umbau von Einzelmodulen für einen Wechsel zwischen den Betriebsarten entweder ausserhalb oder innerhalb des Tunnels
- Integriertes Maschinenkonzept mit vollständigen Parallelinstallationen für ein Umstellen zwischen den Betriebsarten innerhalb des Tunnels

Hierbei ist aus naheliegenden Gründen das integrierte Maschinenkonzept die technisch aufwendigere Lösung allerdings mit dem Vorteil des wesentlich geringeren Aufwandes beim Wechsel der Betriebsart.

6.2 Einzelaspekte

6.2.1 Wechsel zwischen Erdruckschild und offenem Einfachschild (1 ↔ 2):

Ein Erdruckschild in der klassischen Bauart mit untenliegender Förderschnecke kann ohne weitere Massnahmen problemlos in den offenen Betrieb mit nur teilgefüllter Abbaukammer überwechseln (Bild 32), wobei theoretisch auch ein Druckluftbetrieb mit halb gefüllter Abbaukammer möglich ist (Bild 31). In allen Fällen wird die Förderschnecke zur Materialabförderung aus der Abbaukammer eingesetzt, wobei sie im rein atmosphärischen Betrieb nur noch der Materialförderung und nicht mehr zusätzlich dem Druckabbau dient. Nachteilig hierbei sind allerdings insbesondere bei abrasiven Böden die zwangsläufig in der Kammer verbleibende Teilfüllung sowie die Tatsache, dass die schwere Förderschnecke nicht die effizienteste Methode zur Förderung des trockenen Bohrgutes darstellt. Vorteilhaft ist allerdings die Tatsache, dass die Abbaukammer bei plötzlichem Was-

serandrang oder Instabilitäten jederzeit schnell und sicher zum rückwärtigen Tunnel hin durch Schliessen des Abwurfschiebers der Förderschnecke isoliert werden kann.

Bild 31: Erdruckschild Im geschlossenen Betrieb (links) und im Druckluftbetrieb (rechts)

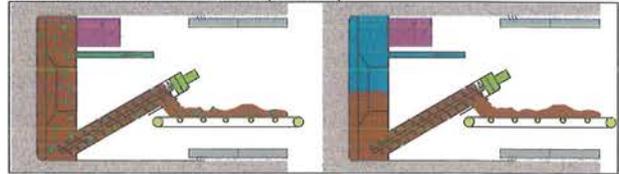
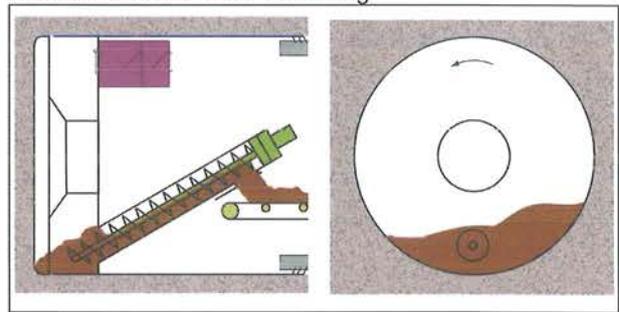


Bild 32: Erdruckschild im offenen Betrieb mit in der Kammer verbleibender Teilfüllung



Sofern die zuvor genannten Nachteile vermieden werden sollen, kann ein im Zentrum angeordnetes Förderband mit rückziehbarem Materialaufgabetrichter vorgesehen werden. Allerdings ergeben sich hierbei zwei wesentliche Erschwernisse:

- Die für den Erdruckbetrieb unverzichtbare Drehdurchführung zur Durchleitung der Konditionierungsadditive in das Schneidad zwingt zu Kompromissen bzw. Umbauaufwand für die zentrale Förderband-Materialtrichter Kombination.
- Die für den Trockenbetrieb am bzw. im Schneidad vorzusehenden Materialleitschaufeln und Kanäle können, da von erheblichem Nachteil, im Erdruckbetrieb nicht permanent vorhanden sein und sind daher mit entsprechendem Aufwand in der Abbaukammer ein bzw. auszubauen.

6.2.2 Wechsel zwischen Flüssigkeitsschild und offenem Einfachschild (1 ↔ 3):

Da ein Flüssigkeitsschild auf hydraulischer Materialabförderung basiert, kann auch im durchaus möglichen Druckluftbetrieb oder atmosphärischem Spülbetrieb mit

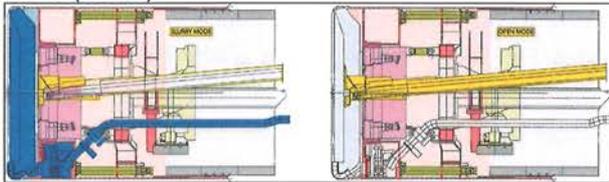
Teilfüllung keine trockene Materialabförderung ermöglicht werden.

Das parallele Vorhalten eines im Zentrum angeordneten Förderbands mit rückziehbarem Materialaufgabetrichter ist mit vertretbaren Kompromissen möglich, ebenso wie die Ausgestaltung einer Schneiradkonzeption mit Materialleitschaufeln und Kanälen, die ohne Umbaumaßnahmen auch den funktionalen Anforderungen des Flüssigbetriebs gerecht wird.

Der beim Flüssigkeitsschild vorteilhaft in der Arbeitskammer eingebaute Steinbrecher wird, sofern es sich um einen untenliegenden Zangenbrecher handelt, in keiner Weise durch diesen Aspekt beeinflusst.

Je nach betriebenem technischem Aufwand im Bereich der nachgeschalteten Betriebe kann ein solcher Betriebsartwechsel als integriertes Maschinenkonzept mit einer Umstellung zwischen den Betriebsarten ausgeführt werden (Bild 33).

Bild 33: Integriertes Maschinenkonzept für den Wechsel zwischen Flüssigkeitsschild (links) und offenem Einfachschild (rechts)

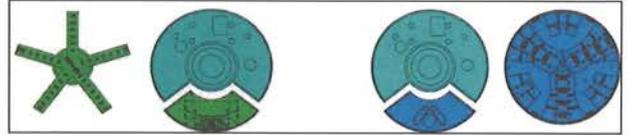


6.2.3 Wechsel zwischen Flüssigkeitsschild und Erddruckschild (2 ↔ 3):

Der Flüssigkeits- als auch der Erddruckschild werden mit einer gefüllten Abbaukammer unter geregelter Druck betrieben, wobei der grundlegende Unterschied in der Dichte der Kammerfüllung und der Art der Stützdruckregelung besteht. Für die Gestaltung des Schneirads und der Abbaukammer müssen keine Kompromisse zwischen den Betriebsarten eingegangen werden, es besteht lediglich der Mehraufwand für das parallele Vorhalten der jeweils betriebsartspezifischen Installationen (Bodenkonditionierung, Spülkreislauf, Druckluft- und Niveauregelung). Beide Materialabzugssysteme können parallel in der Sohle angeordnet sein. Allerdings ist das Vorhalten eines Zangenbrechers vor dem Saugstutzen für den Flüssigbetrieb, wenn erforderlich, mit erheblichem mechanischem Mehraufwand verbunden und

bedingt begrenzte Umbaumaßnahmen beim Wechsel der Betriebsarten.

Bild 34: Modulares Maschinenkonzept für Wechsel zwischen Flüssigkeitsschild (links) und Erddruckschild (rechts) durch Austausch von Einzelmodulen der Maschine



6.3 Fallbeispiele

6.3.1 Wechsel zwischen Erddruckschild und offenem Einfachschild (1 ↔ 2):

Auf Grund des erforderlichen erheblichen Umbauaufwandes am Schneirad, bzw. in der Abbaukammer wird diese Lösung selten für Umbauten im Tunnel eingesetzt und es sind nur vereinzelte Fallbeispiele dazu bekannt (Schlächterner Tunnel, NFM Wirth TBM).

Wesentlich häufiger wird auf die Möglichkeit des offenen Betriebs einer Erddruckmaschine zurückgegriffen. Beispiele hierfür aus jüngerer Zeit sind der Katzenbergtunnel (Bild 35) oder das anstehende Tunnelprojekt in Biel.

Bild 35: Katzenbergtunnel, Maschinen nach Durchstich



6.3.2 Wechsel zwischen Flüssigkeitsschild und offenem Einfachschild (1 ↔ 3):

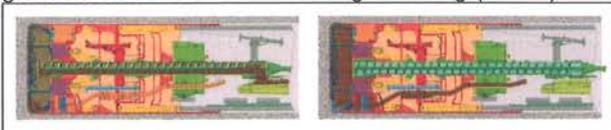
Der Wechsel Nass – Trocken ist je nach Projektgegebenheiten wirtschaftlich hochinteressant und daher die am weitesten verbreitete Multi Mode Variante.

Ihren Ersteinsatz hatte diese Lösung 1989 am Grauholtztunnel (Bild 3), die weiterentwickelte nächste Generation kam dann beim Los 2.01 des Thalwil Projektes in Zürich

zum Einsatz und danach beim Önzbergtunnel. Zum aktuellen Zeitpunkt in 2009 befinden sich zwei solche Maschinen beim Finnetunnel in Deutschland im Einsatz, eine beim Weinbergtunnel in Zürich und eine beim Projekt Hallandsås in Schweden, dort ausgelegt für maximale Stützdrücke bis zu 13 bar.

Eine weitere Maschine, die die potentiellen Einsatzgrenzen weiter nach oben schieben wird, befindet sich im Bau für einen Wasserstollen unter dem Lake Mead in Nevada, USA für potentielle Stützdrücke bis zu 17 bar mit der Besonderheit einer Schneckenförderung im Zentrum für den Trockenbetrieb, um den Vorteil der sehr schnellen Isolierung der Abbaukammer vom rückwärtigen Tunnel im Notfall zu haben (Bild 36).

Bild 36: Maschine für Lake Mead Intake No 3, offener Betrieb mit zentraler Schneckenförderung (links) und geschlossener Betrieb mit Flüssigförderung (rechts)



6.3.3 Wechsel zwischen Flüssigkeitsschild und Erddruckschild (2 ↔ 3):

Um den nicht unerheblichen Aufwand für die erforderliche Maschinentechnik eines Wechsels von Erddruck auf Flüssigstützung zu rechtfertigen, sind spezielle Projektanforderungen bzw. Gegebenheiten von Nöten. Diese waren vorhanden beim Socatop Projekt in Paris mit einer Tunnellänge von 10 km, wovon etwa 60% in optimalem Baugrund für den Einsatz einer Erddruckmaschine unter Erddruck- oder teilweise Druckluftstützung verliefen und 40% in entsprechend optimalen Bedingungen für den Einsatz einer Flüssigstützung (Bild 37, 38). Ausschlaggebend dabei war, dass die jeweiligen Streckenanteile in grossen zusammenhängenden Einzelabschnitten auftraten. Der Einsatz Socatop war der bisher einzige dieser aufwendigen Technologiekombination, belegte aber auch eindrücklich dessen Sinnhaftigkeit bei entsprechenden Projektgegebenheiten.

Bild 37: Socatop Maschine in Erddruck- und Flüssigbetrieb

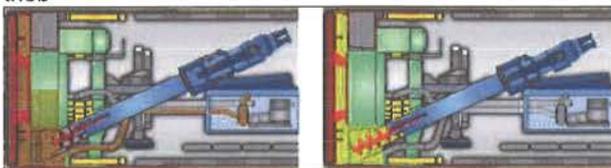
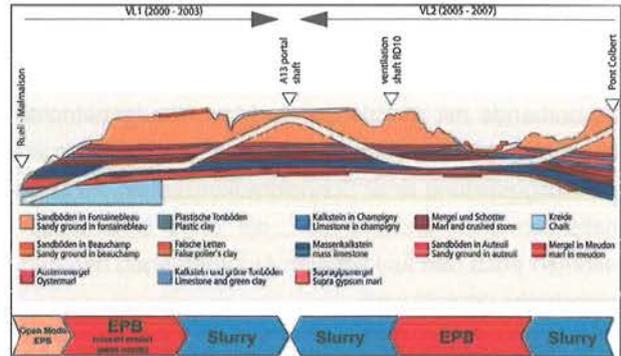


Bild 38: Streckenverlauf Socatop Projekt mit jeweiligen Betriebsarten



7 Ausblick

In der Entwicklung der Tunnelvortriebsmaschinen für Lockergestein sind in den vergangenen 20–25 Jahren in allen Richtungen bemerkenswerte Entwicklungsschritte erzielt worden. Nachdem in der ersten Hälfte dieser Zeitspanne die Ausweitung der Einsatzbereiche der einzelnen Maschinentypen und der Vorstoss in die Durchmesserbereiche um 12 m im Fokus stand haben sich die Schwerpunkte in jüngerer Zeit hin zu höheren Betriebsdrücken oder Grösstdurchmessern oberhalb der 15–16 m Marke verlagert. Aus heutiger Sicht kann auf jeden Fall davon ausgegangen werden dass sich die Entwicklungsgeschwindigkeit bei maschinellen Tunnelvortrieb eher beschleunigen als verlangsamen wird, nicht zuletzt auch durch mutigere Projektauslegungen oder neu entstandene Märkte wie etwa in Fernost.

Chemische Additive für den maschinellen Tunnelvortrieb

Lars Langmaack
BASF Construction Chemicals Europe Ltd, Zürich, Schweiz

1. Einleitung

Chemische Additive sind aus dem maschinellen Tunnelbau nicht mehr wegzudenken. Nur durch ihren Einsatz werden die Vortriebe nach Stand der Technik erst möglich.

Erddruckschilde (EPB-TBMs) mit Verwendung moderner Bodenconditionierungsmittel finden immer mehr Verbreitung in der Welt des Tunnelbaus. Die Eigenschaften dieser Schäume und Polymere, einen Erddruck in der Abbaukammer aufzubauen und diesen sicher bei über einen weiten Geologiebereich aufrecht zu erhalten, gehören zusammen mit deren notwendiger Umweltfreundlichkeit mit zu den wichtigsten Faktoren für einen erfolgreichen TBM-Vortrieb.

Aber auch Bentonitschilde benötigen in bestimmten Fällen Hilfsmittel zur Stützung der Ortsbrust, zur Reduzierung von Verklebungserscheinungen und zur effizienten Separation des abgebauten Bodens von der Bentonitsuspension.

Die Hinterfüllmörtel lassen sich ebenfalls wesentlich effektiver einsetzen durch die Verwendung von Additiven zur Verlängerung der Offenhaltezeit, zur Verbesserung des Auswaschverhaltens oder zur Beschleunigung der Erhärtung.

2. Bodenconditionierung bei EPB Maschinen

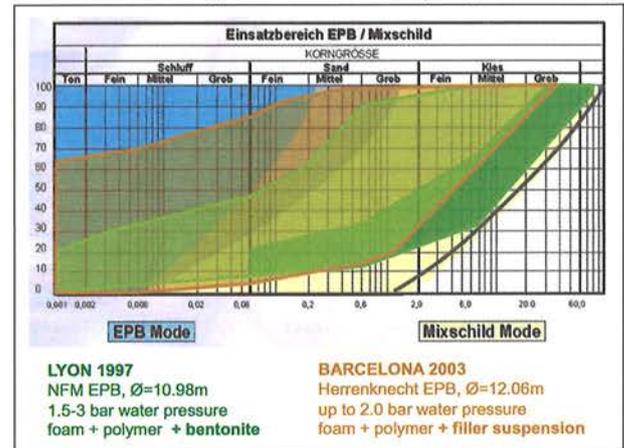
2.1 TBM Design in Abhängigkeit von der Geologie

EPB-Vortriebe werden sowohl in homogenen als auch in inhomogenen Böden durchgeführt. Besonders bekannte Beispiele für EPB-Projekte in sehr inhomogener Geologie sind BPNL Lyon mit einem Bohrdurchmesser von 10,98m (Bentz et al 1997) und Barcelona Metro L9 mit Bohrdurchmessern von 12,06m (Gabarró et al 2003). Die Sieblinien dieser zwei Projekte sind in Bild 1 dargestellt.

Die grosse Heterogenität des Bodens innerhalb eines Projektes zwingt die Maschinenbauer zur Herstellung ei-

ner universellen Tunnelbohrmaschine (Rehm 2004), die jedoch durch Verwendung der auf die jeweils zu durchfahrende Geologie abgestimmten Bodenconditionierung trotzdem den jeweils optimalen Vortrieb erreicht.

Bild 1: Sieblinien Lyon und Barcelona (Langmaack 2004)



Die drei wichtigsten Einflussfaktoren für den Vortrieb im Lockergestein sind:

- Sieblinien des Bodens & Permeabilität
- Grundwasserdruck
- Risiko von Verklebung & Adhäsion

2.1.1 Durchlässigkeit des Bodens

EPB-Vortriebe decken heute die komplette Bandbreite vom praktisch undurchlässigem Ton (Heathrow T5) bis hin zu einer Permeabilität von $k=10^{-3}$ m/s (BPNL Lyon, Turin) ab.

Bei Vortrieben in tonhaltigen Böden kommt es oft zu Problemen mit der Verklebung des Schneidrades und zu Adhäsions- respektive Kohäsionsproblemen in der Abbaukammer.

Bei Vortrieben in porösen Böden hingegen liegen die Schwierigkeiten eher in der instabilen Ortsbrust, unkontrolliertem Wasser- und Bodenabbau und Verlust des Erddruckes. Diese Probleme wurden zuletzt beim Mailand Metro

Projekt beschrieben (Grandori et al, 2003). Wichtig für einen erfolgreichen TBM Vortrieb ist die technische Anpassung an die Gegebenheiten (Öffnungsgrad des Schildes, Anzahl und Art der Abbauwerkzeuge, installierte Kraft, Drehmoment ...) kombiniert mit der richtigen Bodenconditionierung durch Schäume und Polymere. Eine Verwendung reiner Schäume wird in den meisten Fällen nicht ausreichen.

2.1.2 Grundwasser

Ein wichtiger Faktor bei EPB-Vortrieben im Lockergestein ist der Grundwasserspiegel respektive der Grundwasserdruck. Je höher der Wasserdruck und die Porosität des anstehenden Bodens, desto schwieriger wird die Vermeidung von unkontrolliertem Wassereintrich oder Oberflächensetzung. Maschinentechnisch kann hier nur durch eine längere Extraktionsschnecke oder durch die Installation einer Kolbenpumpe am Ende der Schnecke eingegriffen werden. Der wichtigste Faktor, ein Eindringen des Wassers in die TBM von vorn herein zu vermeiden, ist die komplette Füllung der Abbaukammer der TBM mit einem homogenen und impermeablen Bodenbrei, hergestellt durch die Verwendung von Schaum und Polymer. Baustellenbeispiele hierfür der Aviles Abwassertunnel (ESP) sowie Toulouse Metro Line B Lot2 (F).

2.1.3 Verklebung, Adhäsion, Kohäsion

EPB-Vortriebe in tonhaltigen Böden kämpfen oft mit Verklebungen des Schneidrades, Ineffektivität der Abbauwerkzeuge, Zuwachsen der Fenster und Kohäsion des vom Schneidrad abgebauten Bodens in der Abbaukammer.



Bild 2: Verklebung des Schneidrades

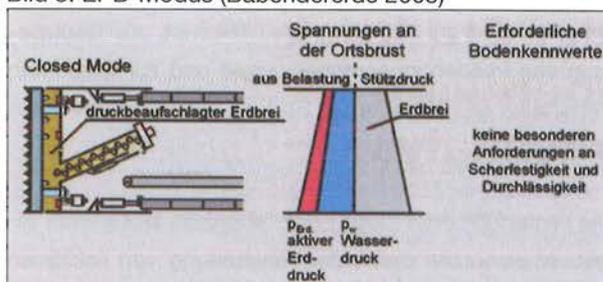
Bild 2 verdeutlicht, wie schnell sich in tonhaltigen Böden die Schneidradöffnungen verschliessen und die Abbauwerkzeuge ineffektiv werden. Das Problem der Adhäsion und Kohäsion von Tonen führt in der Regel zu geringen Vortriebsgeschwindigkeiten, Schwierigkeiten der TBM-Steuerung und extensiven Reinigungsmaßnahmen. Rein maschinentechnisch gibt es hier nur wenige Angriffspunkte, wie zum Beispiel der Öffnungsgrad des Schildes (speziell im Schneidradzentrum) und gut platzierter Roto-

ren und Statoren in der Abbaukammer. Hier ist wiederum einer der wichtigsten Einflussparameter die Bodenconditionierung, die durch den gezielten Einsatz von Anti-Ton-Additiven zusammen mit Schaum die Adhäsions- und Kohäsionsneigung des anstehenden Bodens drastisch reduzieren kann. Baustellenbeispiele hierzu sind Madrid MetroSur oder Toulouse Metro.

2.2 Notwendigkeit der Bodenconditionierung

Die Verwendung von Bodenconditionierungsmitteln ist ein integraler und unverzichtbarer Bestandteil eines EPB-Vortriebes. Nur die Verwendung von Bodenconditionierungsmitteln ermöglicht die komplette Füllung der Arbeitskammer der TBM (die einzige Ausnahme bildet hier homogener, weicher, normalkonsolidierter Ton in geringer Tiefe: Beispiel Taipeh), die Reduzierung des Drehwiderstandes und der Abrasion der Abbauwerkzeuge, des Schneidrades und der Extraktionsschnecke. Nur dieser klassische EPB-Vortriebsmodus – und kein anderer wie auch immer gearteter – ist sinnvoll bei Lockergestein und sensibler Oberfläche (Babendererde 2003), wie aus Bild 3 hervorgeht.

Bild 3: EPB-Modus (Babendererde 2003)



Das Erddruckgleichgewicht kann nur bei komplett gefüllter Abbaukammer erreicht werden (Herrenknecht et al 2003, Steiner et al 1994). Aus diesem Grund muss der anstehende Boden während des Vortriebes mit Bodenconditionierungsmitteln vermischt werden. Hierzu werden folgende Produkte verwendet:

- Schäume (für schluffige Böden)
- zusätzliche Polymere mit strukturierenden Eigenschaften (für poröse und kiesige Böden)
- zusätzliche Anti-Ton-Additive (für tonige und zur Verklebung neigende Böden)

Diese Produkte sollten entweder einzeln oder in Kombination untereinander verwendet werden können.

2.2.1 Schäume

Die Hauptaufgabe der Schäume bei der Bodenconditionierung ist die Transformation des anstehenden Bodens in eine für die TBM handhabbare Rheologie. Der von aussen anstehende Erddruck muss in der Abbaukammer erreicht und gehalten werden, ebenso müssen Druckschwankungen durch Bodenaustrag aus der Schnecke vermieden werden. Der homogen im Boden verteilte Schaum erfüllt hierbei die gleiche Aufgabe wie die Luftblase bei den Flüssigkeitsschilden. Darüber hinaus sind die Reduzierung des Drehwiderstandes und der Abrasion sehr wichtige weitere Effekte. Der Schaum selbst wird durch eine turbulente Mischung aus Schaumlösung und Druckluft auf der TBM hergestellt (Langmaack 2000).

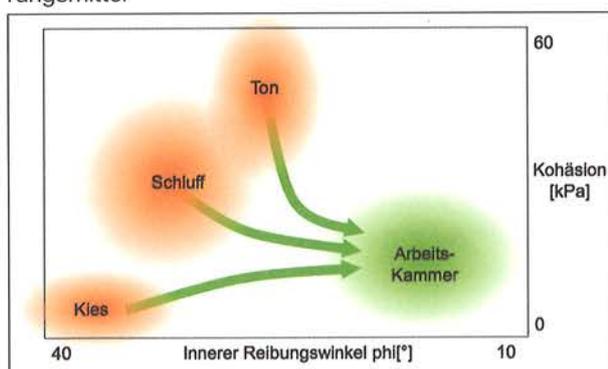
Die Haupteigenschaften der Schäume sind:

- Verflüssigungseffekt durch Verringerung der Oberflächenspannung. Bodenpartikel sind nicht länger durch gebundenes Wasser verbunden
- elektrostatischer Abstossungseffekt der sich anziehende Bodenpartikel separieren kann

Sowohl Labortests als auch Baustellenerfahrungen zeigen, dass unterschiedliche Bodenarten unterschiedliche Schäume erfordern, um eine möglichst grosse Effektivität zu erreichen. Bild 4 veranschaulicht die nötigen Effekte.

Toniger Boden erfordert eine drastische Reduzierung der Kohäsion aber auch des inneren Reibungswinkels und stellt damit eine sehr komplexe Aufgabe dar; bei schluffigen Böden ist meist relativ einfach eine Reduzierung des Reibungswinkels zu erreichen. Bei kiesigen Böden muss das Gegenteil erfolgen, nämlich eine Steigerung der Kohäsion bei gleichzeitiger Verringerung des Reibungswinkels.

Bild 4: notwendige Eigenschaften der Bodenconditionierungsmittel



Die Auswahl des für die jeweilige Geologie effektivsten Schaumes erfolgt am besten durch Laboruntersuchungen mit dem Originalboden vor Vortriebsbeginn.

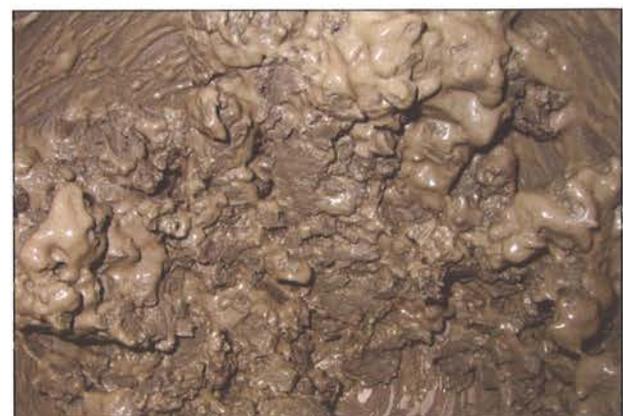
2.2.2 Anti-Ton-Additive (für tonige und zur Verklebung neigende Böden)

Wie bereits angedeutet, soll die Bodenconditionierung die Verklebungs- und Kohäsionsneigung tonhaltiger Böden reduzieren. Reicht der Einfluss des Schaumes allein nicht mehr aus, so erfolgt der zusätzliche Einsatz von Anti-Ton-Additiven. Diese besitzen eine sehr hohe Ladungsdichte, um mit Hilfe der durch das Schneidrad eingebrachten mechanischen Energie die bestehenden Bindungen zwischen den Bodenpartikeln aufzubrechen und anschliessend eine Re-Agglomeration der Bodenpartikel (Verklumpung in der Abbaukammer) zu verhindern.

Bild 5 illustriert den Effekt dieser Polymere in tonhaltigem Boden (Bologna Metro).

Durch den Gebrauch von Schaum und Wasser agglomerieren sich die Tonpartikeln sofort und verkleben das Mischwerkzeug (Bild 5 links). Bei einer TBM würde somit innerhalb kürzester Zeit sowohl das Schneidrad als auch die Abbaukammer verkleben.

Bild 5: Verhalten eines tonigen Bodens nur mit Schaum und mit zusätzlichem Rheosoil® Anti-Ton-Additiv



Nur der zusätzliche Einsatz von Anti-Ton-Additiven führt zu einer bleibenden Separierung der Tonpartikel mit einem Minimum an Kohäsion (Bild 5 rechts) und schafft die Bedingungen für einen effektiven TBM Vortrieb.

2.2.3 Polymere für poröse Böden (für poröse und kiesige Böden)

Im Gegensatz zu den Anti-Ton-Additiven sollen die Polymere für poröse Böden Kohäsion erzeugen, um eine plastische Abraumkonsistenz herzustellen.

Bild 6: Vergleich des Original-Bodens mit konditioniertem Boden (mit Schaum und Polymer)



Generell können in porösen Böden unterschiedliche Arten von Polymeren benutzt werden:

- Wasser bindende Polymere zur Austrocknung von (flüssigen) Böden
- strukturierende Polymere einzusetzen in lockeren, kohäsionslosen Böden, zur Veränderung der Bodenrheologie und zur Vermeidung von Segregationerscheinungen
- Schaum stabilisierende Polymere

Einige Polymerentwicklungen basieren auf Kohlenwasserstoffketten und werden durch bakterielle Fermentation produziert. Diese Polymere sind wasserlöslich, biologisch abbaubar und kompatibel mit den eingesetzten Schäumen. Es existieren auch umweltfreundliche, nicht abbaubare Polymere. Generell wichtig ist, dass die Polymere zusammen mit Schaum eingesetzt werden können, also den Schaumgenerator nicht verstopfen. Weiterhin ist wichtig, dass die Polymere bereits in flüssiger Form vorliegen, so wird die Dosierung vereinfacht, lange Herstellzeiten vermieden und bei einer Änderung der Geologie und damit auch der Änderung der notwendigen Bodenkonditionierung ist so das Polymer sofort einsatzbereit.

2.3 Ökologische und toxikologische Anforderungen

Wie bereits verdeutlicht, ist die Verwendung von Bodenconditionierungsmitteln ein integraler Bestandteil der EPB-Technologie. Doch neben dem technischen Anforderungsprofil müssen sie auch hohe ökologische und toxikologische Anforderungen erfüllen. Diese sind ein Ausschlusskriterium bei der Entwicklung neuer Bodenconditionierungsmittel. Um das potentielle Risiko eines Produktes abzuschätzen, muss eine Risiko-Analyse angefertigt werden. Hierbei stehen die folgenden 4 Punkte besonders im Vordergrund:

1. die Menge der Substanz, die in die Umwelt gelangt
2. die chemischen und physikalischen Eigenschaften der Substanz, die deren Verteilung in der Umwelt beeinflusst. In den meisten Fällen ist hier die Auslaugung in das Grundwasser anzuführen. Die biologische Abbaubarkeit muss ebenfalls berücksichtigt werden
3. die Toxizität der Substanz für die Umwelt respektive für Wasserlebewesen und Säugetiere
4. der Eliminationsprozess (Degradation oder Immobilisation) beeinflusst ebenso die Verteilung von Substanzen in der Umgebung. Organische Substanzen können auf 3 Wegen abgebaut werden:
 - > Biodegradation: mittels Organismen (Bakterien), die bereits im Boden vorliegen oder hinzugeführt werden
 - > Hydrolyse: Abbau im Wasser;
 - > Photolyse: Abbau durch Licht

Für eine komplette Risikoanalyse müssen weiterhin mögliche Emissionen ins Grundwasser während des Vortriebs, Konzentration am Arbeitsplatz und Emissionen bei der Deponierung betrachtet werden.

2.3.1 Definition der Toxizität

Die Toxizität bezeichnet die Kapazität von Substanzen, negative Effekte auf Organismen auszuüben. Toxische Effekte hängen stark mit der Konzentration zusammen, den die Organismen ausgesetzt sind. Toxizitätstests im Labor ermitteln die ‚sicheren Konzentrationen‘, bei denen keine negativen Effekte mehr auf die Lebewesen festgestellt werden können. Für Säugetiere wird hier der LD50-Wert in mg/kg Körpergewicht, bei Wasserorganismen wird der LC50-Wert in mg/l Wasser angegeben. Je höher die angegebenen Werte, desto geringer ist deren Gefährdungspotential.

2.3.2 Definition der Bioakkumulation

Die Bioakkumulation ist ein Prozess, bei dem Organismen Substanzen in sich speichern und aufkonzentrieren. Dies geschieht entweder durch die Nahrungsaufnahme oder direkt durch die Umwelt (Sorptions).

2.3.3 Definition der biologischen Abbaubarkeit

Die biologische Abbaubarkeit bezeichnet den Abbau von Substanzen durch Mikro-Organismen. Dies geschieht durch Zersetzung der Substanz in kleinere Bruchstücke und schlussendlich zu Wasser und CO₂.

Die Beständigkeit bezeichnet die Fähigkeit von Substanzen, dem biologischen Abbau zu widerstehen.

2.3.4 Empfehlungen für Bodenkonditionierungsmittel

Bei dem Einsatz von Bodenkonditionierungsmitteln ist die aquatische Toxizität der selbste Bereich. Toxizitätstests sind analog der OECD Richtlinien 201 bis 203 vorzunehmen. Das Erreichen von LC₅₀ oder EC₅₀-Werten von 100 mg/l (Substanzkonzentration von 100mg Substanz pro Liter Wasser) ist hier als die Konzentration festgelegt worden, bei der per Definition kein akutes toxisches Risiko für die getesteten Organismen mehr besteht.

Generell sind hier die Bodenkonditionierungsmittel mit den höchsten LC₅₀ oder EC₅₀-Werten zu bevorzugen. Für Polymere und Anti-Ton-Additive sollten Werte >100mg/l für Fische, Daphnien und Algen erreicht werden. Bei Schäumen sind diese Werte von >100mg/l für Algen und Daphnien zu erreichen, bei Fischen hingegen können zur Zeit bestenfalls Werte von 10-100 mg/l erreicht werden.

Weiterhin werden die ökologischen Eigenschaften durch die biologische Abbaubarkeit bestimmt, die nach den OECD Richtlinien 301 bis 304 mit einer definierten Menge und Art an Startbakterien bestimmt wird.

Generell sollten Bodenkonditionierungsmittel entweder gut biologisch abbaubar oder nicht biologisch abbaubar (inert) und nicht toxisch so wie nicht bioakkumulierbar sein. Beide Varianten garantieren einen geringsten möglichen negativen Effekt auf die Umgebung.

Bei dem biologischen Abbau von Bodenkonditionierungsmitteln sollte prinzipiell darauf geachtet werden,

dass genügend Sauerstoff für den aeroben Abbau vorhanden ist.

2.4 Baustellenbeispiele

Die folgenden Kapitel stellen drei TBM-Baustellen mit schwieriger Geologie vor, bei denen sowohl die technischen als auch die Umwelteigenschaften der eingesetzten Konditionierungsmittel signifikant zum Erfolg des Projektes beigetragen haben.

2.4.1 Aviles Abwasserprojekt (Spanien)

Dieser Tunnel wurde von Dragados mit einer Lovat EPB Maschine mit einem Durchmesser von 3,40m aufgeföhren. Nach Durchörterung von tonigem Schluff und schluffigem Ton wechselte der Boden abrupt zu kiesigem Sand mit bis zu 3,0 bar Seewasserdruck. Die Sieblinie ist in Bild 7 dargestellt.

Bild 7: Sieblinie des Aviles Sandes

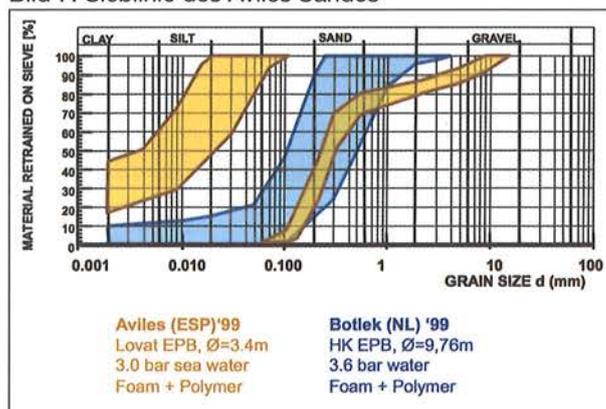
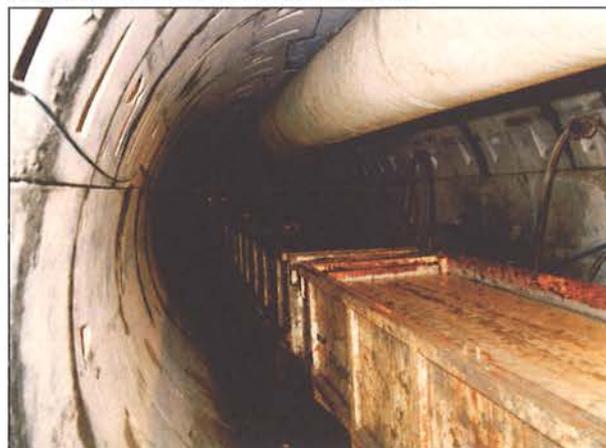


Bild 8: Aviles Vortrieb nur mit Schaum



Der alleinige Einsatz von Schaum gewährleistete keinen korrekten Druckaufbau in der Abbaukammer, unkontrollier-

ter Wassereinbruch und sehr geringe Vortriebsgeschwindigkeiten waren die Folge, wie in Bild 8 verdeutlicht.

Auf der TBM gab es keine Möglichkeit, zusätzliche Suspension in die Abbaukammer zuzugeben. Eine neue Installation hierfür wäre sehr teuer und vor allen Dingen zeitraubend gewesen. Aus diesen Gründen wurde der Versuch des kombinierten Einsatzes von Schaum und Polymer unternommen, um den anstehenden Sand in eine plastische und impermeable Konsistenz zu überführen – trotz der für EPB-Vortriebe sehr ungünstigen Sieblinie, noch dazu unter 3 bar Seewasserdruck.

Bild 9: Aviles Vortrieb mit Schaum & strukturierendem Polymer



Das Resultat ist in Bild 9 dargestellt und verdeutlicht sehr anschaulich die Möglichkeiten der Bodenconditionierung.

Durch Verwendung von Schaum und strukturierendem Polymer konnten trotz der schlechten Geologie durchschnittliche tägliche Vortriebsleistungen von 27 Metern mit Spitzenleistungen von bis zu 50,5 Metern pro Tag erreicht werden, mit einer voll gefüllten Arbeitskammer unter 3 bar Erddruck und ohne Eintritt von Wasser. Weitere Details hierzu finden sich bei Fernandez 2002 und Langmaack 2001.

2.4.2 Toulouse Metro Linie B (Frankreich)

Dieser Metrotunnel wurde unter anderem von dem JV Vinci/Eiffage mit einer Herrenknecht EPB-Maschine (S-208) mit 7,72 m Durchmesser aufgeföhren.

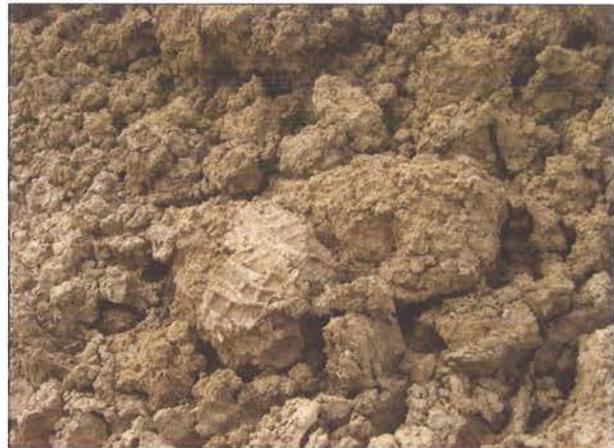
Die Geologie bestand aus relativ trockenem tonigen Schluff mit eingebetteten und unter Wasserdruck stehenden Sandlinsen. In homogenen Tonformationen war eine Druckluft-

fahrweise möglich. Wurden jedoch die Sandlinsen angefahren, kollabierte der Stützdruck und Wassereinbruch in die TBM fand statt. Dies führte zu geringen Vortriebsgeschwindigkeiten, hohem Reinigungsaufwand, Schwierigkeiten auf der Bandförderanlage und Zweifeln bezüglich der Ortsbruststabilität und Oberflächensetzungen.

Nur die kombinierte Verwendung von Schaum und Rheosoil® Anti-Ton-Additiven ermöglichte letztendlich die Transformation der anstehenden Geologie in einen homogenen, pastösen und nicht adhäsiven Erdbrei.

Nur so konnte die Abbaukammer der TBM überhaupt geföhrt und unter Erddruck geföhren werden. Bild 10 illustriert die Qualität des konditionierten Bodens.

Bild 10: plastischer, aber nicht zur Verklebung neigender konditionierter Boden nach dem Abbau



Mit dieser Bodenconditionierung erreichte die TBM respektable Vortriebsgeschwindigkeiten von 40-50 mm/Minute unter 1-2 bar Erddruck. Die Wassereinbrüche konnten gestoppt und der Stützdruck sichergestellt werden. Bild 11 zeigt das Schneidrad nach dem Durchbruch in einem der Zwischenschächte.

Bild 11: sauberes Schneidrad nach Durchbruch



3. Additive für Bentonitschilde

Auch bei Bentonitschilden kommen chemische Additive zum Einsatz. Grob kann man hier drei Teilbereiche definieren:

- Stützung der Ortsbrust
- Verklebungserscheinungen durch Ton
- Separation des Bentonit/Boden-Gemisches

3.1 Stützung der Ortsbrust

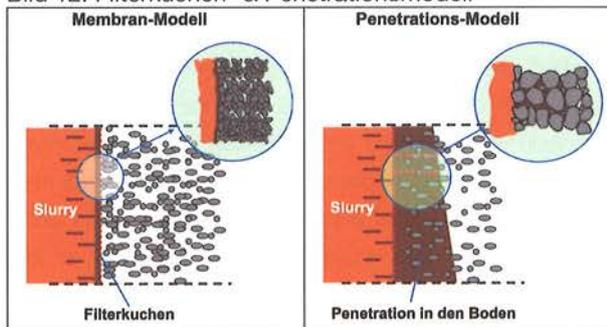
Normalerweise wird die Stützung der Ortsbrust durch eine reine Bentonitsuspension erreicht. Diese kann je nach Qualität des Bentonites und Anforderungen des Bodens zwischen 3 und 8 Gewichtsprozent liegen.

Grundsätzlich stehen zwei Wirkungsmethoden zur Diskussion:

- Filterkuchenmodell
- Penetrationsmodell

deren einzelne Wirkungsweise und Theorie hier nicht weiter vertieft werden soll.

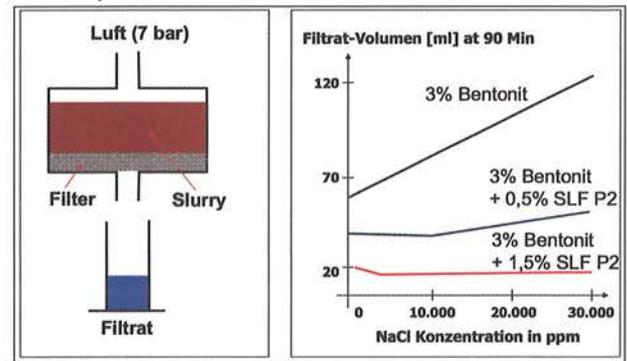
Bild 12: Filterkuchen- & Penetrationsmodell



Interessant wird es in diesem Zusammenhang jedoch, wenn die Porosität des umgebenden Bodens so gross wird, dass die Bentonitsuspension in den umgebenden Boden gedrückt wird, ohne dass ein Filterkuchenaufbau beziehungsweise eine gezielte Penetration zum Druckaufbau möglich ist. Weitere Störfaktoren können eine pH-Verschiebung des Bodens beispielsweise durch Zementinjektion oder saline Grundwässer sein, die beide zu einer zum Teil drastischen Reduzierung der Wirksamkeit von Bentonitsuspensionen führen.

Hier kann neben klassischen Zusätzen wie Sägemehl oder Vermiculit auch der Einsatz von speziellen Polymeren vorteilhaft sein.

Bild 13: API Filtrat-Test: Auswirkungen von Salzgehalt und Polymerzusatz auf das Filtratvolumen

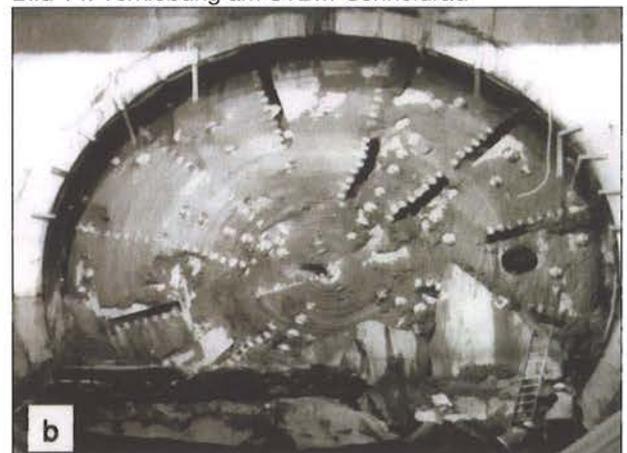


Das MEYCO® SLF P2 Polymer ist in der Lage, das Filtratvolumen der ursprünglichen Bentonitsuspension zu reduzieren und die negativen Auswirkungen beispielsweise von salzhaltigen Wässern zu reduzieren respektive zu egalisieren. Somit kann auch unter schwierigsten Bedingungen eine stabile Ortsbrust erhalten und ein Bentonitverlust vermieden werden.

3.2 Verklebungserscheinungen durch Ton

Auch bei Bentonitschilden kann eine Verklebungsproblematik auftreten, wie aus zahlreichen Vortrieben bekannt: U-Bahn München, U-Bahn Wien, U-Bahn Hamburg, Wesertunnel ... um nur einige Beispiele zu nennen (vergleiche Bild 14 Westerschelde)

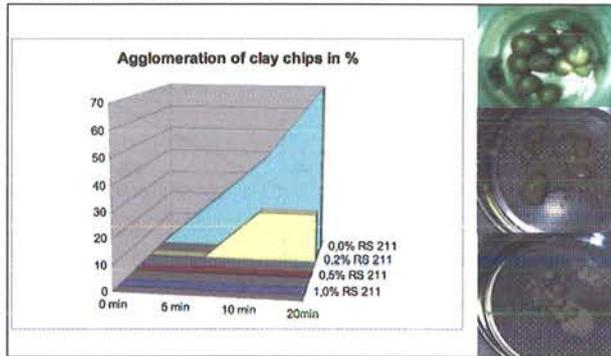
Bild 14: Verklebung am STBM-Schneidrad



Bezüglich der Verklebungsproblematik sei in diesem Zusammenhang auf [14] hingewiesen – eine der wenigen Forschungsarbeiten zu diesem Thema.

Zur Verringerung dieser Verklebungsproblematiken können wie bei den Erddruckschilden Rheosoil® Anti-Ton-Additive eingesetzt werden.

Bild 15: Verringerung der Re-Agglomeration von Tonchips durch Einsatz von Rheosoil®



3.3 Separationstechnik und Hilfsmittel

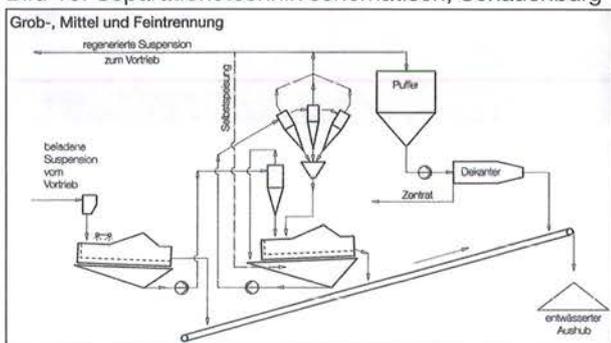
Separieranlagen im Tunnelbau müssen eine hohe Flexibilität im Bezug auf die Kapazität, aber auch auf die Verarbeitung unterschiedlichster Geologien aufweisen, um den konstanten Betrieb der Tunnelbohrmaschine zu gewährleisten.

3.3.1 generelle Verfahrensschritte der Separieranlagen

1. Grobabtrennung mit Rüttelsieben
bis $> 2-6$ mm Korndurchmesser
2. Entsandung mit Hydrozyklon und Entwässerungssieb bis > 60 μm
3. Entschlammung mit Hydrozyklon und Entwässerungssieb bis $> 20-30$ μm
4. Feinteilseparierung mit Hilfe von Zentrifugen oder Filterpressen

Hierbei hat die Kornverteilung des abzubauenen Bodens einen entscheidenden Einfluss auf die Zyklontechnik (Art und Anzahl, Klassierstufen), die Siebtechnik (Siebfläche, -Belag, -Neigung) und die Feinteil entwässerung (Zentrifuge, Filterpresse, Siebbandpresse).

Bild 16: Separationstechnik schematisch, Schauenburg



Teilweise wird auch wie in Portland eine zusätzliche dritte Hydrozyklonstufe installiert, um ein breites Spektrum unter-

schiedlicher Korngrößen zu bewältigen. Mit der dritten Hydrozyklonstufe kann beispielsweise speziell der Bereich zwischen 30 μm und 15 μm separiert werden, um einen starken Anstieg der Dichte der Bentonitsuspension (Umlaufsuspension) in Bereichen mit tonigem Boden zu verringern.

3.3.2 Flockung

Viele Entwässerungsaggregate, wie Zentrifugen, Dekanter, Bandfilter oder Kammerfilterpressen sind ohne die Zugabe von chemischen Hilfsmitteln kaum, oder nur mit erheblichen Leistungseinschränkungen funktionsfähig.

Deutlich wird dies anhand von Sedimentationszeiten die notwendig sind, dass ein Teilchen um einen Meter absinkt:

- Schluff ($\varnothing=10\mu\text{m}$): 3 Stunden
- Ton ($\varnothing=0,1\mu\text{m}$): 5 Jahre

Um die Effizienz von Separationsanlagen zu erhöhen, ist also dringend eine Flockung der Bodenpartikel notwendig. Unter Flockung versteht man alle Vorgänge, die die Abscheidung der in einem kolloidalen System suspendierten Teilchen in Form von Flocken bewirken. Dabei treten die Kolloidteilchen unter dem Einfluss von Flockungs(hilfs)mitteln infolge Elektrolyt- oder Additions-Koagulation bzw. Flockulation (Zusammenschluss von Teilchen unter Einwirkung intramolekular brückenbildender Makromoleküle) zu grösseren Einheiten zusammen. Die Aggregation zu Flocken erfolgt in ruhenden Systemen durch Brownsche Molekularbewegung (perkinetische Flockung), in bewegten Systemen z.B. durch Rühren (orthokinetische Flockung).

3.3.3 Flockungsmittel

Flockungsmittel sind Stoffe, welche das (Zeta-) Potential der zu flockenden Teilchen in kolloidalen Suspensionen so beeinflussen, dass sie zu Flocken aggregieren und nach Sedimentation oder Aufschwimmen aus dem System entfernt werden können.

Die Flockungsmittel müssen hierzu die elektrostatische Abstoßung der im Wasser meist negativ aufgeladenen Partikeln überwinden. Aus diesem Grund verwendet man als so genannte Klärmittel meist Metallsalze (Eisen- oder Aluminiumchloride/-sulfate). Diese bilden in bestimmten pH-Bereichen voluminöse kationische Hydroxide. Weil

die Dichteunterschiede zum wässrigen Medium nicht sehr gross sind, ist die Absetzgeschwindigkeit der mit den absorbierten Teilchen beladenen Flocken nicht sehr ausgeprägt. Man setzt daher oft Flockungshilfsmittel oder Sedimentationsbeschleuniger zu.

3.3.4 Flockungshilfsmittel

Flockungshilfsmittel finden überall dort Verwendung, wo eine Fest-Flüssig-Trennung gewünscht ist.

Zum Einsatz kommen die Flockungshilfsmittel generell bei der Reinigung kommunaler und industrieller Abwässer in Kläranlagen, der Aufbereitung von Prozess- und Kreislaufwasser sowie der Klärung von Roh- oder Oberflächenwasser für die Gewinnung von Betriebs- oder Trinkwasser. Die Flockungshilfsmittel beschleunigen die Sedimentation oder Flotation von suspendierten Feststoffteilchen und verbessern entscheidend das Entwässerungsverhalten der so eingedickten Schlämme bei statischen oder maschinellen Entwässerungsverfahren. So werden auch bei der Bentonitseparation Flockungshilfsmittel zugesetzt.

Flockungshilfsmittel bzw. Sedimentationsbeschleuniger sind Produkte, die die Zusammenballung von Feststoffpartikeln zu grossen Einheiten (Flocken) bewirken. Diese – zwar in gleicher Richtung, aber auf andere Weise als Filterhilfsmittel wirkenden – Produkte bestehen aus Makromolekülen, die sich an die suspendierten Teilchen unter Brückenbildung (Flockulation) anlagern. Die Wirksamkeit hängt von der Kettenlänge und dem ionischen Charakter ab. (Je höher das Molekulargewicht, desto besser die Wirkung. Das Molgewicht kann daher mehrere Mio. betragen.) Es handelt sich dabei meist um organische, synthetische, hochmolekulare und wasserlösliche Polyelektrolyte auf der Basis von Polyacrylamid und Polyacrylat. Auch andere organische Polyelektrolyte synthetischen oder natürlichen Ursprungs finden als Flockungshilfsmittel Verwendung. Flockungshilfsmittel bilden jedoch im Gegensatz zum Flockungsmittel selbst keine Flocke.

Aufgrund der Zusammenballung zu Flocken können sich die Feststoffe wegen ihrer grösseren Masse wesentlich schneller absetzen. Bei der Flockenbildung werden gleichzeitig die Poren zwischen den einzelnen Teilchen vergrössert, so dass das im Schlamm enthaltende Wasser durch Filtration oder Zentrifugation leichter zu entfernen ist.

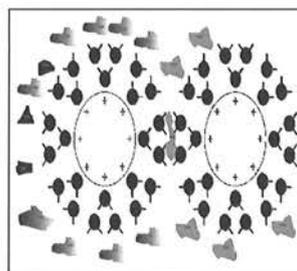


Bild 17: Wirkungsweise der Flockungshilfsmittel

Mechanismus der Flockenbildung durch Flockungshilfsmittel:

Beim Auflösen von Flockungshilfsmitteln ziehen sofort die elektrisch geladenen Gruppen im Makromolekül des Polymers infolge ihrer elektrostatischen Ladung die nächstgelegenen Wassermoleküle an; bei anionischen Gruppen orientiert sich der Wasserstoff in Richtung Polymermolekül, bei kationischen Gruppen übernimmt dies der Sauerstoff. Um die ionogenen Gruppen herum bauen, über Wasserstoffbrücken gebunden, viele weitere Wassermoleküle eine grosse «Hydratkugel» auf, deren Aussenzone die gleiche Ladung aufweist wie das Ion, mit dem sie verbunden ist. Die Hydrathülle um die nichtionogene Amidgruppe wird durch Wasserstoffbrückenbildung an den beiden Wasserstoffionen der Amidgruppe aufgebaut. Die nichtionogene Gruppe verhält sich im nachfolgenden Beispiel vorwiegend als Kation. Durch das gleichzeitige Anwachsen dieser Hydrathülle auf seiner ganzen Kettenlänge wird das Flockungshilfsmittel als Polymermolekül entknäuelnd und gestreckt.

Die Oberflächen aller kolloidalen bzw. suspendierten Teilchen in einer Suspension weisen elektrische, meist gleichartige Ladungen auf (wäre dies nicht der Fall, würden die Teilchen durch elektrostatische Anziehung oder Massenanziehung agglomerieren und bereits ohne Einwirkung von Hilfsmitteln ausflocken). Diese Oberflächenaufladung, die bei natürlichen Verunreinigungen fast immer negativ ist, kommt durch unbesetzte Bindungskräfte und adsorbierte Ionen, meist Sauerstoff zustande.

Diese Tatsache verdeutlicht, dass positiv geladene Teilchen an die aktiven Gruppen eines anionaktiven polymeren Flockungshilfsmittels elektrostatisch gebunden werden, negative Teilchen dagegen an die aktiven Gruppen der kationaktiven und nichtionogenen Polymere. Ausserdem können aber auch anionaktive Polymere negative Teilchen binden.

Diese Teilchen enthalten in ihren Hydrathüllen (auch dispergierte Feststoffteilchen haben Hydrathüllen) positive

Ionen, angezogen von der negativen Oberflächenladung des Teilchens, die einen Verknüpfungspunkt für die negativen Ionen des Flockungshilfsmittels geben.

Bei der Bentonit-Separationstechnik wird meistens eine Kombination aus anorganischen und organischen Flockungsmitteln (Aufhebung der Abstossmechanismen, Erhöhung der Masse von Feststoffteilchen durch Kopplung mehrerer Einzelteilchen, Beschwerung der Flocken durch spezifisch schwere Metallhydroxyd-Flocken) und hochmolekularer Polyacrylamide als Flockungshilfsmittel eingesetzt.

4. Hinterfüllmörtel

Der Hinterfüllmörtel wird prinzipiell als Füll- und Stabilisiermedium für den Hohlraum bezeichnet, der durch die Differenz des Schneidraddurchmessers und des Tübbingaussendurchmessers entsteht. In der Regel handelt es sich hierbei um einen Ringraum-Spalt von 100-150mm Breite. Der Hinterfüllmörtel hat die Rolle eines Verbindungsmediums zwischen dem Umgebungsboden und den Tübbing. Richtig eingebrachter Hinterfüllmörtel verhindert eventuell mögliche Bewegungen der Tübbinge, Verschiebungen der Tübbingringe und Setzungen an der Oberfläche.

4.1 Logistische Voraussetzungen

Ein Hinterfüllmörtel sollte prinzipiell gut pumpbar sein und zumindest auf der Strecke zwischen Lagertank und Injektionsort keinerlei Anzeichen von Segregation und/oder Ausbluten zeigen (<1%).

Die Offenhaltezeit des Mörtels sollte mindestens vier Stunden (zum Teil bis zu 24 Stunden) betragen, um eventuelle Standzeiten der Vortriebsmaschine ausgleichen zu können.

Manchmal ist eine schnelle Erhärtung oder ein schnelles Ansteifen des Mörtels im eingebrachten Zustand notwendig, um Tübbinge sofort zu fixieren oder um Auswascherscheinungen entgegenzuwirken.

4.2 Materialien

Der verwendete Zement sollte der Norm EN 197-1 genügen, die Zuschlagstoffe der Norm EN 12620 und ohne Beimischungen sein, die negative Effekte auf den Mörtel

haben könnten. Wasser sollte der Norm EN 1008 genügen und durch vorherige Tests seine Eignung unter Beweis gestellt haben.

Folgende Gruppen von Zusatzmitteln können generell Verwendung finden:

- Verflüssiger
- Verzögerer und Beschleuniger
- Anti-Auswasch-Additive
- Luftporenbildner / Schäume
- Hydratationskontrollierer
- Bentonit / Verdicker / ...

Sonstige verwendbare Zusatzstoffe:

- Flugasche
- SilicaFume
- Nanosilica
- Kalksteinmehl

4.3 Methoden

Generell sind zwei unterschiedliche Methoden zur Ring-spaltverpressung einsetzbar:

- Durch die Tübbinge hindurch
- Über den Schildmantel

Letztere Methode ist vorzuziehen bei der Notwendigkeit einer schnellen und umfassenden Füllung des Ringspalttes – was speziell im Lockergestein notwendig ist. Allerdings sind in diesem Fall geeignete Verfahren zur schnellen Reinigung der Verpresssysteme vorzusehen, um einen reibungslosen Vortrieb sicherzustellen.

Prinzipiell sollte darauf geachtet werden, dass die kleinste Passage (Schlauch oder Rohrleitung) immer noch mindestens den 3-fachen Durchmesser des Grösstkornes des benutzten Zuschlages aufweisen sollte.

4.4 Unterschiedliche Hinterfüllmörteltypen

Generell können die Hinterfüllmörtel in drei unterschiedliche Kategorien eingeteilt werden:

- Inert
Das inerte System beinhaltet keinen Portlandzement, können jedoch Kalk und / oder Flugasche enthalten.

- Halb-inert
Halb-inerte Systeme basieren im Wesentlichen auf dem interten System mit einem gewissen zusätzlichen Anteil an hydraulisch aktiver Substanz. Wird Portlandzement verwendet, dann in der Regel in einer Größenordnung von $< 100 \text{ kg/m}^3$. Dieser Hinterfüllmörtel benötigt generell eine längere Zeitspanne um zu erhärten.
- Aktiv (hydraulisch abbindend)
Bei einem hydraulisch aktiven Hinterfüllmörtel findet in der Regel ein Portlandzement mit $< 300 \text{ kg/m}^3$ Verwendung

Die Auswahl des richtigen Hinterfüllmörtelsystems hängt von den äusseren Rahmenbedingungen wie der Art des Untergrundes, den Anforderungen der Oberflächensetzungen oder der geforderten Wasserundurchlässigkeit ab.

Eine weitere Unterteilung kann in Einzel- oder Mehrkomponentensysteme vorgenommen werden. Bei den Zwei- oder Mehrkomponentensystemen handelt es sich in der Regel um beschleunigte Systeme, die dann eingesetzt werden, wenn die sofortige und komplette Verfüllung des Ringraumes notwendig ist. Als Beschleuniger kommt traditionell Wasserglas zum Einsatz, was jedoch unter Handling- und Umweltaspekten nicht vorteilhaft ist. Neuere Entwicklungen wie alkalifreie Beschleuniger oder spezielle Nanosilika werden aus diesem Grund verstärkt im Hinterfüllmörtel als Beschleuniger eingesetzt.

5. Zusammenfassung

Moderne Tunnelvortriebsmaschinen werden nur noch sehr selten ohne die Verwendung von chemischen Additiven eingesetzt. Deren Verwendung ermöglicht sowohl neue Einsatzbereiche, erhöhte Sicherheiten beim Vortrieb als auch eine verbesserte Wirtschaftlichkeit.

5.1 Bodenconditionierung

EPB-TBMs können auch durch eine schwierige und inhomogene Geologie schnell und erfolgreich vorgetrieben werden. Entscheidend hierfür ist die richtige Auswahl der Tunnelbohrmaschine zusammen mit der korrekten Bodenconditionierung. So kann eine grosse Bandbreite von Böden – von sehr permeablen Böden unter Grundwasserdruck bis zu tonigen Böden mit hohem Verklebungspotential – sicher aufgeföhren werden.

Alle dargestellten Baustellenbeispiele verwendeten Bodenconditionierungsmittel, die zur Minimierung der negativen Umwelteinflüsse strikten Risiko-Analysen standgehalten haben. Bei sachgemässer Anwendung sollten sich weder während des Vortriebes noch bei der Deponierung negative Einflüsse der Bodenconditionierungsmittel zeigen – abgesehen natürlich von einer vorübergehenden Erhöhung des TOC-Wertes des abgebauten Bodens.

Ausblick:

Weder die Entwicklung der Tunnelbohrmaschinen an sich noch die der Bodenconditionierungsmittel befindet sich vor einem absehbaren Ende. Nach den sehr erfolgreichen Entwicklungen bezüglich der Anti-Ton-Additive in den letzten Jahren ist für die kommenden Jahre eine Weiterentwicklung der Conditionierungsmittel insbesondere für Böden mit erhöhter Porosität zu erwarten.

In Zukunft werden auch bei höherem Erddrücken EPB-Projekte realisiert werden, denn Dank effektiver Reduzierung der Drehmomente durch Conditionierungsmittel und technischer Weiterentwicklungen der Maschinen ist die Grenze des technisch Machbaren noch lange nicht erreicht.

5.2 Bentonitmodifikation und –Separation

Bentonitschilde sind – bis auf reine Sand- oder Kiesböden – ohne den Einsatz von Flockungs- und Flockungshilfsmitteln bei der Separation nicht einsetzbar.

Auch zur Stabilitätssteigerung der Ortsbrust können in den Fällen, in denen die Funktion der Bentonitsuspension reduziert wird, Langkettenpolymere eingesetzt werden. Eine Verwendung von Anti-Ton-Additiven ist ebenfalls möglich – aber nur dann mit einer ausreichenden Effizienz, wenn die Bentonitsuspension auch vorne am Schneidrad injiziert werden kann.

5.3 Hinterfüllmörtel

Auch Hinterfüllmörtel beinhalten in den meisten Fällen chemische Additive. Am häufigsten werden Fließmittel und Verzögerer angewendet, um eine möglichst lange Offenhaltezeit des Mörtels zu erzielen und das Handling zu erleichtern. Weiterhin häufigen Einsatz in den Hinterfüllmörteln finden Anti-Auswasch-Mittel und Beschleuniger.

6. Referenzen

- [1] Babendererde 2003, TBM mit Slurry- oder Erd-druckstützung – Einsatzbereiche und Zuverlässigkeitsanalyse, Felsbau 21 (2003), No.5, p. 155 ff
- [2] Bentz et al 1997, Optimierung des schaumgestützten EPB-Vortriebs, Boulevard Périphérique Nord de Lyon, STUVA Tagung Berlin 1997, Alba Verlag Berlin, 1998, Volume 37, p. 88, ISBN 3 87094 636 9
- [3] Fernandez 2002, Aviles Sewage Tunnel, a tunnel below sea water level, AF IES 2002 Ioulouse, p. 131 ff, Specificque ISBN 951 04 16 2 4
- [4] Gabarró et al 2003, Metro Barcelona Linea 9 – Europe's greatest metro project with tunnel boring machines of large diameter, ITA 2003 Amsterdam, p 637 ff, Balkema ISBN2: 90 5809 542 8
- [5] Grandori et al 2003, Turin Metro Systems – Design and operation of EPB TBMs beyond the limits of this technology, Felsbau 21 (2003), No.6, p. 34 ff
- [6] Herrenknecht et al 2003, Geotechnische und mechanische Interaktion beim Einsatz von Erddruckschilden im Fels
STUVA Tagung 2003, Dortmund, p. 175 ff, Bauverlag ISBN 3 7625 3602 3
- [7] Jancsecz et al 1999, Advantages of soil Conditioning in shield tunneling: Experiences of LRTS Izmir, ITA 1999 Oslo, p. 865 ff., Balkema ISBN 90 5809 063 9
- [8] Langmaack 2000, Advanced Technology of Soil Conditioning
North American Tunnelling Congress, Boston 2000, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2000, p. 525 ISBN 90 5809 162 7
- [9] Langmaack 2001, Application of new TBM Additives
BAUMA 2001, 6th int. symposium for tunnel construction
Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2001, p. 27, ISBN 3 7739 5964 8
- [10] Langmaack 2004, EPB-Vortrieb in inhomogenen Böden: Möglichkeiten neuer Konditionierungsmittel, Tunnel- und Tiefbautagung 2004, Győr, p. 121 ff
- [11] Marchionni et al 2002, Galleria Quattro Venti in Rom Tunnel No.8, 2002, p. 8 ff
- [12] Rehm 2004, maschineller Tunnelvortrieb unter sehr schwierigen geologischen Verhältnissen, Tunnel- und Tiefbautagung 2004, Győr, p. 99 ff
- [13] Steiner et al 1994, Face support for a large Mix - Shield in heterogeneous ground condition, Proc. of Tunnelling '94. London : Chapman & Hall
- [14] Thewes 1999, Adhäsion von Tonböden beim Tunnelvortrieb mit Flüssigkeitsschilden, Berichte des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik, Univ. Wuppertal, Band: 21

TBM-Vortrieb im Lockergestein: Ausführung, Teil I

Markus Weh
Marti Holding AG

1 Einleitung

Bei TBM-Vortrieben im Lockergestein sind die Risiken für eine Unternehmung oft schwerer abzuschätzen als für einen vergleichbaren Vortrieb im Festgestein. Es wird daher in einem ersten Teil erläutert, von welchen Kriterien sich die Unternehmungen bei der Wahl der Vortriebs-technik leiten lassen. In einem zweiten Teil werden die folgenden allgemeinen Themen erläutert:

- Baustelleneinrichtungen Hydroschild-TBM
- Baustelleneinrichtungen EPB-TBM
- Ringspaltverpressung
- Stützdruckberechnung
- Begehung Arbeitskammer
- Anfahren/Ausfahren
- Montage/Demontage TBM

In einem dritten Teil wird aufgezeigt, wie die verschiedenen TBM's eingesetzt werden können. Da vor allem im Lockergestein Verklebungen sehr häufig den mechanischen Vortrieb beeinträchtigen, wird im dritten Teil die Verklebungsproblematik anhand ihrer Ursachen und Auswirkungen auf die verschiedenen mechanischen Vortriebsverfahren eingehend erläutert.

2 Wahl Maschinenteknik aus Unternehmer-sicht

Sowohl in der SIA 198 [1] als auch in der DAUB-Veröffentlichung aus dem Jahre 1997 [2] werden die Einsatzbereiche von Tunnelvortriebsmaschinen aufgezeigt. Charakteristisch sind für beide Klassifikationen die folgenden Unterscheidungen:

1. Vortrieb in Fels bzw. Lockergestein
2. Ortsbrust und Tunnelumfang standfest bzw. nicht standfest
3. Baugrundeigenschaften wie Korngrößenverteilung, Kohäsion

Charakteristisch für ein Schweizer TBM-Projekt ist der Umstand, dass der Baugrund häufig unterschiedliche Eigenschaften aufweist und z.B. zwischen Fels- und Lockergestein, zwischen standfest und nicht standfest und zwischen fein- und grobkörnig wechselt. Für die Beurteilung dieser wechselhaften Verhältnisse sind die DAUB- und die SIA-Tabelle aber nicht brauchbar.

Da der Baugrund mit seinen Eigenschaften nur begrenzt und nur mit hohem Aufwand verändert werden kann, hat sich die TBM-Technik in erster Linie dem Baugrund anzupassen. Am erfolgreichsten ist deshalb jene TBM-Technik, die den Baugrund für den Ausbruch, den Transport und den Wiedereinbau am wenigsten verändern muss.

Wenn die Baugrundverhältnisse wechselhaft sind, stellen sich primär die folgenden Fragen:

1. Welche Baugrundverhältnisse sind vorrangig gegeben und mit welcher Verfahrenstechnik kann unter diesen Bedingungen die beste Performance erreicht werden?
2. Wie häufig und in welchem Ausmaß können geänderte Baugrundereignisse eintreten?

Ob die abweichenden Baugrundereignisse mit der vorhandenen Installation oder mit Sondermassnahmen bewältigt werden müssen, hängt von ihrer Prognostizierbarkeit, ihrem Streckenanteil, der Häufigkeit ihres Auftretens und ihren möglichen Auswirkungen auf den Vortrieb ab.

Je besser prognostizierbar die Verhältnisse sind, je geringer ihr Anteil ist und je weniger sie auftreten, umso besser lassen sich Ausnahmebedingungen mit Sondermassnahmen bewältigen. Je weniger dies der Fall ist, umso mehr braucht es eine Installation, die ohne Umbauten das gesamte mögliche Spektrum der Baugrundbedingungen abdeckt.

Um zu beurteilen welche Technik sich für welchen Baugrund eignet, muss man die Auswirkungen der geotechnischen Rahmenbedingungen auf die Maschinenteknik kennen.

2.1 Geotechnische Kriterien

Die wichtigsten geotechnischen Kriterien sind:

- Stabilität des Gebirges
- Korngrößenverteilung
- Zustandsform/Zementierung
- Bergwasserzufluss
- Gesteinsfestigkeit
- Abrasivität
- Auftreten von quellfähigen Gesteinen

2.1.1 Stabilität des Gebirges

Zur Stabilität des Gebirges stellen sich bei der Wahl der Vortriebstechnik die folgenden Fragen:

- Wie hoch ist der Anteil instabiler Abschnitte?
- Wie verteilen sich die instabilen Abschnitte über das Projekt?
- Wie gut sind die instabilen Abschnitte prognostizierbar?
- Wie lassen sich die Instabilitäten stützen?

Zur Stützung des Gebirges kommen die folgenden Verfahren in Frage: Suspension, Erdbrei, Druckluft.

2.1.2 Korngrößenverteilung

Korngrößenverteilungen können nur an nicht zementierten Gesteinen bestimmt werden und decken daher häufig nur ein eingeschränktes Spektrum aller Lockergesteine ab.

Bei feinkörnigen, nicht zementierten Lockergesteinen unterscheidet sich die Korngrößenverteilung im Ausbruchmaterial stark von der im Labor versuchstechnisch bestimmten Korngrößenverteilung.

Werden im Labor durch die versuchstechnische Bearbeitung die Gesteine in ihre Komponenten zerlegt, schwimmen in einer Suspension oder in einem Erdbrei häufig grössere Bruchstücke von feinkörnigem und bindigem Material. Ursache hierfür ist der Umstand, dass deren Zerlegung a) von der Verwitterungsbeständigkeit, b) von der Expositionsdauer c) von der mechanischen Beanspruchung abhängt und deren Verweildauer in der Abbaukammer zu kurz ist, als es zu ihrem Zerfall notwendig wäre.

Die effektive Korngrößenverteilung im Ausbruchmaterial hat einen entscheidenden Einfluss auf die Ausbildung von Verklebungen, auf die Separierung und auf die Herstellung eines Erdbreis und hängt, da sie stark von der mechanischen Beanspruchung und der Verweildauer in der Abbaukammer beeinflusst ist, auch entscheidend vom Maschinendesign ab.

2.1.3 Zustandsform/Zementierung

In feinkörnigen, nicht zementierten Lockergesteinen lässt sich die Konsistenz bestimmen. Sie ist abhängig vom Wassergehalt und von den Atterberg-Grenzen (Fließ- und Ausrollgrenze). Da der Wassergehalt mit zunehmender Versenkung eines Lockergesteins abnimmt, steigen im Gegenzug die Konsistenz und auch die Gesteinsdichte an.

Fehlen in einem Projekt Angaben zum Wassergehalt oder zur Konsistenz, so können sie anhand der guten Korrelation zwischen Trockendichte und Wassergehalt einfach rückgerechnet werden [3,4].

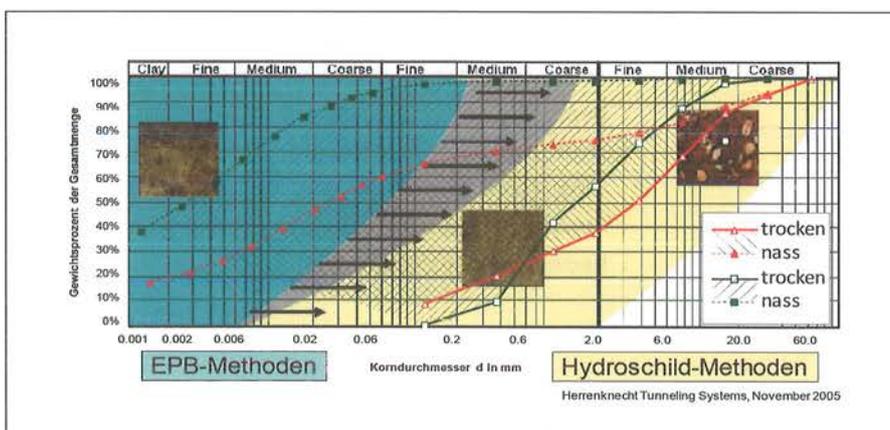
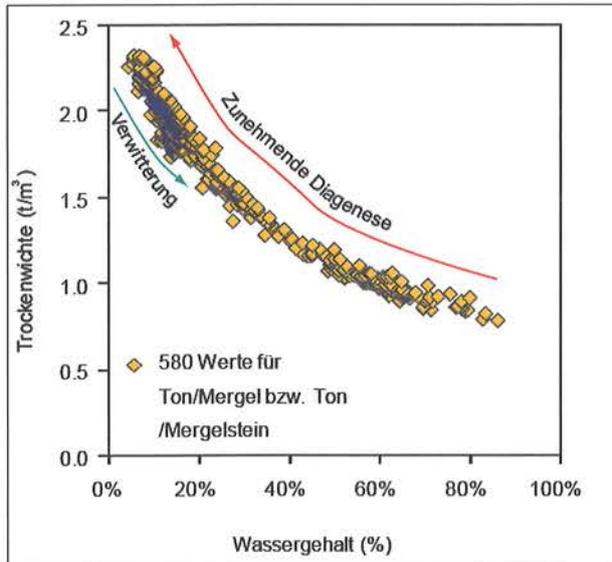


Bild 1: Abhängigkeit der Korngrößenverteilung im Ausbruchmaterial von der mechanischen Belastung und dem Einfluss von Wasser dargestellt für einen Baugrund mit (rot) und einen ohne mineralische Kornbindung (grün)

Bild 2: Korrelation zwischen Wassergehalt und Trockenwichte für tonhaltige, feinkörnige Gesteine



In mittel- grobkörnigen Gesteinen nimmt mit zunehmender Versenkung die Zementierung zu. Dadurch steigt die Druckfestigkeit und die Porosität bzw. die Durchlässigkeit nimmt ab.

Kommt es durch Hebung und Erosion zu Oberflächenverwitterung oder durch Tektonik zu Wassereintrag in grössere Tiefen, so verläuft der Prozess der Zementierung in der Gegenrichtung und es kommt zur Verwitterung der Gesteine.

Weil bei gleicher Tiefenlage der Lockergesteine die feinkörnigen Schichten häufig schon gut konsolidiert sind und geringe Wassergehalte aufweisen, und die benachbarten mittel-grobkörnigen Schichten noch über erhebliche Porenräume verfügen, wirken Letztere als Grundwasserleiter und Erstere als Grundwasserstauer.

2.1.4 Zustandsform/Zementierung

Durchfährt ein Vortrieb eine Wechsellagerung von Grundwasserstauer und -leiter vermischen sich in der Abbaukammer trockenes Ausbruchmaterial aus den feinkörnigen Schichten und Bergwasser aus den grobkörnigen Lagen. Eine vergleichbare Situation liegt vor, wenn über Störungen Wasser in grössere Tiefe zufließen kann.

Beim Zusammentreffen von Bergwasser und feinkörnigen Gesteinen können im mechanischen Vortrieb die folgenden Probleme auftreten:

- Der Wasserkontakt führt zur Verwitterung der feinkörnigen Gesteine und zu einer reduzierten Standzeit,
- das Auswaschen von feinkörnigem Material führt zu Instabilitäten,
- der hohe Feinanteil im Bergwasser führt zu Problemen mit der Wasseraufbereitung,
- Verklebungen am Schneidrad und der Abbaukammer
- Problemen beim Transport und Wiedereinbau

2.1.5 Gesteinsfestigkeit

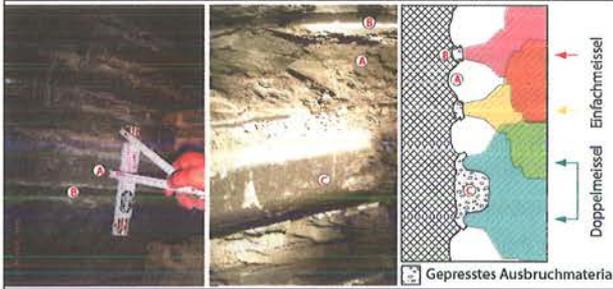
In grobkörnigen und/oder kalkreichen Gesteinen wird die Gesteinsfestigkeit von der Härte der Komponenten, dem Zementierungsgrad und der Zementart bestimmt. Beim Kontakt zwischen Werkzeug und Ortsbrust entsteht Gesteinsmehl. Zwischen den Schneidspuren platzt das Ausbruchmaterial als Chip ab.

Bild 3: Rechts: Unterschiedliche Schneidspuren in der Ortsbrust verdeutlicht am Beispiel eines Härtlings, links: Starker Festigkeitskontrast zwischen Härtling und umgebendem Baugrund



In feinkörnigen Gesteinen liegt oft keine Zementierung vor. Das Gestein wird weggeschält und im Extremfall sogar gepresst. Die Schneidspuren sind glänzend und stehen oft vor. Je nach Spacing, Art der Abbauwerkzeuge und Penetration wird das Ausbruchmaterial beim Ausbruch stärker zerlegt.

Bild 4: Ausbildung von glänzenden Schneidspuren und gepresstem Ausbruchmaterial in der Ortsbrust beim Auftreten von feinkörnigem, tonreichem Baugrund



Unterschiedlich stark ausgeprägte Zementierung oder Verwitterung kann zur Ausbildung von Härtlingen führen. Problematisch daran ist der Umstand, dass zwischen Härtling und Umgebungsgestein oft grosse Unterschiede bestehen (Härtling bis 150MPa, Matrix 0-10MPa), so dass durch die Vortriebswerkzeuge der Härtling vergleichbar einem Findling aus seiner Matrix herausgerissen wird.

Bei geringen Gesteinsfestigkeiten kann es bei Vortrieben ohne Ortsbruststützung zu Steuerproblemen kommen. Eine Schild-TBM wird in erster Linie durch die unterschiedlichen Vorschubkräfte auf den Pressengruppen gesteuert. Lassen sich auf Grund der geringen Gesteins- und Gebirgsfestigkeit diese unterschiedlichen Vorschubkräfte nicht mehr aufbauen, ist eine Richtungskorrektur nur noch mit Sondermassnahmen möglich. Bei Vortrieben bei denen der Ringspalt nur mit Mörtel hinterfüllt wird, kann es bei hohen Vortriebsleistungen passieren, dass die Hinterfüllung von Tübbingringen, die schon in einiger Entfernung zum Schildschwanz liegen, nicht ausgehärtet ist. Diese Ringe werden durch die geringen Vorschubkräfte in Vortriebsrichtung ungenügend gehalten, erhalten Auftrieb und schwimmen daher in der noch flüssigen Mörtelmasse auf. Dabei kann es ausgehend von der Tübbingverschraubung oder von Topf- und Nocke zu Haarrissen im Tübbingbeton kommen.

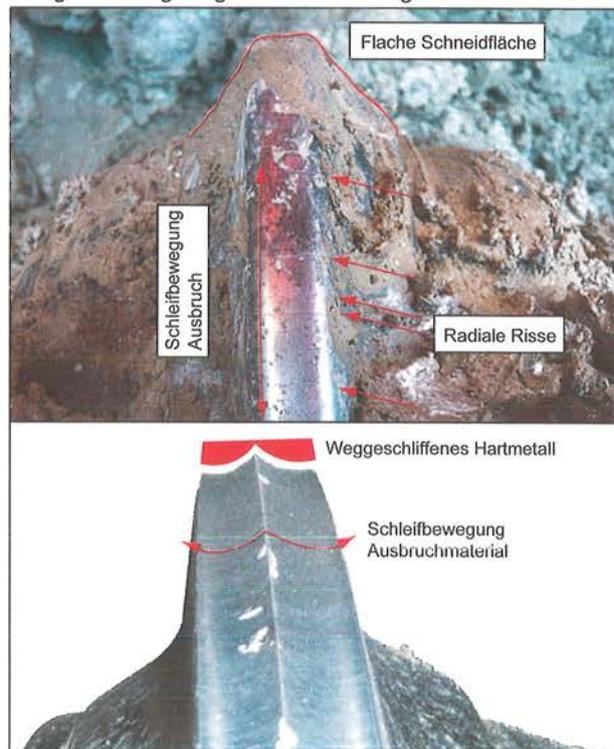
2.1.6 Abrasivität

Die Abrasivität ist abhängig von:

- Anteil verschleisscharfer Mineralien oder Komponenten
- Korngrösse der verschleisscharfen Komponenten
- Zementierungsgrad der verschleisscharfen Komponenten
- Zementierungsart (Calzit/Quarz)

Sie hat einen entscheidenden Einfluss auf den Verschleiss. Der Verschleiss umfasst in diesem Zusammenhang den Abrieb an sämtlichen erdberührten Teilen. Er ist abhängig von der Abrasivität des Ausbruchmaterials, dem Werkzeug-Erde-Kontakt (rollend, schleifend) und der Wegstrecke entlang der sich Maschinenteil und Ausbruchmaterial schleifend gegeneinander bewegen. Beispiel Schälmeissel: Der Schälmeisserverschleiss ist linear abhängig von der Schleifstrecke und damit von der Penetration [5]. Im Unterschied dazu rollt der Rollenmeissel über die Ortsbrust. Im Normalfall kommt es vor allem im rechten Winkel zur Rollrichtung zu Schleifbewegungen durch weggleitendes Ausbruchmaterial. Bei geringen Festigkeiten und mittlerer Abrasivität schleift dieses weggleitende Material den Stahl seitlich von der Schneidfläche weg und es entwickelt sich genau auf der Schneidspurmitte eine scharfe Kante (Selbstschärfefeekt Meissel). Dieser Selbstschärfefeekt ist auf den Kalibermeisseln nicht zu erkennen und bildet sich auch nicht aus, wenn das Material nur wenig abrasiv ist oder wenn es durch Verklebungen zu Schleifbewegungen des Meissels parallel zur Rollrichtung kommt.

Bild 5: Unterschiedliche Formen von Meisselabrieb in Baugrund mit geringen Gesteinsfestigkeiten



Der Verschleiss ist zudem abhängig von der Konsistenz des Ausbruchmaterials, von der Art und Anordnung der eingesetzten Werkzeuge, von der Vortriebsmethode und vom Festigkeitskontrast zwischen den härtesten und weichsten Schichten, Härtlingen oder Findlingen (schlagende Beanspruchung der Werkzeuge).

Je feinkörniger das Ausbruchmaterial durch die Werkzeuge gebrochen wird und je mehr Verklebungen sich ausbilden können, umso höher ist der Verschleiss.

2.1.7 Quellfähiges Gestein

Bestimmte Tonminerale und oder Anhydrit können je nach Zustandsform und Mengenanteil bei Wassereintritt aufquellen. Quellprozesse können je nach der Geschwindigkeit und der Stärke ihres Auftretens zu folgenden Problemen führen:

- Verklemmen Schild
- Verbeulen Schild
- Tübbingstabilität
- Verklebungsprobleme

2.1.8 Hydroschild-TBM

Ausgehend von den vorhergehenden Erläuterungen lässt sich ein Hydroschild-Vortrieb wie folgt definieren:

Tabelle 1: Definition Vortrieb mit Hydroschild-TBM

Stabilität Ortsbrust/ Tunnelumfang	standfest	nicht standfest	wechselnd
Stützung Ortsbrust	Suspension	Suspension	Suspension, teilw. abgesenkt
Transport aus Abbaukammer	Rohrleitung	Rohrleitung	Rohrleitung
Geotechnische Voraussetzungen	Mittel-grobkörniges, nicht blockiges, nicht feinkörniges Ausbruchmaterial		
Vorteile	Hohe Leistungen im mittel-grobkörnigen Gestein mit/ohne Grundwasser		
Nachteile	Hoher Aufwand	Verklebungs- und Separierprobleme bei feinkörnigem Ausbruchmaterial	

2.1.9 Umbaubare TBM von Hydroschild auf Hartgestein

Ausgehend von den vorhergehenden Erläuterungen lässt sich ein Mix-Schild-Vortrieb wie folgt definieren:

Tabelle 2: Definition Vortrieb mit einer von Hartgestein auf Hydroschild-Vortrieb umbaubaren TBM

Stabilität Ortsbrust/ Tunnelumfang	standfest	nicht standfest	wechselnd
Stützung Ortsbrust	keine	Suspension	keine / Suspension
Transport aus Abbaukammer	Band	Rohrleitung	Band / Rohrleitung
Geotechnische Voraussetzungen	Sämtliches Ausbruchmaterial, ausser feinkörnige und veränderlich feste Gesteine wenn Wasser vorhanden ist	Mittel-grobkörniges, nicht blockiges, nicht feinkörniges Ausbruchmaterial	Wenige und planbare Wechsel, weitere Voraussetzungen s. Spalten links
Vorteile	Sehr hohe Vortriebsleistung	Hohe Vortriebsleistungen im mittel-grobkörnigen Gestein mit/ohne Grundwasser	Vorteile s. Spalten links
Nachteile	Verklebungen können Leistung stark einschränken, Steuerprobleme und Probleme mit Tübbing in weichen Gesteinen	Verklebungs- und Separierprobleme bei fein-mittelkörnigem Ausbruchmaterial	Nachteile s. Spalten links, Wechsel sind aufwändig und müssen unter standfesten Bedingungen durchgeführt werden

2.1.10 EPB-TBM

Ausgehend von den vorhergehenden Erläuterungen lässt sich ein EPB-Vortrieb wie folgt definieren:

Tabelle 3: Definition Vortrieb EPB-TBM

Stabilität Ortsbrust/ Tunnelumfang	standfest	nicht standfest	wechselnd
Stützung Ortsbrust	keine	Erdbrei / ev. Druckluft als Hilfsmassnahme	keine / Erdbrei / ev. Druckluft als Hilfsm.
Transport aus Abbaukammer	Schnecke	Schnecke	Schnecke
Geotechnische Voraussetzungen	Fein-mittelkörniges Ausbruchmaterial, geringe-mittlere Gesteinsfestigkeiten, Geringe-mittlere Abrasivität	Fein-mittelkörniges Ausbruchmaterial, geringe-mittlere Abrasivität	s. Spalten links
Vorteile	Hohe Vortriebsleistungen auch bei starken Verklebungen	Hohe Vortriebsleistungen auch bei starken Verklebungen, Flexibilität in der Ortsbruststützung	Maximale Flexibilität bei Ortsbruststützung
Nachteile	Erhöhter Verschleiss und Energiebedarf, geringere Leistung gegenüber Band-Schütterung, Steuerprobleme und Probleme mit Tübbing in weichen Gesteinen	Eingeschränkte Leistung im nicht plastifizierbaren Baugrund mit Grundwasser, erhöhter Verschleiss	Nachteile s. Spalten links

2.1.11 TBM umbaubar von EPB auf Hartgestein

Ausgehend von den vorhergehenden Erläuterungen lässt sich eine von Hartgestein auf EPB-Vortrieb umbaubare TBM wie folgt definieren:

Tabelle 4: Definition Vortrieb mit einer von Hartgestein auf EPB umbaubaren TBM

Stabilität Ortsbrust/ Tunnelumfang	standfest	nicht standfest	wechselnd
Stützung Ortsbrust	keine	Erdbrei / ev. Druckluft als Hilfsmassnahme	keine / Erdbrei / ev. Druckluft als Hilfsm.
Transport aus Abbaukammer	Band	Schnecke	Schnecke
Geotechnische Voraussetzungen	Alles Ausbruchmaterial ausser feinkörnige und voränderlich festo Gesteine wenn Wasser vorhanden ist	Fein-mittelkörniges Ausbruchmaterial, geringe-mittlere Abrasiveität	Wenige und planbare Wechsel, weitere Voraussetzungen s. Spalten links
Vorteile	Sehr hohe Vortriebsleistung	Hohe Vortriebsleistungen auch bei starken Verklebungen, Flexibilität in der Ortsbruststützung	
Nachteile	Verklebungen können Leistung extrem stark einschränken, Steuerprobleme und Probleme mit Tübbingen in weichen Gesteinen	Eingeschränkte Leistung im nicht plastifizierbaren Baugrund mit Grundwasser, erhöhter Verschleiss	Nachteile s. Spalten links, Wechsel sind aufwändig und müssen unter standfesten Bedingungen durchgeführt werden

The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks , S. 173-182 (Evangelista & Picarelli)

- [4] WEH, ZWICK & ZIEGLER (2009), Maschinenvortrieb im verklebungsfähigem Baugrund, Teil 1, Tunnel 1/2009, S. 25-36
- [5] GEHRING (1995), Leistungs- und Verschleissprognosen im maschinellen Tunnelbau, Felsbau 13 (1995) Nr. 6

2.1.12 Zusammenfassung TBM-Vortrieb in Lockergestein

Die maschinellen Vortriebsmethoden eignen sich für spezifische geotechnische Rahmenbedingungen wie folgt:

- Gut prognostizierte, seltene Wechsel von Lockergestein zu Fels: Umbaubare Maschinen (Umbaubare Maschine von Hydroschild auf Hartgestein, EPB-Hartgestein)
- Schlecht prognostizierbare und/oder häufige Wechsel von Lockergestein zu Fels, bzw. Wechsel zwischen standfesten und nicht standfesten Verhältnissen, verklebungsfähiger Baugrund: EPB-TBM
- Abrasiver Baugrund: Umbaubare Maschinen (Umbaubare Maschine von Hydroschild auf Hartgestein oder von EPB auf Hartgestein)
- Weicher Baugrund: Probleme mit der Steuerung oder den Tübbingen möglich, wenn in der Abbaukammer kein Druck vorliegt (Hartgestein-TBM, EPB-TBM bei teilgefüllter, druckloser Abbaukammer)

3 Referenzen

- [1] SIA 198 (2004), Tabelle 11, Anhang E, S. 55
- [2] DAUB (1997), Empfehlungen zur Auswahl und Bewertung von Tunnelvortriebsmaschinen, Tunnel 5/97, S. 20-35
- [3] GAUDIN & SERRATRICE (1998), Etude en laboratoire du comportement mécanique d'une molasse ,

TBM-Vortrieb im Lockergestein: Ausführung, Teil II

Daniel Kohler
PraderLosinger SA

1 Baustelleneinrichtungen

1.1 AVOR

Für den maschinellen Vortrieb im Lockergestein sind umfangreiche Baustelleneinrichtungen notwendig, deren Beschaffung mehrere Monate bis zu einem Jahr dauern kann. Als Grundlage dienen die Überlegungen, welche bereits in der Angebotsphase gemacht wurden und in die Kalkulation eingeflossen sind. Nach einem Vergabenerfolg wird mit der AVOR unmittelbar begonnen, denn der von den Bauherren zur Verfügung gestellte Zeitraum bis zum Anfahren ist meist sehr knapp. Es gilt, aus den eigenen oder auf dem Markt verfügbaren Baustelleneinrichtungen die technisch und wirtschaftlich besten zu eruieren und diese aufeinander abzustimmen, immer unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Zeit für Beschaffung, Montage und Inbetriebnahme. Denn für den Vortriebsbeginn muss nebst der TBM auch die ganze Logistik im rückwärtigen Bereich betriebsbereit sein.

Für die Beschaffung der Baustelleneinrichtungen erstellt die Unternehmung Anforderungskataloge, welche als Basis für die Angebote der Lieferanten dienen. Während der Verhandlungen und auch nach der Vergabe werden in engster Zusammenarbeit ausführliche Gespräche über die effektive Konzeption der einzelnen Anlagen geführt. So verfeinern die Fachspezialisten von Unternehmung und Lieferanten beispielsweise das Design des Schneidrads und bestimmen auf Basis der geologischen Gegebenheiten u.a. die Werkzeugbestückung, die Zentrumsgestaltung, den Öffnungsanteil etc. Immer öfter werden vorhandene Komponenten wieder verwendet, so dass diese an die Bedürfnisse des Auftraggebers angepasst werden müssen.

Für die Konzeption des Nachlauf- und des rückwärtigen Versorgungssystems muss frühzeitig entschieden werden, ob mit dem Vortrieb der Sohlbereich gleichzeitig aufgefüllt und als Baupiste genutzt wird. Der Entscheid hängt einerseits vom Bauprogramm ab und andererseits von der Wahl des Logistiksystems Gleis- oder Pneu-

betrieb. Beim letzteren wird der Nachläufer um einiges länger ausfallen, da die Tübbinge bis zur Einbaustelle im Schild über die Sohlbaustelle transportiert werden müssen.

Im Folgenden werden die wichtigsten Baustelleneinrichtungen für den Hydroschild- und den EPB-Vortrieb vorgestellt.

1.2 Baustelleneinrichtungen Hydroschild-Vortrieb

Nebst der TBM sind für den Hydroschild-Vortrieb folgende Baustelleneinrichtungen von zentraler Bedeutung:

- Förderkreislauf
- Separieranlage
- Aufbereitung der Stützflüssigkeit
- Druckluftanlage

Der erhebliche Strombedarf aller Anlagen muss bei der Planung der Baustelle berücksichtigt werden.

1.2.1 Förderkreislauf

Die als Stützflüssigkeit eingesetzte Bentonitsuspension zirkuliert in einem Rohrkreislauf zwischen dem Abbauräum der TBM und der auf dem Installationsplatz liegenden Separieranlage und übernimmt gleichzeitig auch die Aufgabe als Fördermedium. Der Kreislauf besteht aus der Speise- und der Förderleitung. Die Bentonitsuspension wird auf dem Installationsplatz aufbereitet und durch die Speiseleitung zur TBM gepumpt. Auf dem Rückfluss fördert die Bentonitsuspension das Ausbruchmaterial zur Separieranlage. Nachdem die Suspension in einer Separieranlage vom mitgeführten Feststoff getrennt wurde, wird sie im Kreislauf zum Schild zurückgepumpt.

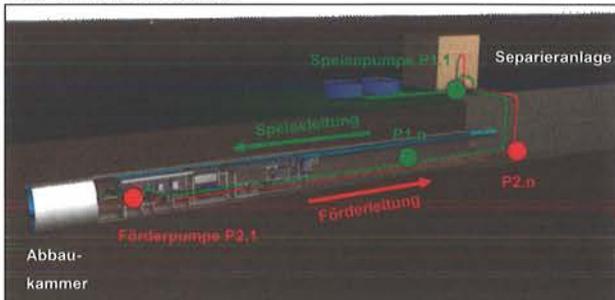
Der vom Schneidrad abgetragene Boden sinkt je nach Korngrösse mehr oder minder schnell in der mit dem Schneidrad langsam rotierenden Flüssigkeitsfüllung nach unten. Ein Einlaufrechen schützt die Förderstrecke

vor strömungsträchtigen Korngrößen. Das zurückgehaltene Überkorn wird mit einem Steinbrecher zerkleinert, so dass das Bentonit-Boden-Gemisch durch das Förderrohr gepumpt werden kann. Als Faustformel gilt, dass das Grösstkorn rund ein Drittel des Rohrdurchmessers aufweisen darf.

Der Transport der Suspension im Förderkreislauf erfolgt mittels Pumpen, welche vom Steuerstand aus auf der TBM durch den Schildfahrer bedient werden (Bild 1):

- Speiseleitung:
 - P1.1: saugt Suspension vom Fahrbecken der Separieranlage an und fördert sie bis zur Pumpe P1.n bzw. zur Abbaukammer
 - P1.n: Zwischenpumpstationen, je nach Bedarf
- Förderleitung:
 - P2.1: saugt Suspension vom Abbauraum an und fördert sie bis zur Pumpe P2.n bzw. zur Separieranlage auf dem Installationsplatz
 - P2.n: Zwischenpumpstationen, je nach Bedarf

Bild 1: Förderkreislauf



Die Speisepumpen müssen mit Notstrom versorgt werden, um sicherzustellen, dass der Abbauraum auch bei einem Stromausfall wieder mit Suspension aufgefüllt werden könnte.

Der Rohrdurchmesser und die Anzahl benötigter Pumpen ist abhängig von der Vortriebsgeschwindigkeit der TBM, der Dichten im Förderkreislauf, der Tunnellänge, der Anzahl und Geometrie der Krümmen sowie dem geodätischen Höhenunterschied zwischen dem Tunnel tiefstpunkt und dem Einlauf in die Separieranlage. Zur Vermeidung von Verstopfungen sollten Richtungsänderungen mit Bögen von max. 45° erfolgen. Ist dies aus Platzgründen nicht möglich, sind Bögen mit Radius 5d zu verwenden.

Die Pumpbarkeit der reinen Bentonitsuspension in der Speiseleitung dürfte kein Problem sein. Bei der Auslegung der Förderleitung sollte die Geschwindigkeit bei mind. 3 m/s liegen, damit sich das in der Suspension schwimmende Ausbruchmaterial im Rohr nicht absetzen und zu Verstopfungen führen kann. Bei einem Ausbruchdurchmesser um die 6 m liegt die Umwälzmenge bei rund 800 bis 1'000 m³/h und bei Durchmessern zwischen 10 und 12 m bei 2'000 bis 2'500 m³/h. Bei der Festlegung des Volumenstroms ist eine Erhöhung für die Vermeidung von Verklebungen in bindigen Böden zu berücksichtigen. Die Dichte in der Speiseleitung liegt zwischen 1.1 und 1.2 t/m³ und jene in der Förderleitung um 1.3 t/m³.

Bei Ausbruchdurchmessern um 6 m werden in der Regel Rohre DN 300 mm verwendet, bei grösseren Querschnitten von über 10 m Durchmesser DN 400 bis 500 mm. Während des Vortriebs müssen die Wandstärken der Förderrohre regelmässig gemessen und je nach Abrasivität des Ausbruchmaterials gedreht werden.

Der Schildfahrer regelt die Pumpen vom Steuerstand aus, wobei ihm die aktuellen Werte des Volumenstroms in m³/h angezeigt werden (Bild 2). Der Förderkreislauf wird im sogenannten Bypass-Modus in Bewegung gesetzt, wobei der Kreislauf noch nicht über den Abbauraum erfolgt, sondern über eine Verbindung zwischen Speise- und Förderleitung, welche auf dem Nachläufer montiert ist. Danach werden die Schieber der in die Abba- und Arbeitsräume führenden Leitungen und der Schieber V1 (Bild 2) der Förderleitung geöffnet. Werden die gewünschten Durchflüsse erreicht, kann der Bypasschieber V7 geschlossen werden und der Kreislauf erfolgt über den Abbauraum. Anschliessend kann das Schneidrad gedreht und der Vorschub des Schilds gestartet werden.

Anhand der Anzeigen über den Suspensionsfüllstand in der Arbeitskammer kann der Schildfahrer die Geschwindigkeit in der Förder- und Speiseleitung regeln. Über die angezeigten Werte des Drucks in der Förder- und Speiseleitung können allfällige Verstopfungen geortet werden. Nach erfolgtem Ausbruch des Hubes wird der Förderkreislauf wieder über den Bypass geleitet. Während des Ringbaus bleibt die Suspension in Bewegung, um diese während des Durchflusses über die Separieranlage reinigen zu können. Damit steht für den nächsten Hub wieder eine qualitativ hochstehende Suspension zur Verfügung.

Bild 2: Anzeige Förderkreislauf im Steuerstand (Hochwasserentlastungsstollen Thun)

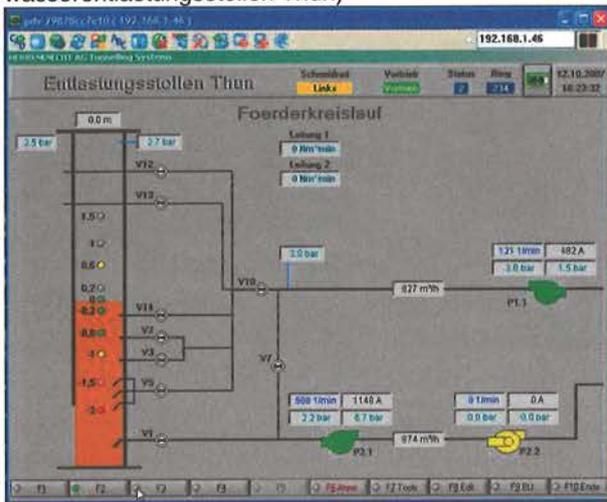
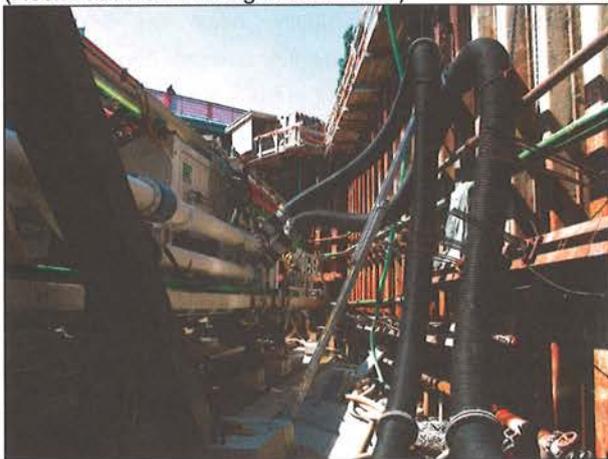


Bild 3: Spiralschläuche während des Anfahrvorgangs (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Im Tunnel werden die Rohre der Förder- und Speiseleitung im Ulmenbereich an den Tübbingens befestigt und mit fortschreitendem Vortrieb kontinuierlich verlängert. Diese Verlängerung erfolgt auf dem Rohrlegewagen mehrere Dutzend Meter hinter dem Schild. Bei engen Platzverhältnissen in der Startbaugrube steht dieser Nachläufer beim Vortriebsstart allenfalls gar nicht zur Verfügung. Für die Rohraufhängungen im Baugrubenbereich wären zudem provisorische Aufhängungen erforderlich. Deshalb erfolgt der Startvorgang oft mit flexiblen Spiralschläuchen, welche von der Maschine mitgezogen werden können (Bild 3). Sobald der Rohrlegewagen komplett im Tunnel steht, können die Schläuche demonstert und durch Stahlleitungen ersetzt werden.

1.2.2 Separieranlage

Für jede hydraulische Förderstrecke stellt sich am Ende die Aufgabe der Separation des Transportguts vom Transportmittel, bzw. Fördermedium. In der Separieranlage wird das Ausbruchsmaterial abgetrennt und die gereinigte Bentonitsuspension im Kreislauf wieder zur TBM zurückgeführt. Die zu trennenden Gemischmengen betragen je nach Ausbruchsdurchmesser bis zu 2'500 m³/h.

Starke Schwankungen der ankommenden Mengen bis hin zum völligen Ausfall der Förderung (z.B. durch Verstopfer) sind bei der Auslegung der Separieranlage zu berücksichtigen. Stark schwankende Aufgabebedingungen sind durch den Zyklusbetrieb Vortrieb / Ringbau ebenso zu erwarten, wie durch die sich immer wieder verändernden Bodenzusammensetzungen im Tunnelverlauf. Als mittlere Förderdichte aus dem Schild heraus ist ein Wert von ca. 1.3 t/m³ anzustreben. Schwankungen nach oben und unten sind unvermeidlich.

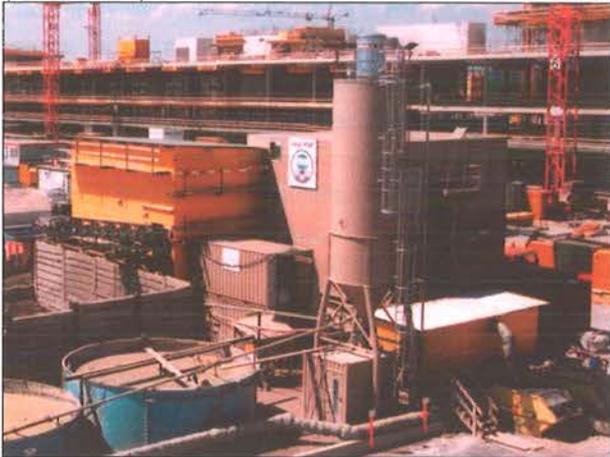
Der Ausgestaltung der Separieranlage bei flüssigkeitsgestütztem Schildvortrieb muss besondere Beachtung geschenkt werden. Bei nicht hinreichender Dimensionierung bestimmt die Separieranlage die Leistungsfähigkeit des Vortriebs, da diese im Förderkreislauf eingebunden ist. Bei einer allfälligen Beauftragung eines Unterakkordanten für den Betrieb der Separieranlage ist eine ausführliche Risikobetrachtung durchzuführen.

In der Separieranlage werden robuste, weitgehend automatisch arbeitende Apparate aus der Aufbereitungstechnik eingesetzt. Einzelkomponenten können projektspezifisch zusammengestellt und montiert (Bild 4) oder in einer einfach zu transportierenden und wiederzuverwendenden Containeranlage integriert werden (Bild 5). Beim Einsatz von mehreren Anlagen wird der vom Tunnel herkommende Förderstrom in einem Prallkasten auf die Anlagen verteilt.

Bild 4: Separieranlage aus Einzelkomponenten (Zimmerberg-Basistunnel Teil 1)



Bild 5: Separieranlage in Containerbauweise (PTS-Tunnel)

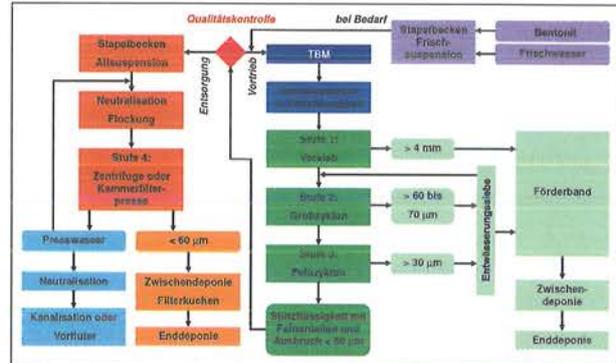


Die Separieranlage benötigt einen systematischen Aufbau mit entsprechenden Trennschnitten für die Körnungen. Je nach Bodenmaterial besteht die Anlage im Allgemeinen aus drei bis vier Stufen, bzw. Trennschnitten (Bild 6):

- 1. Stufe: Vorsieb bei 4 mm
- 2. Stufe: Grobzyklon bei 60 bis 70 μm
- 3. Stufe: Feinzyklon bei 30 μm
- 4. Stufe: Zentrifuge oder Kammerfilterpresse

Zwischen allen Stufen müssen genügend Puffer- und Zwischentanks für alle Betriebszustände geplant werden. Das Konzept der Separieranlage muss auf die anzutreffende Geologie abgestimmt werden, da nachträgliche Anpassungen nur bedingt vorgenommen werden können.

Bild 6: Schema Separieranlage und Schlammentwässerung



Das als Schwingsieb ausgebildete Vorsieb nimmt Körnungen grösser 4 mm aus dem Förderstrom und schützt die nachgeschalteten Geräte vor Schäden. Auf diesen Sieben befinden sich neben Kies und Steinen auch Klumpen bindigen Bodens. Bei hohem Tonanteil und knapp bemessener Siebfläche neigt das Sieb zum Verstopfen. Die Flüssigkeit fliesst dann über die Tonklumpen direkt zum Abwurf auf das Förderband. Abhilfe schafft im Allgemeinen ein mehrfaches, gestuftes Siebdeck, allenfalls auch die Änderung der Unwuchtfrequenz oder des Siebelags.

Bild 7: Feinzyklone und Entwässerungssieb (Zimmerberg-Basistunnel Teil 1)



In den Zyklonstufen werden hauptsächlich die sandigen Bestandteile aus dem Förderstrom herausgetrennt (Bild 7). Die Grobzyklone erfassen die Grobsande und Feinkiese, die Feinzyklone die Mittel- und Feinsande. Zyklonen arbeiten wie Zentrifugen mit feststehendem Rotor. Wegen der fehlenden Entwässerungsstrecke wirken sie als Klassierer. Da die Schleuderenergie durch die Pumpe eingetragen wird, ist der Flüssigkeitsdurchsatz in engen Grenzen an den Zyklondurchmesser und den Ladedruck gekoppelt. Durch Parallelschaltung von Einzelzyklonen passt man den Gesamtdurchsatz der Umwälzmenge an. Feststoffe streben im Schwerfeld nach aussen und treten stark angereichert am Unterlauf aus (Bild 8).

Bild 8: Unterlauf Feinzyklon (PTS-Tunnel)



Für die dritte Stufe können Feinzyklone mit kleinerem Durchmesser gewählt werden, in denen die höhere Radialbeschleunigung den Trennschnitt herabsetzt. Die Vorstufe gleicht Schwankungen in der Förderdichte weitgehend aus, so dass die zweite Zyklonstufe gleichmässiger belastet wird.

Der Unterlauf der beiden Zyklonstufen wird auf Entwässerungssiebe (Bild 7) geführt, wo die Feststoffe vom Überschusswasser getrennt werden, bevor das Material über ein Förderband auf eine Zwischendeponie transportiert wird. Das Ausbruchmaterial kann je nach Zusammensetzung als Betonzuschlagstoff verkauft oder in einer Deponie eingebaut werden.

Der Oberlauf der Grobzyklone wird in ein Pufferbecken geleitet und anschliessend in die Feinzyklonstufe gepumpt. Am Oberlauf der Feinzyklone tritt die gereinigte Suspension aus, die in die Fahrbecken und nach einer

Qualitätskontrolle wieder in die Abbaukammer der TBM gelangt.

Der Aufwand für den Separiervorgang steigt mit der Feinkörnigkeit des Bodens an. Die im Förderstrom gelösten bindigen Anteile können mit der zuvor beschriebenen Technik nicht separiert werden. Altsuspension und feinste, nicht abtrennbare Bodenfraktionen werden in Becken zwischengestapelt, neutralisiert, flokuliert und anschliessend in einer Zentrifuge oder Kammerfilterpresse eingedickt. Es muss insbesondere der Leistungsfähigkeit der Zentrifugen bzw. der Filterpressen Aufmerksamkeit geschenkt werden, um den gewünschten Separiereffekt sicherzustellen. Bei verschiedenen Projekten hat sich gezeigt, dass sich für die schweizerischen Bodenverhältnisse aufgrund der Leistungsfähigkeit und der Deponierbarkeit der Filterkuchen Kammerfilterpressen besser eignen. Zudem sind diese bei Bedarf mit mobilen Anlagen kurzfristig ergänzbar.

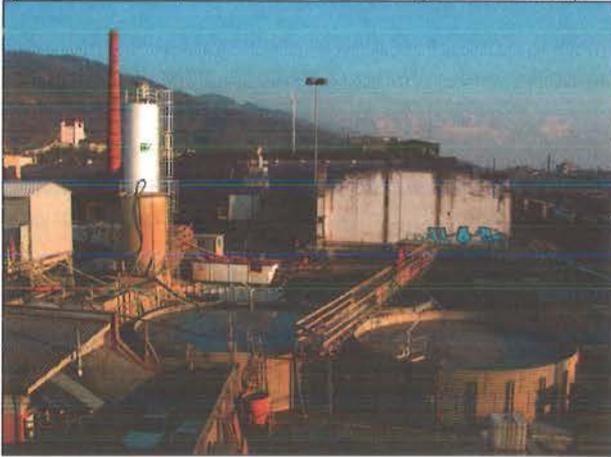
Bild 9: Mobile Kammerfilterpresse (Zimmerberg-Basistunnel Teil 1)



Kammerfilterpressen sind als stationäre oder mobile Anlagen verfügbar. Diese sind sehr effizient hinsichtlich Rückhaltung kleinster Partikel. Die mit Filtertüchern bespannten Filterplatten sind hintereinander aufgereiht und in einem Rahmen zusammengespannt. Mittels Pumpen wird die Altsuspension durch die Filterplatten gepresst. Steigt der Druck an, haben sich die Filterplatten zugezogen und die volle Filterpresse wird durch Lösen der Kammerverspannung geöffnet (Bild 9). Jeder Filterrahmen wird nachgezogen und einzeln gerüttelt, so dass der herausgefilterte Feststoff von der Platte abfällt. Die trockenen Filterkuchen werden in eine Inertstoffdeponie transportiert oder nach Möglichkeit in einem Zementwerk

wiederverwendet. Das Presswasser wird neutralisiert und in die Kanalisation oder den Vorfluter eingeleitet. Der Filtrvorgang ist diskontinuierlich und dauert je nach Pressengrösse für rund 9 m^3 Altsuspension rund 45 - 60 min.

Bild 10: Separieranlage, Suspensionsaufbereitungsanlage und -becken (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Der Platzbedarf für die Separieranlage, die Suspensionsbecken, die Kammerfilterpressen, die Zwischendeponie, die Suspensionsaufbereitungsanlage und den Umschlag ist sehr gross, was bereits in einer frühen Projektphase berücksichtigt werden sollte (Bild 10).

1.2.3 Aufbereitung der Stützflüssigkeit

Die Basis für einen setzungsarmen Hydroschildvortrieb bildet u.a. die Stützflüssigkeit. In wenig durchlässigen Böden beträgt das Mischverhältnis des Frischbentonits zwischen 40 und 50 kg/m^3 . Bei hohen Durchlässigkeiten in Schottern mit k -Werten von bis zu 10^{-2} m/s wird die Bentonitsuspension mit einem Mischverhältnis von bis zu 80 kg/m^3 angemacht. Die Limite liegt in der Förderbarkeit der Stützflüssigkeit mit den Speise- und Förderpumpen. Sind mit Zementinjektionen behandelte Böden zu durchfahren, ist zu berücksichtigen, dass die Bentonite nicht zementverträglich sind und die Suspensionsqualität entsprechend intensiv überwacht werden muss.

Der Bentonit wird in Pulverform auf die Baustelle transportiert und in ein Silo eingeblasen. In einer Mischanlage wird der Bentonit zusammen mit Wasser im vorgegebenen Verhältnis angemischt. Da der Bentonit bis zum Erreichen seiner Eigenschaften rund 24 Stunden quellen muss, sind mehrere Frischsuspensionsbecken erforder-

lich. In schottrigen Böden, in denen mit einem Wegfliessen von Bentonit zu rechnen ist, oder in tonigen Böden, in denen sich der Förderkreislauf schnell auflädt und aufgrund der Förderbarkeit oft erneuert werden muss, sind Anzahl und Fassungsvermögen der Frischsuspensionsbecken entsprechend zu dimensionieren. Nachträgliche Ergänzungen sind aus Platzgründen oft schwierig und teuer. Zusätzlich ist für einen allfälligen Suspensionsverlust durch Anfahren vorher nicht bekannter natürlicher oder künstlicher Hohlräume eine Reserve vorzuhalten.

In durchlässigen Böden können Vermiculit (Glimmer), Sand oder Polymere zugemischt werden. Auf dem Markt sind auch Bentonite mit einem bereits zudosierten Polymeranteil erhältlich. In Vorversuchen wird die Verträglichkeit der Bentonitsorte mit dem vor Ort vorhandenen Grundwasser abgeklärt.

Im Baustellenlabor werden die Suspensionswerte pro Hub mindestens einmal überprüft (Bild 11). Gemessen werden die Dichte, die Filtratwasserabgabe, die Fließgrenze, die Temperatur und der pH-Wert. Aufgrund der Resultate kann die Qualität der Suspension beurteilt und ein allfälliger Austausch durchgeführt werden. Die Erneuerung des Förderkreislaufs und damit der Austausch von Altsuspension gegen neue ist auf zwei Varianten möglich. Entweder wird der Förderkreislauf bei einer zu hohen Dichte und damit aufgeladenen Suspension komplett ersetzt oder die Zugabe in den Förderkreislauf erfolgt kontinuierlich, um die Qualität der Stützflüssigkeit ständig auf hohem Niveau halten zu können (Bild 6).

Bild 11: Laborprüfungen (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



1.2.4 Druckluftanlage

Die Kompressorstation ist das zentrale Element der Drucklufteinrichtung (Bild 12). Sie ist so auszulegen, dass die Versorgung des Tunnels mit Druckluft in ausreichender Menge und genügend hohem Druck unter allen Umständen gesichert ist.

Bild 12: Druckluftanlage
(Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Die Druckluft wird bei einem Hydroschild-Vortrieb für die Betriebszustände «Ortsbrust mit Flüssigkeitsstützung» und «Ortsbrust ohne Flüssigkeitsstützung - Begehung Arbeitsraum» benötigt. Der Luftbedarf für die im Betriebszustand erforderliche Aufrechterhaltung des Luftpolsters zwischen Tauch- und Druckwand ist gegenüber den Luftdurchritten, die bei der Druckluftstützung der Ortsbrust entstehen, vergleichsweise gering und wird im wesentlichen durch die Leitungsverluste bestimmt. Arbeiten unter Druckluft fallen bei einem Hydroschild-Vortrieb nur während der Wartungs- und Reparaturarbeiten sowie bei allfälligen Hindernisbeseitigungen im Abbauraum an.

Der maximale Luftbedarf wird wie folgt abgeschätzt:

- Aufrechterhaltung des Luftpolsters hinter der Tauchwand: ca. 5 m³/min
- Druckluftbeaufschlagung der Abbaukammer im Einstiegsfall: in Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse ca. 1 bis 2 m³/min pro Ausbruchquadratmeter, wobei der höhere Wert für Schotter massgebend ist.

Für eine grobe Schätzung der zu installierenden Druckluftmenge gilt auch die Faustformel von Hewett / Johan-

nesson von 1922 für Schildvortriebe unter offenen Gewässern [1]:

$$Q_L \text{ [m}^3\text{/min]} = [3.66 \text{ bis } 7.32] \times d^2 \text{ [m]}$$

- 3.66 bei normalen wasserführenden Böden (z.B. Mittelsand)
- 7.32 für stark durchlässige Böden (z.B. Kies oder Kiessand)

Diese Formel enthält keine Bezugsgrößen für Tunnellänge und Undichtigkeit. Sie bezieht sich lediglich auf den Durchmesser des Tunnels. Jedoch darf angenommen werden, dass diese Bezugsgrößen im Zahlenfaktor der Formel enthalten sind.

Bei der Anwendung dieser Formel ergibt sich für einen in kiesig-sandigem Boden liegenden Tunnel mit einem Ausbruchdurchmesser von 6 m ein Luftbedarf von rund 65 m³/min, etwas mehr als die doppelte Ausbruchfläche. Dies entspricht der Faustformel, wonach der erforderliche Luftbedarf in Abhängigkeit der geologischen Verhältnisse für kiesig-sandigen Boden pro Ausbruchquadratmeter ca. 2 m³/min beträgt.

Hochdruckkompressoren dienen der Versorgung der Arbeitsgeräte und eventuell der Materialschleuse, die im Regelfall mit einem Betriebsdruck von 7 bar arbeiten. Niederdruckkompressoren erzeugen die Druckluft für das Luftpolster in der Arbeitskammer zwischen Tauch- und Druckwand. Die Anzahl der zu installierenden Kompressoren ergibt sich aus der erforderlichen Luftmenge.

Die Druckluftanlage wird bei Ausbruchdurchmessern von bis zu 6 m auf dem Installationsplatz aufgebaut (Bild 12). Bei grösseren Tunnelquerschnitten kann die ganze oder auch nur ein Teil der Anlage auf dem Nachläufer untergebracht werden.

Aus wirtschaftlichen Gründen wird für die Kompressoren im Allgemeinen ein Elektroantrieb gewählt. Bei einem Stromausfall müssen dieselbetriebene Notstromaggregate mit Netzausfallautomatik die Druckluftversorgung garantieren. Die Druckluft wird in Windkesseln als Reservoir der Luftmenge zwischengespeichert. Nach dem Erzeugen der komprimierten Luft muss diese zwingend entwässert und entölt werden, wozu Kältetrockner sowie Öl-, Wasser-, Partikel- und Aktivkohlefilter eingesetzt

werden. Die Kältetrockner und Filterstrassen werden wie die in den Tunnel führenden Druckluftleitungen aus Sicherheitsgründen redundant montiert. In der Regel werden für die Druckluftleitungen 6"-Pipelinerohre verwendet. Zur Vermeidung von Verstopfungen in den Filterstationen auf der TBM sollten die Rohre beim Einbau möglichst sauber und frei von Rostablagerungen sein.

1.3 Baustelleneinrichtungen EPB-Vortrieb

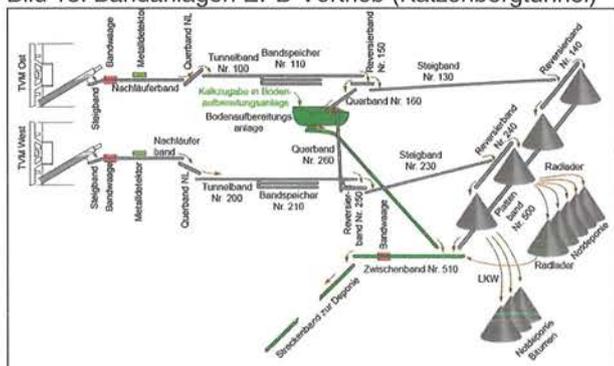
Die für einen EPB-Vortrieb erforderlichen Installationen sind geringer als jene für einen Hydroschild-Vortrieb:

- Bandanlage
- Bodenaufbereitungsanlage
- Druckluftanlage (Kap. 1.2.4)

1.3.1 Bandanlage

Der Transport des Ausbruchmaterials erfolgt offen. Von der Austragsschnecke gelangt es auf das Maschinenband bis zum Nachläuferende (Bild 13). Mit einem Tunnelband oder einem Zug wird das Ausbruchmaterial bis Übertage transportiert. Um einen kontinuierlichen Vortrieb gewährleisten zu können, werden heute Bandspeicher mit rund 400 m Gurtlänge eingesetzt. Die abtransportierte Menge wird in der Regel mit einer Bandwaage gewogen. Allerdings sind Bandwaagen bei ausgeprägten Konsistenzwechseln des Ausbruchmaterials sehr unzuverlässig.

Bild 13: Bandanlagen EPB-Vortrieb (Katzenbergtunnel)



Auf dem Installationsplatz wird das Ausbruchmaterial je nach Gegebenheiten zwischendeponiert und nach einer Triage per LKW abtransportiert oder mit einer Bandanlage direkt in eine nahegelegene Deponie gefördert. Zur Sicherstellung eines kontinuierlichen Vortriebs sollte eine genügend grosse Notdeponie vorgesehen werden.

1.3.2 Bodenaufbereitungsanlage

Das Ausbruchmaterial wird je nach dessen Konsistenz Übertage in einer Bodenaufbereitungsanlage durch Kalkzugabe stabilisiert (Bild 13 und 14). Mit der Stabilisierung in einem Zwangswellenmischer durch Zugabe von Weissfeinkalk können die Konsistenzunterschiede des Ausbruchmaterials ausgeglichen werden. Diese variieren zwischen sehr nassem, schlammigem Material und gut förderbarem Ausbruch. Der Standort der Bodenaufbereitungsanlage ist möglichst weit vorne zu wählen und daher am besten am Ende des Tunnelbandes. Damit kann das stabilisierte Ausbruchmaterial auch über Stiegbänder weitertransportiert werden, ohne die Band-einstellungen ständig anpassen zu müssen. Zudem werden ein allfälliger Strassentransport sowie der Materialeinbau in der Deponie stark vereinfacht.

Bild 14: Bodenaufbereitungsanlage (Katzenbergtunnel)



2 Ringspaltverpressung

Der Ringspalt zwischen Tübbing und Baugrund ist während des Vortriebs kontinuierlich unmittelbar beim Entstehen so zu verpressen, dass eine raumbeständige, kraftschlüssige Verbindung zwischen der Tunnelauskleidung und dem anstehenden Boden hinter dem Schildende entsteht.

Die dreireihige, auf der Tübbingaussenseite gleitende Bürstendichtung am Ende des Schilds verhindert ein Eindringen von Wasser, Boden, umlaufender Stützflüssigkeit oder Verpressmörtel in den Schild. Dieser Dichtungstyp ermöglicht das Verpressen direkt durch den Schildschwanz an der Entstehungsstelle des Ringspalts

zwischen Tübbing und Baugrund (Bild 15). Das Verpressen erfolgt über im Schildschwanzmantel eingeschweisste ovale Rohre, so genannte Lisenen. Je nach Schilddurchmesser sind vier bis acht Verpresskanäle eingebaut.

Bild 15: Auf dem Tübbing gleitende Bürstendichtung mit Lisene für die Ringspaltverpressung



Jeder Verpresskanal wird von einem separaten Pumpenausgang bedient, wobei die vollumfängliche Verpressung druck- und mengengesteuert erfolgt. Dabei wird die Menge mittels Aufzeichnung der Anzahl Hübe pro Pumpenausgang überwacht. In der Regel beträgt die pro Hub zu verpressende Mindestmenge 80% des theoretischen Volumens.

Als Faustregel gilt, dass der am Lisenenanfang gemessene Druck rund 1 bar höher sein soll als jener der Stützflüssigkeit im Abbauräum. Damit wird der Reibungsverlust in der Lisene berücksichtigt und der Einschluss von Suspension in den Mörtel verhindert. Zudem wird der Mörtel nicht über den Schildspalt in den Abbauräum fließen.

Die Mörtelverpressdrücke werden mittels einer Berechnung nach der Silotheorie in den massgebenden Querschnitten festgelegt. Für die Ermittlung der Verpressdrücke müssen sowohl statische als auch verfahrenstechnische Kriterien berücksichtigt werden. Erstere zielen auf eine geringstmögliche Störung des Primärspannungszustandes im Boden und damit auf eine Minimierung der Setzungen ab. Die verfahrenstechnischen Kriterien dienen zur Vermeidung von Umläufigkeiten.

Unter Berücksichtigung des jeweils massgebenden Kriteriums wird am jeweiligen Bemessungsquerschnitt der erforderliche Verpressdruck ermittelt:

- Der Mörtel in der Firste muss den Stützdruck um einen Mindestbetrag von rund 0.2 bar überschreiten, damit keine Bentonitumläufigkeiten in den Ringspalt auftreten können.
- Der Mörteldruck in der Firste soll der Summe der vertikalen Primärspannung und des Wasserdrucks entsprechen. Dies ist erforderlich, um vertikale Hauptspannung (ohne Aufbrechen) auszugleichen.
- Der Mörteldruck darf den Stützdruck nicht um mehr als einen Maximalbetrag von rund 2 bar überschreiten, damit keine Mörtelumläufigkeiten in die Abbaukammer auftreten können.

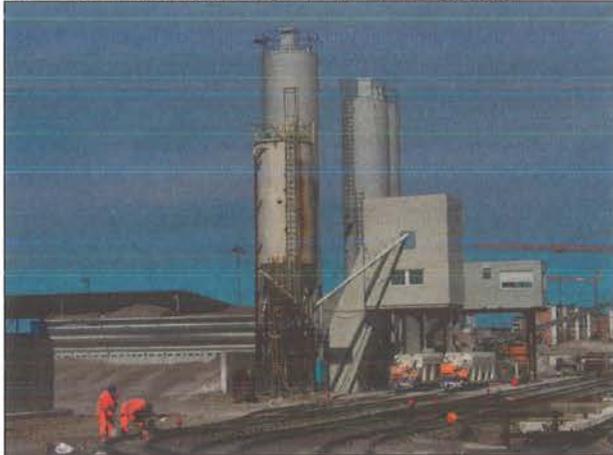
Der Ringspaltmörtel setzt sich aus den Bestandteilen Gesteinsmehl, Sand, Weisskalkhydrat, Flugasche, Bentonit, Zement und Wasser zusammen. Die Rezeptur des Verpressmörtels basiert auf folgenden Randbedingungen:

- Gutes Fließvermögen
- Geringe Filtratwasserabgabe
- Gute Pumpbarkeit über grössere Distanzen von über 100 m Länge auf dem Nachläufer, ohne Verstopfungen zu erzeugen
- Kein Entmischen während des Transports
- Thixotropes Verhalten
- Offene Standzeit von einigen Stunden, damit das Mörtelsystem auch bei einem ungeplanten Vortriebsunterbruch nicht sogleich entleert und gereinigt werden muss
- Keine Belastung des Grundwassers
- I.d.R. keine besonderen Festigkeitsanforderungen

Für die Ringspaltverfüllung kann Nass- oder Trockenmörtel eingesetzt werden. Der Nassmörtel wird in einer Betonanlage hergestellt und per Fahrmischer bzw. Betontransportwagen in den Tunnel transportiert. Oft kommen eigens für die Mörtelproduktion konzipierte Anlagen zum Einsatz (Bild 16). Beim Trockengemisch handelt es sich um ein ofengetrocknetes Fertigprodukt, welches in geschlossenen Silowagen auf die Baustelle transportiert und in Silos umgeblasen wird. Je nach Maschinengrösse und baustellenspezifischen Gegebenheiten wird der Mörtel übertag direkt unter dem Silo oder erst auf dem

Nachläufer in einem Durchlaufmischer aufbereitet. Auf dem Nachläufer wird der Mörtel mit Transferpumpen in einen Vorratsbehälter und anschliessend über Doppelkolbenpumpen in die Lisenen gefördert. Die Transferleitungen haben in der Regel einen Durchmesser von 65 mm.

Bild 16: Mörtelmischanlage (City-Tunnel Malmö)



3 Stützdruck

Zur Verhinderung des Einbrechens der Ortsbrust und damit grösserer Setzungen an der Oberfläche ist der Abbauraum des Hydroschilds mit einer Stützflüssigkeit gefüllt. Diese Suspension wird über ein Druckluftpolster zwischen Tauch- und Druckwand vorgespannt, um die notwendige Stützkraft aufbringen zu können. Für die Regelung des Luftpolsters wird meistens eine Druckluftregelanlage der Firma Samson eingebaut (Bild 17). Es wird hierdurch die Konstanzhaltung des eingestellten Stützdrucks, unabhängig von den Schwankungen im Förderkreislauf, gewährleistet.

Vor Vortriebsbeginn werden eine Stützdruckberechnung nach der Silotheorie und der Nachweis der Ausbläsesicherheit durchgeführt. Bei schwankenden Grundwasserspiegeln erfolgen die Berechnungen für den niedrigsten und den höchsten Grundwasserstand. Die massgebenden Berechnungsquerschnitte werden nach folgenden Kriterien ausgewählt:

- Grösste und kleinste Überdeckung
- Bebauung an der Oberfläche (ständige Lasten)
- Einfluss von Verkehrsachsen wie Strassen, Gleisanlagen, Flugpisten (veränderliche Lasten)

- Anfahr- bzw. Zielsituation
- Unterquerung von Gewässern
- Wechselnde Bodenschichten

Bild 17: Druckluftregelanlage Typ Samson



Für den Vortrieb und allfällige Arbeiten unter Druckluft werden die Standsicherheiten der Ortsbrust für folgende Fälle nachgewiesen:

- Vollfüllung
- Absenkung um 1/3
- Absenkung um 1/2
- Vollabsenkung

Im grafischen Sicherheitsplan werden die Situation und das geologische Längenprofil dargestellt. Dieser enthält weiter die Angaben der Lage des minimalen und maximalen Grundwasserspiegels, die zu unterquerenden oder zu durchfahrenden Hindernisse und das Stützdruckband. In diesem wird der erforderliche Stützdruck in der Abbaukammer für die Vollbefüllung und die drei Absenkfälle jeweils für niedrigen und hohen Grundwasserstand angegeben. Zwischen den in den Berechnungsquerschnitten ermittelten Werten wird linear interpoliert. Idealerweise wird der Vortriebsmannschaft eine Tabelle mit dem pro Ring einzustellenden Wert abgegeben. Dabei ist zu berücksichtigen, dass mit der Druckluftregelanlage nur Stufen von 0.05 bar eingestellt werden können. Als weitere Information ist aus dem Sicherheitsplan ersichtlich, in welchen Bereichen Einstiege nicht zulässig sind.

4 Druckluftarbeiten [2]

4.1.1 Notwendigkeit

Bei maschinellen Vortrieben im Lockergestein sind Einstiege für das Bergen von Hindernissen, welche mit dem Schneidrad nicht abgebaut werden können, sowie die Kontrolle und Auswechslung der Abbauwerkzeuge erforderlich. Drucklufteinsätze reduzieren die Vortriebsleistung und sind möglichst zu vermeiden. Mit intensiven und seriös durchgeführten Kontrollen können Beschädigungen an den Werkzeughalterungen und der Schneidradgrundkonstruktion oft vermieden werden. 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.

4.1.2 Rechtsgrundlagen

Für Druckluftarbeiten in der Schweiz gilt wie für alle Arbeiten übergeordnet die Verordnung über die Unfallverhütung und die Bauarbeitenverordnung. Im Speziellen ist die Verordnung über die technischen Massnahmen zur Verhütung von Unfällen und Berufskrankheiten bei Arbeiten unter Druckluft von 1961 zu beachten. Diese ist in einigen Bereichen überholt und spiegelt nicht mehr den Stand der Technik. So sind in der Verordnung beispielsweise nur Auftauchtabelle für Taucher- und nicht für eigentliche Druckluftarbeiten enthalten. Es ist geplant, die Druckluftverordnung in den nächsten Jahren zu überarbeiten.

In der Praxis wird zwar die aktuelle schweizerische Verordnung angewandt, zusätzlich werden aber verschärfte Teile ausländischer Vorschriften beigezogen. Dies erfolgt in gegenseitiger Absprache mit der SUVA. So wird in der Regel die deutsche Druckluftverordnung von 1972 verwendet. Mit 36 Jahren entspricht dieses Werk auch nicht mehr dem heutigen Stand, so dass Deutschland im Jahre 2003 in der RAB 25 (Regeln zum Arbeitsschutz auf Baustellen) mit einer Konkretisierung zur Druckluftverordnung den Stand der Technik wiedergegeben hat.

Während die SUVA in der Schweiz das Vorhalten einer Behandlungskammer vor Ort nicht vorschreibt (Bild 18), ist dies in England, Frankreich, Holland, Deutschland und den USA Pflicht. So steht in der deutschen Verord-

nung, dass der Arbeitgeber dafür zu sorgen hat, dass dort, wo eine Arbeitskammer betrieben wird, bei einem Arbeitsdruck von 0.7 bar oder mehr, eine Krankendruckluftkammer vorzuhalten ist, die für einen Arbeitsdruck von mindestens 5.5 bar ausgelegt sein muss.

Bild 18: Behandlungskammer (Nordseetaucher GmbH)



Was die Rettungskette betrifft, so sieht in der Schweiz die gängige Praxis vor, dass bei allfälligem Auftreten von Dekompressionsproblemen die REGA kontaktiert wird. Diese wird mit dem diensthabenden DAN-Arzt Kontakt aufnehmen und den Transport von der Baustelle zur nächstgelegenen Behandlungskammer organisieren. Aus dem Raum Zürich wird seit anfangs 2009 nach Ulm oder Überlingen geflogen, da die Kammern in Basel und Zürich kein Pikettdienst mehr anbieten, bzw. stillgelegt wurden.

4.1.3 Dekompressionstabellen

Weil die schweizerische Verordnung keine und die deutsche nur veraltete Dekompressionstabellen für das Ausschleusen mit Sauerstoff enthält, werden für die Druckluftarbeiten oft spezifische Tabellen ausgearbeitet.

Abhängig von Druck und Zeit erreicht das menschliche Gewebe bei Überdruckexposition eine zusätzliche Stickstoffsättigung. Dieser Stickstoffüberschuss kann in engen physiologischen Grenzen vom Organismus beim Übergang zum Normaldruck kontrolliert über die Lunge wieder abgegeben werden. Dabei sind bestimmte Druckstufen (Haltestufen) für tabellarisch festgelegte Mindestzeiten einzuhalten, auf denen das Dekompressionsgas Sauerstoff geatmet wird.

In den Bildern 19 und 20 sind die projektspezifischen Dekompressionsdiagramme des Hochwasserentlastungsstollens Thun bei einem Arbeitsdruck von 1.6 bzw. 2.2 bar dargestellt. Bis zu einem Arbeitsdruck von 1.9 bar wurde eine Aufenthaltszeit von max. 180 Minuten zugelassen, und entsprechend sind die Druckstufen für Aufenthaltszeiten in Überdruck während 30, 60, 120 und 180 Minuten angegeben. Bei einem Arbeitsdruck ab 2.0 bar wurde die Aufenthaltszeit auf 120 Minuten begrenzt, um Dekompressionsbeschwerden möglichst vermeiden zu können.

Bild 19: Dekompressionsdiagramm bei einem Arbeitsdruck von 1.6 bar (Hochwasserentlastungsstollen Thun)

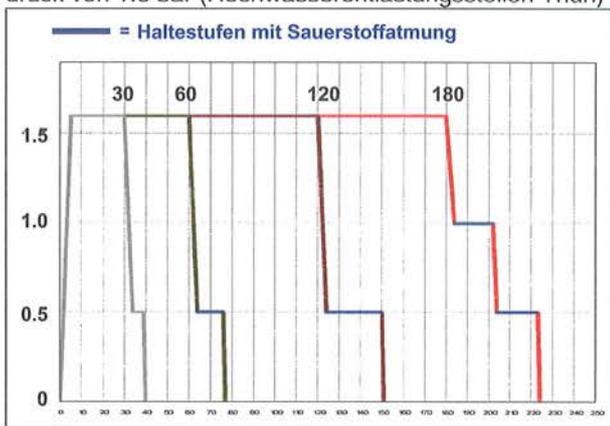
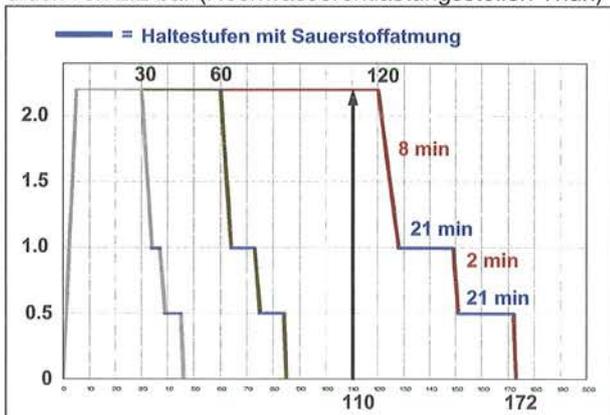


Bild 20: Dekompressionsdiagramm bei einem Arbeitsdruck von 2.2 bar (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Der Schleusenwärter stoppt die Zeit ab dem Einstieg und informiert die im Überdruck arbeitenden Personen laufend über die Zeitreserve, denn die maximale Aufenthaltszeit darf keines Falls überschritten werden. Bei einem Arbeitsdruck von 2.2 bar und einer Aufenthaltszeit von 110 Minuten wird mit den Druckstufen der nächsthöheren Aufenthaltszeit von 120 Minuten ausgeschleust. Während der ersten 8 Minuten steigen die in der Haupt-

kammer sitzenden Arbeiter von 2.2 auf 1.0 bar auf. Anschließend ziehen die Personen die Masken an und atmen während der folgenden 21 Minuten medizinischen Sauerstoff ein. Ab Aufenthaltszeiten von über 15 Minuten werden die Masken beim zweiminütigen Aufstieg von 1.0 auf 0.5 bar abgezogen. Mit dieser Erholungsphase wird das Bewegen der Maske während der Sauerstoffatmung und das unerwünschte Austreten von Sauerstoff in die Schleuse vermieden. Nach weiteren 21 Minuten können die Masken entfernt und der Druck auf 0 bar reduziert werden. Dies ergibt eine Ausschleusungszeit von 52 Minuten und eine Gesamtarbeitszeit von knapp 3 Stunden in Überdruck. Analog zum Untertagezuschlag erhalten die Arbeitnehmer eine Zusatzentschädigung für die Druckluftarbeiten.

4.1.4 Personalbedarf

Für den reibungslosen und sicheren Ablauf eines Einsatzes unter Überdruck sind Teams von je 3 + 1 + 1 erforderlich. Die Aufgaben sind wie folgt verteilt:

- 3 Druckluftarbeiter / -techniker:
 - Ausführung Arbeit
 - Zudiener
 - Verbindung zu Schleusenwärter
- 1 Schleusenwärter / Kammerfahrer
- 1 Einsatzleiter / Befähigungsscheininhaber

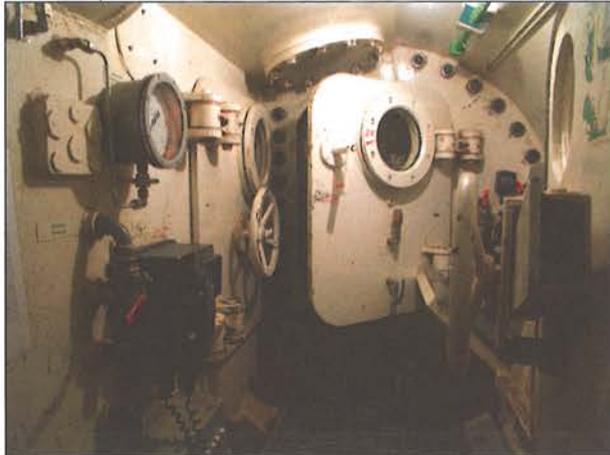
Druckluftarbeiter und -techniker, welche nicht in Überdruck arbeiten, unterstützen den Schleusenwärter und das Personal in Überdruck. Der Schleusenwärter ist für das Ein- und Ausschleusen von Personen in die Arbeitskammer verantwortlich und hat umfangreiche Anweisungen zu befolgen. Alle Mitarbeiter haben den Anweisungen des Schleusenwärters zu folgen, auch die Vorgesetzten. Während der Ausführung von Druckluftarbeiten müssen auf der Baustelle zwei Befähigungsscheininhaber anwesend sein, der Einsatzleiter und sein ständiger Stellvertreter.

4.1.5 Druckluftschleusen

Zur Überwindung des Druckunterschieds zwischen Stollen und Abbaubereich werden im Schild Personen- und Materialschleusen installiert (Bild 21). Diese Druckluftschleusen müssen auf den 1.5-fachen Betriebsdruck ausgelegt und geprüft werden. Bei Anordnung von ge-

trennten Personen- und Materialschleusen dürfen diese nur artrein betrieben werden, d.h. keine Materialtransporte durch die Personenschleuse und umgekehrt. Sind nur kombinierte Schleusen möglich, so gelten die Vorschriften für Personenschleusen. Diese müssen mindestens 1.60 m hoch sein und einen Luftraum von 0.75 m³ pro Person aufweisen.

Bild 21: Personenschleuse (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



4.1.6 Ablauf der Druckluftarbeiten

Für Einstiege wird die Stützflüssigkeit im Abbauräum abgesenkt und die Ortsbrust mit Druckluft beaufschlagt. Der durch den Bentonit gebildete Filterkuchen verhindert dabei das Entweichen der Druckluft und ermöglicht ein sicheres Betreten der Abbaukammer. Vor einem Einstieg werden die Rettungskräfte Druckluftarzt, örtlicher Arzt und REGA informiert. Die REGA bestätigt dabei die Verfügbarkeit mindestens einer Behandlungskammer und informiert den diensthabenden DAN-Arzt.

Vor dem Einschleusen kontrolliert der Schleusenwärter die Einsatzfähigkeit des Personals, den Arbeitsdruck, die Schleuszeiten etc. und führt das Schleusenbuch nach. Die Verbindung mit dem eingeschleusten Personal ist über das Festnetztelefon sichergestellt. Über dieses kann der Druckluftarzt direkt von der Schleuse aus kontaktiert oder die Rettungskräfte aufgeboden werden. Bei einem Ausfall würde das netzunabhängige Nottelefon zur Verfügung stehen.

Bild 22: Stützflüssigkeit während des Vortriebs (links) und in abgesenktem Zustand für Einstiege (rechts)

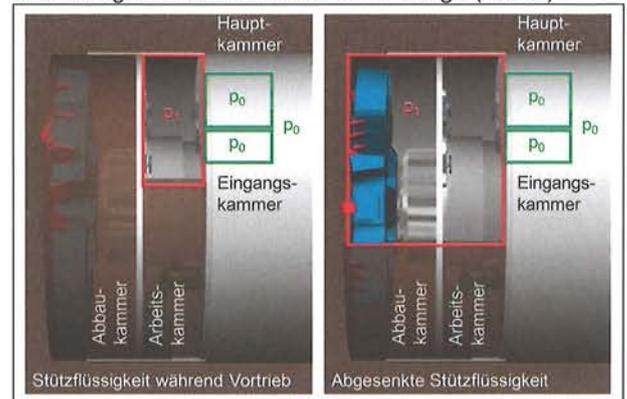


Bild 23: Druckverhältnisse vor (links) und während des Einschleusens (rechts)

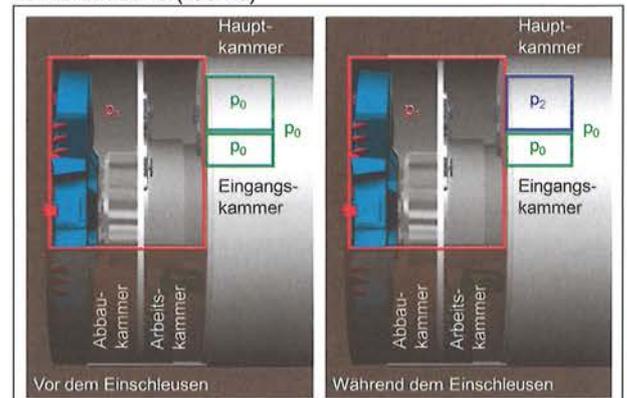
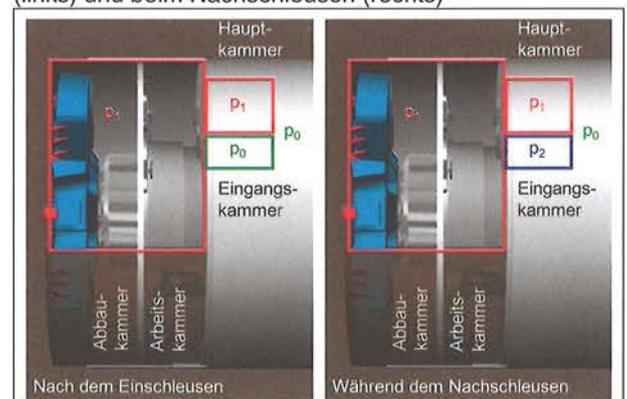


Bild 24: Druckverhältnisse nach dem Einschleusen (links) und beim Nachschleusen (rechts)



Vor dem Einschleusen wird die Stützflüssigkeit durch Frischbentonit ersetzt, damit auf der Ortsbrust ein möglichst guter Filterkuchen aufgebaut werden und die Druckluft nicht entweichen kann. Anschließend wird in den Abbau- und Arbeitskammern die Stützflüssigkeit abgesenkt und der erforderliche Stützdruck p_1 über die Druckluftregelanlage eingestellt (Bild 22).

In der Ausgangssituation steht nur die Abbaukammer unter Druck p_1 (Bild 23). Auf der TBM herrscht der Atmosphärendruck p_0 von 1 bar. Wenn alle Voraussetzungen für das ordnungsgemäße Schleusen erfüllt sind, kann nun mit dem Einschleusen begonnen werden. Dabei erhöht der Schleusenwärter den Druck in der Hauptkammer vom Atmosphärendruck p_0 auf den Stützdruck p_1 . In der Hauptkammer herrscht der Differenzdruck p_2 vor, welcher zwischen p_0 und p_1 liegt (Bild 23). Sobald in der Hauptkammer das Niveau des Stützdrucks p_1 erreicht wird, ist das Einsteigen in die Arbeits- und Abbaukammer möglich (Bild 23).

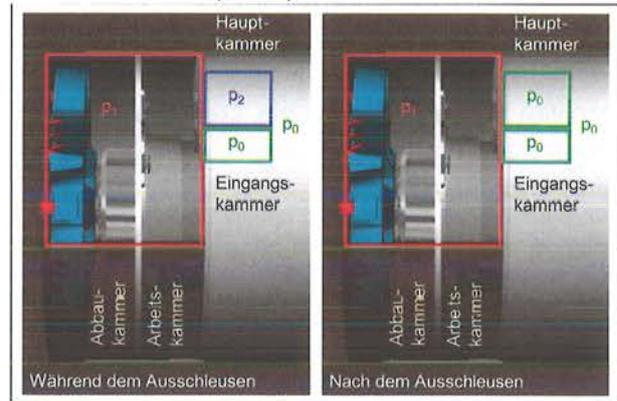
Soll eine weitere Person nachgeschleust werden, erfolgt dies über die Eingangskammer. Die nachzuschleusende Person wird dabei auf den Druck p_1 der Hauptkammer angepasst (Bild 24).

Der zu schnelle Übergang vom Normal- zum Überdruck kann zu akuten Krankheitserscheinungen wie Ohren-, Kopf- und Zahnschmerzen sowie Gleichgewichtsstörungen führen. Auch eine Behinderung des Druckausgleichs (z.B. bei Erkältung) zu luftgefüllten Hohlräumen (z.B. Nasennebenhöhle, Paukenhöhle, Magen-Darm-Trakt, schlechte Zahnfüllungen) kann Beschwerden hervorrufen. Deshalb muss der Schleusenwärter jeden Mitarbeiter vor dem Einstieg den Druckausgleich testen lassen.

Bei mehreren hintereinanderfolgenden Drucklufteinstiegen wird der Bentonitpiegel in der Abbaukammer nicht jedes Mal wieder angehoben. Wenn der Filterkuchen auszutrocknen beginnt und die Druckluft in den Boden entweicht, muss die Ortsbrust zur Gewährleistung deren Stabilität zwischen zwei Einstiegen wieder mit Bentonit benetzt werden.

Das Ausschleusen erfolgt unter normalen Bedingungen nur über die Hauptkammer. Die Eingangskammer bleibt dabei stets drucklos, damit im Notfall ein Ersthelfer jederzeit eingeschleust werden kann. Gemäss der Dekompressionstabelle senkt der Schleusenwärter den Druck vom Stützdruck p_1 auf den Atmosphärendruck p_0 ab (Bild 25).

Bild 25: Druckverhältnisse während (links) und nach dem Ausschleusen (rechts)



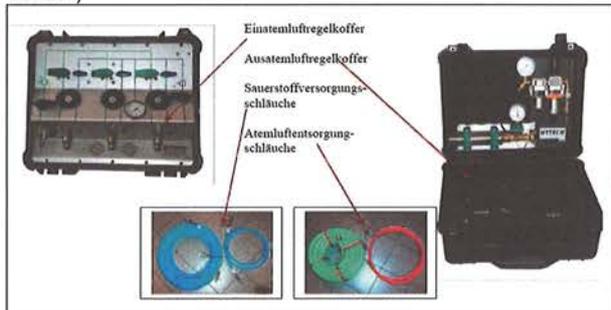
Die gelösten Gase müssen beim Ausschleusen über das Kreislaufsystem und die Lunge wieder ausgeschieden werden, was Zeit erfordert. Die Dauer der Dekompression ist abhängig von der Arbeitstiefe und der Zeit, die unter Druckluft verbracht wurde sowie dem Dekompressionsgas (Luft oder Sauerstoff). Die Dekompression findet stufenweise statt und wird unterhalb von 1 bar durch Sauerstoff unterstützt. Dadurch wird das Druckgefälle vergrößert und die Dekompressionszeit nimmt um bis zu 50% ab. Für die Stickstoffentsättigung darf der Ausstossvorgang nicht zu schnell sein. Bis aller Stickstoff aus dem Körper ist, vergehen rund 24 Stunden. Prinzipiell müssen alle Formen von Dekompressionsbeschwerden unverzüglich mit Rekompensation und Sauerstoffatmung behandelt werden. Dies erfolgt in einer Behandlungskammer bei einem Minimaldruck von 1.2 bar für leichte Fälle. Falls auf der Baustelle eine Behandlungskammer zur Verfügung steht, kann nach jedem Einstieg eine präventive Nachbehandlung während einer halben Stunde bei 0.9 bar angeordnet werden.

Für das Ausschleusen ist medizinischer Sauerstoff als Dekompressionsgas zu empfehlen, was in der Schweiz nicht vorgeschrieben, aber in Deutschland Pflicht ist. Weil der Sauerstoff den Stickstoff aus dem Körper verdrängt, treten mit diesem Dekompressionsgas erfahrungsgemäss weniger Beschwerden auf. Diese können auch reduziert werden, indem die Ausschleuszeiten entsprechend konservativ angesetzt werden.

Oft werden mobile Sauerstoffanlagen eingesetzt, da kein Dauerbetrieb gewährleistet werden muss. Diese Anlagen bestehen aus den Ein- und Ausatemluftkoffern so-

wie den Sauerstoffversorgungs- und Atemluftentsorgungsschläuchen (Bild 26). Vor einem Drucklufteinsatz werden die Bündel mit medizinischem Sauerstoff zum Nachläufer gefahren. Nach erfolgtem Einsatz wird die Anlage aus der Personenschleuse entfernt, gereinigt und desinfiziert.

Bild 26: Mobile Sauerstoffanlage (Nordseetaucher GmbH)



5 Anfahr- und Ausfahrvorgang

Der An- und Ausfahrvorgang einer Schildmaschine im Lockergestein ist ein technisch komplexer Vorgang, da sich bewegende Bauteile mit statischen aufeinander treffen. Es sind hohe Anforderungen an die Planung, das Material, die Ausführung und damit auch an das Baustellenpersonal zu erfüllen.

5.1 Anfahrvorgang

Für das Anfahren von Schildmaschinen mit aktiver Ortsbruststützung sind umfangreiche Hilfskonstruktionen erforderlich. Um einen technisch reibungslosen und wirtschaftlich optimierten Startvorgang von Vortriebsanlagen gewährleisten zu können, ist bereits beim Entwurf des Startschachts, bzw. der Startbaugrube und der Hilfskonstruktion eine intensive Abstimmung notwendig. Die Möglichkeiten, sich bei Störungen durch Improvisieren zu behelfen, sind gering. So gehören Havarien beim Start zu den häufigsten Schadensfällen im maschinellen Tunnelbau im Lockergestein, welche erhebliche terminliche Verzögerungen zur Folge haben können.

Für das Anfahren sind folgende Bauteile zu planen:

- Schildwiege
- Nachläuferauflage
- Rücksteifkonstruktion und Druckring
- Blindringe

- Dichtblock
- Anfahrdrichtung

Im Anschluss an die einzelnen Bauteile wird die fliegende Schildanfahrt vorgestellt (Kap. 5.1.7).

5.1.1 Schildwiege

Für die Montage der Schildkomponenten sowie für das Einfahren der Vortriebsanlage in den Boden sind Auflagerkonstruktionen auf der Baugrubensohle, so genannte Schildwiegen, notwendig. Diese ermöglichen das Anfahren im vorgegebenen Gefälle und in der entsprechenden Richtung (Bild 27).

Bild 27: Montage Schneidenschuss auf Schildwiege (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Als Auflager für den Schildmantel sind zwei Stahlträger üblich, welche in etwa 30° zur Lotrechten angeordnet werden. Diese Stahlträger können mit Querträgern ausgesteift oder einbetoniert werden. Muss die Beton-schildwiege später nicht abgebrochen werden, hat diese sicher Vorteile. Stahlschildwiegen können hingegen mehrfach verwendet werden und weisen eine wesentlich kürzere Montagezeit auf. Aus wirtschaftlichen Aspekten sind Schildwiegen für Maschinen grösseren Durchmessers meist aus Beton. Die Gewichte von Schilden mit rund 6 m Durchmesser liegen heute bei rund 250 t, bei 11 m bei ca. 1'500 t.

Bei grösseren Maschinen müssen Schild und Schildschwanz im Normalfall zusammen geschweisst werden, was eine Schweissgasse erfordert. Diese muss rund 2 m lang und 1 m tief sein.

5.1.2 Nachläuferauflage

Für die Montage und den Startvorgang ist für die Nachläufer eine Konstruktion zu montieren. Diese muss auf die Fahrwerke ausgelegt werden, welche entweder auf der Tübbinginnenseite (Bild 28) oder auf Stahlkonsolen aufliegen, welche im Ulmenbereich angeordnet sind. Aufgrund der ebenen Fläche in der Startbaugrube müssen oft Hilfsfahrwerke eingesetzt werden (Bild 28). Bei der zweiten Variante sind die Aufständerungen hoch gelegen und daher sehr aufwändig (Bild 29). Zudem muss der für die Tübbingversorgung notwendige Platz freigehalten werden.

Bild 28: Anfahren mit Hilfsfahrwerken (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Bild 29: Aufständerung der Nachläuferschienen (Weinbergtunnel)



5.1.3 Rücksteifkonstruktion und Druckring

Für das Abtragen der Kräfte in Tunnellängsrichtung wird beim Anfahren ein Widerlager benötigt. Die so genannte Rücksteifkonstruktion befindet sich bei Vortriebsbeginn

unmittelbar hinter dem Schildschwanz (Bild 30). Die Vortriebspresen stützen sich über einen ersten im Schildschwanz gebauten Tübbingring auf die Rücksteifkonstruktion ab.

Bild 30: Rücksteifkonstruktion mit Abstützung und Blindringen (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Zwischen dem kreisrunden Tübbing und den Trägern der Rücksteifkonstruktion wird üblicherweise ein Stahl-Druckring montiert, welcher beim Anfahren die Längskräfte überträgt. Der Druckring dient beim Bau des ersten temporären Tübbingrings als Montagehilfe. Die einzelnen Stahlbetonelemente werden an den Stahlring verschraubt und liegen so in der gewünschten Position.

Bild 31: Rücksteifkonstruktion mit Längsträgern und Blindringen (PTS-Tunnel)



Die Belastungen auf die Rücksteifkonstruktion setzen sich hauptsächlich aus dem Anpressdruck des Schneidrads, dem Stützdruck in der Abbaukammer und der Reibung zwischen Schildmantel und Boden bzw. Schildwiege zusammen. Die Belastungen sind wesentlich niedri-

ger als die maximal auftretenden Vortriebskräfte. Das Anfahren erfolgt mit reduzierter Vortriebsgeschwindigkeit, so dass die auf die Rücksteifkonstruktion abgegebene Belastung rund 20 bis 30% der nominalen Vortriebskraft entspricht.

Je nach Ausbildung der Startbaugrube können die Kräfte über Längsträger in die Baugrubenspriessung (Bild 31) oder über einen verankerten Abstützbock (Bild 30) in die Sohle abgegeben werden. Bei der Planung der Rücksteifkonstruktion ist das für die Durchfahrt der Nachläufer erforderliche Lichtraumprofil zu beachten.

5.1.4 Blindringe

Beim Ausfahren der Vortriebspresen schiebt sich der Schild nach vorne, während der erste mit dem Druckring verschraubte Tübbingring in seiner Position bleibt. Sobald die Pressen um eine Hublänge ausgestossen sind, kann im Schildmantel der nächste Ring gebaut werden. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis sich der gesamte Schild im Boden befindet und der erste permanente Ring gebaut werden kann. Die im Schildwiegenbereich gebauten temporären Tübbinge dienen nur zum Anfahren der Vortriebsanlage und werden als Blindringe bezeichnet (Bild 32). Die Anfahrkräfte der Vortriebsmaschine werden über diese Blindringe und den Druckring in die Rücksteifkonstruktion eingeleitet.

Bild 32: Blindringe (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Sobald die Blindringe den Schildschwanz verlassen, müssen diese auf der Schildwiege mit Stahl und Holzkeilen unterstützt werden. Bei Stahlschildwiegen werden die seitlichen in der unteren Ulme liegenden Abstützungen meistens in die Stahlkonstruktion integriert. Die

Anzahl und Lage der Abstützungen ergeben sich aus dem Tunneldurchmesser sowie der Lage der Längsfugen, der Nachläuferfahrwerke und der Gleise.

5.1.5 Dichtblock

Bei einem maschinellen Vortrieb im Lockergestein liegt der Grundwasserspiegel hinter dem Baugrubenabschluss meistens über der Tunnelsohle, so dass das Anfahren weitere bauliche Massnahmen erfordert. Im Folgenden werden zwei mögliche Anfahrvorgänge beschrieben:

- Anfahren mit aktiver Ortsbruststützung im Grundwasser in Dichtblock
- Anfahren mit/ohne aktiver Ortsbruststützung ohne Grundwasser in Dichtopf

Beim Anfahren mit aktiver Ortsbruststützung in den grundwassergesättigten Baugrund ist ein der Baugrubenabschlusswand vorgelagerter Dichtblock erforderlich, welcher auf mehrere Arten ausgebildet werden kann. Wichtige Kriterien bei der Entscheidungsfindung sind örtliche und geometrische Randbedingungen, die Homogenität des Dichtblocks, seine Erosionsstabilität, die Prüfbarkeit der Dichtigkeit, die Lösung der Schnittstelle Baugrubenwand/Dichtblock und Beton/Dichtblock. Die Herstellung des Dichtblocks kann mittels einer überschnittenen Bohrpfehlwand oder dem Düsenstrahlverfahren erfolgen. Falls genügend Platz zur Verfügung steht, kann der Dichtblock auch aus Ortsbeton innerhalb der Startbaugrube erstellt werden.

Bei der Planung des Baugrubenabschlusses muss berücksichtigt werden, dass die Schneidradwerkzeuge Stahl nicht durchbohren können. Damit muss die Durchfahrtsöffnung frei von Spundwänden, Stahlträgern und Stahlbetonbewehrung sein. Dies wird durch das konventionelle Aufbrechen der Baugrubenwand vor dem Aufbau der Vortriebsanlage sichergestellt. In dieser Phase stellt der vorgelagerte Dichtblock die einzige Dichtebene für die Startbaugrube dar. Wenn im Bereich der Durchfahrtsöffnung GFK-Bewehrung eingebaut wird, entfällt dieser Abbruchvorgang.

In den Startbaugruben für den Gepäckstollen und die Tunnels des Personentransportsystems (PTS) auf dem Flughafen Zürich bestand die Baugrubenwand aus einer

Spundwand. Auf der Baugrubenseite wurde eine Beton- bzw. eine Spritzbetonwand erstellt. Infolge geringer Überdeckung wurde zur Aufnahme des Stützdrucks unmittelbar nach dem Startschacht ein Dichtblock, bestehend aus einer dreireihigen, überschnittenen Bohrpfahlwand, gebaut. Die Zwickel zwischen der Spundwand und den Pfählen wurden ausinjiziert. Der Dichtblock erlaubte zudem das Aufschneiden der Spundwand im Bereich des Betonschalrohrs vor der TBM-Montage.

Beim Hochwasserentlastungsstollen Thun bestand die Startwand aus einer zweireihigen, überschnittenen Bohrpfahlwand, wobei die baugrubenseitige bewehrt war. Im Bereich der Durchfahrtsöffnung für die Schildmaschine wurden GFK-Bewehrungen eingebaut, was sich beim Durchfahren als Erfolg erwies.

Das Anfahren mit aktiver Ortsbruststützung in einen Dichttopf wird bei der Umfahrung Biel praktiziert. Der Dichttopf ist rundum mit Schlitzwänden abgeschlossen und besteht aus Portalwand, Dichtwand und Seitenwänden. Die Portalwand ist aus statischen Gründen als Bogenschlitzwand ausgebildet, welche für das vollflächige Anfahren mit dem Schneidrad mit Magerbeton aufgefüllt ist. Zur Verhinderung von Setzungen in der darüber liegenden Strasse wurde auf der Schlitzwand eine Betonplatte eingebaut. Damit der Anfahrvorgang möglichst drucklos erfolgen kann, wurde das Grundwasser innerhalb der Schlitzwände vorgängig abgesenkt. Nach erfolgtem Vortrieb bis zur Dichtwand hat der Schildschwanz auch den Magerbetonbereich erreicht, so dass im Portalbereich der Ringspalt zwischen dem ersten permanenten Tübbingring und dem Baugrund abgeschlossen werden kann. Das Durchfahren der Dichtwand und der weitere Vortrieb erfolgen mit aktiver Ortsbruststützung im Grundwasser und Ringspaltverfüllung über die Lisenen. Mit diesem System kann auf eine klassische Anfahrdichtung für Grundwasserverhältnisse verzichtet werden.

5.1.6 Anfahrdichtung

Um den Vortrieb mit aktiver Ortsbruststützung und den Abtransport des Ausbruchmaterials beginnen zu können, muss der verbleibende Spalt zwischen Schildmantel, bzw. Tübbingring und Baugrubenabschluss durch zwei Anfahrdichtungen verschlossen werden. Dazu wird am

Baugrubenabschluss ein Stahlzylinder montiert, in welchem die Dichtungen befestigt werden.

Eine elastomere Lippendichtung gleitet beim Durchfahren des Baugrubenabschlusses über den Schildmantel. Sie ermöglicht das Aufbringen eines Stützdrucks und verhindert beim Anfahren das Austreten der Stützflüssigkeit um den Schildmantel in die Baugrube. Die Herstellungs- und Montagetoleranzen der Anfahrdichtung, die Montagetoleranz der Schildwiege und die Konizität des Schildmantels müssen durch das Arbeitsvermögen der Lippendichtung von rund ± 25 mm ausgeglichen werden. Die Dichtung kann aus zwei Einzel- oder einer Doppellippe bestehen (Bild 33). Die Wahl hat so zu erfolgen, dass auch bei Unebenheiten und Absätzen im Schildmantel die Abdichtung gewährleistet werden kann. Insbesondere bei Hydroschilden kann bei Druckverlusten die Standsicherheit der Ortsbrust gefährdet sein.

Bild 33: Stahlzylinder mit Doppellippendichtung (rechts) und gefaltetem Schlauch (links)



Unmittelbar vor dem Erreichen des Schildschwanzes muss eine zusätzliche Dichtung aktiviert werden, die den nun entstehenden grösseren Spalt zwischen dem Tübbingring und dem Stahlzylinder der Anfahrdichtung in der Baugrubenwand verschliesst. Diese Dichtung soll sowohl eine Umläufigkeit des Schildmantels durch Stützflüssigkeit und Grundwasser als auch das Auslaufen des Ringspaltverpressmörtels verhindern. Die Dichtung kann aus einem mit Druckluft aufblasbaren oder einem mit Mörtel gefüllten Schlauch bestehen (Bild 33). Nach dem Aktivieren dieser zweiten Dichtung kann mit der Ringspaltvermörtelung über die Lisenen im Schildschwanz begonnen werden. Sobald der Mörtel ausgehärtet ist, könnte das Stahlrohr mit der Anfahrdichtung

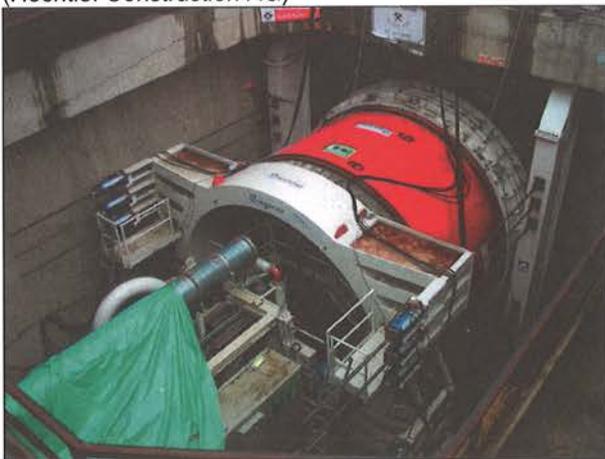
demontiert werden, was aber oft erst nach dem Durchstich erfolgt.

5.1.7 Fliegende Schildanfahrt [3]

Da die aus den Blindringen bestehende Röhre die Platzverhältnisse in der bereits engen Startbaugrube weiter reduziert und so die Vortriebsarbeiten behindert, hat die deutsche Firma Hochtief Construction AG die Fliegende Schildanfahrt entwickelt und patentiert. Bei diesem optimierten Bauablauf wandert das Widerlager für die Vortriebspresen der TBM während der Schildanfahrt automatisch in Richtung der Portalwand.

Die fliegende Anfahrkonstruktion wird zwischen Portalwand und Druckring integriert und besteht im Wesentlichen aus Gewindestangen, die zwischen Druckring und Brillenwand befestigt sind sowie Hohlkolbenzylindern als Vorschubelemente (Bild 34). Der Druckring wird hinter dem Schild auf einer Betonschildwiege abgesetzt. Aufgrund der geometrischen Abhängigkeit zwischen Schildmantel und Vortriebspresen werden ein bis zwei Tübbingringe als Distanzausgleich zwischen den Vortriebspresen und dem Druckring eingebaut. Während der Fliegenden Schildanfahrt haben die Vortriebspresen der TBM nur eine haltende Funktion.

Bild 34: Fliegende Schildanfahrkonstruktion mit TBM (Hochtief Construction AG)



Die Hydraulikpressen der Fliegenden Schildanfahrt sorgen synchron beim Vortrieb der Maschine für die erforderliche Kraftbeaufschlagung. Seilzugsensoren stellen eine gleichmässige Belastung sicher und kontrollieren somit die Lage des Druckrings und damit mögliche Richtungsabweichungen. Um Schäden an der TBM vermei-

den zu können, ist die SPS der Vortriebsmaschine mit der SPS der Fliegenden Schildanfahrt gekoppelt.

Nach einem Pressenhub der Hohlkolbenzylinder von jeweils einem halben Meter werden die Muttern auf den Gewindestangen nachgespindelt, damit die Pressen eingefahren werden können. Dieser Vorgang wird so lange wiederholt, bis der Druckring seine Endposition erreicht hat. Anschliessend erfolgt der weitere Vortrieb über die Vortriebspresen der TBM bis in die Position zur Vermörtelung der Anfahrdichtung. Sobald die Vortriebskräfte über die Reibung in den umgebenden Baugrund abgeleitet werden, kann die gesamte Anfahrkonstruktion demontiert werden.

Die Fliegende Schildanfahrt wurde erfolgreich bei den Projekten Nord-Süd Stadtbahn Köln, Neuer Schlüchterner Tunnel, U-Bahn München-Moosach und U4 Hamburg eingesetzt. Ein weiterer Einsatz mit insgesamt elf Anfahrten steht ab 2010 beim Projekt XFEL in Hamburg bevor.

5.2 Ausfahrvorgang

Je nach projektspezifischen Gegebenheiten kann der Ausfahrvorgang auf unterschiedliche Varianten erfolgen. Anschliessend werden folgende drei Varianten vorgestellt:

- Druckloses Ausfahren mit Grundwasserabsenkung
- Ausfahren in geflutete Baugrube
- Ausfahren in Dichttopf

5.2.1 Druckloses Ausfahren mit Grundwasserabsenkung

Bei dieser Variante wird der Grundwasserspiegel nur örtlich in einem vor der Zielbaugrube liegenden Kasten abgesenkt. Voraussetzung ist die Zugänglichkeit von der Oberfläche, damit der Kasten gebaut werden kann. Beim Projekt Personentransportsystem (PTS) auf dem Flughafen Zürich wurde vor der Portalwand, einer 1.20 m starken Schlitzwand, ein dichter Kasten gebaut. Dieser bestand aus einer einreihigen Bohrpfehlwand unmittelbar vor der Schlitzwand und einer um mehr als die Schildlänge zurückversetzten doppelreihigen, überschnittenen Bohrpfehlwand. Der Kasten wurde durch

zwei seitliche Spundwände geschlossen, welche ausserhalb der späteren Tübbinglage eingebracht wurden.

Nachdem der Schild die erste Bohrpfahlwand passiert hatte und die Ringspaltvermörtelung ausreichend ausgehärtet war, konnten die beiden im Kasten abgeteuften Filterbrunnen in Betrieb genommen und der Grundwasserspiegel unter die Tunnelsohle abgesenkt werden. Nach dem Durchfahren der doppelreihigen Bohrpfahlwand und dem ersten Meter der Schlitzwand sowie dem Entfernen der baugrubenseitigen Schlitzwandbewehrung konnte der Bentonit abgesenkt und die TBM drucklos ausgefahren werden (Bild 35).

5.2.2 Ausfahren in geflutete Baugrube

Beim Hochwasserentlastungsstollen Thun erfolgte das Ausfahren in die geflutete Zielbaugrube. Die vorgänig beschriebene Variante des drucklosen Ausfahrens wurde aus wirtschaftlichen Gründen verworfen, da die Stollenlage für den Bau eines Kastens zu tief war und eine Grundwasserabsenkung im tonigen Baugrund aufwendig ist. Aufgrund der innerstädtischen Umgebung und des nahegelegenen Schiffahrtskanals war eine weiträumige Absenkung des Grundwasserspiegels nicht möglich.

Der vorgelagerte Dichtblock bestand aus einer vierreihigen, überschnittenen Bohrpfahlwand, wobei die baugrubenseitige Reihe wie bei der Startbaugrube im Durchfahrtsbereich mit GFK-Bewehrung versehen war. Im Dichtblock wurden vom Terrain aus zwei Injektionsreihen bis in die Stollenachse erstellt. Diese ermöglichten nach dem Durchfahren des Schildes eine Abdichtung des Spalts zwischen Schildmantel und Bohrpfählen mit Schaum und verhinderten beim Absenken des Wassers in der Zielbaugrube das Ausfliessen des tonigen Baugrunds.

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.

5.2.3 Ausfahren in Dichttopf

Bei dieser Variante wird nebst einem vorgelagerten Dichtblock ein Dichttopf erstellt. Analog zur Anfahrtdichtung werden in einem Stahlzylinder Dichtungen gegenüber Schildmantel und Tübbingring montiert. In der Regel kommen Schlauchdichtungen zum Einsatz, da diese bezüglich der effektiven Lage des Schildes beim Ausfahren flexibler sind. Zur Ermöglichung des Ausfahrens mit aktivem Stützdruck wird auf den Stahlzylinder ein Stahlmembrandeckel montiert. Die Länge von Dichtblock und -topf sollte so gewählt werden, dass der Ringspalt im Dichtblock in ausreichender Länge verpresst werden kann, bevor der Dichttopf geöffnet wird.

5.2.4 Schildwiege

Die Schildwiege für das Ausfahren der TBM in die Zielbaugrube kann aus Beton oder Stahlträgern erstellt werden. Bei der ersten Variante wird ein Betonblock gebaut, welcher höher ist als die Tunnelsohle. Damit kann sich die TBM das Bett selber fräsen (Bild 35). Diese Variante ist gegenüber einer Stahlkonstruktion höhenunabhängig und somit für das Ausfahren besser geeignet. Zudem ermöglicht der Absatz in der aufgefahrenen Betonschildwiege das Aufbringen des für den Ringbau erforderlichen Gegendrucks.

Bild 35: Ausfahren der TBM mit Betonschildwiege (PTS-Tunnel)



6 Werkmontage, Montage und Demontage TBM

6.1 Werkmontage TBM

Von der Bestellung einer TBM beim Maschinenlieferanten bis zu deren Auslieferung ist mit mindestens einem Jahr zu rechnen. Wesentliche Bestandteile wie der Hauptantrieb haben immer längere Bestellfristen. Heute werden TBM modular gebaut, so dass für neue Projekte auch Gebrauchtkomponenten eingesetzt werden können.

Je nach Grösse der TBM wird mit der Werksmontage rund drei bis vier Monate vor der Auslieferung begonnen. Im Werk werden in den einzelnen Schild- und Nachläuferteilen möglichst alle Komponenten montiert, um die oft sehr kurze Montagezeit auf der Baustelle überhaupt einhalten zu können. Ziel ist es auch, im Werk die Funktionsfähigkeit der TBM mit einer abschliessenden Werksabnahme prüfen zu können.

6.2 Montage TBM

Die Montagezeiten von Vortriebsanlagen bis rund 6 m Durchmesser liegen je nach örtlichen Gegebenheiten bei vier bis sechs Wochen, jene von über 10 m Durchmesser bei etwa drei Monaten. Rund ein bis zwei Wochen nach der Werksabnahme kommen die ersten Teile auf der Baustelle an. Dazu sind Schwertransporte notwendig, welche zusammen mit den Transportfirmen rechtzeitig geplant und mit den zuständigen Behörden und der Polizei abgesprochen werden müssen.

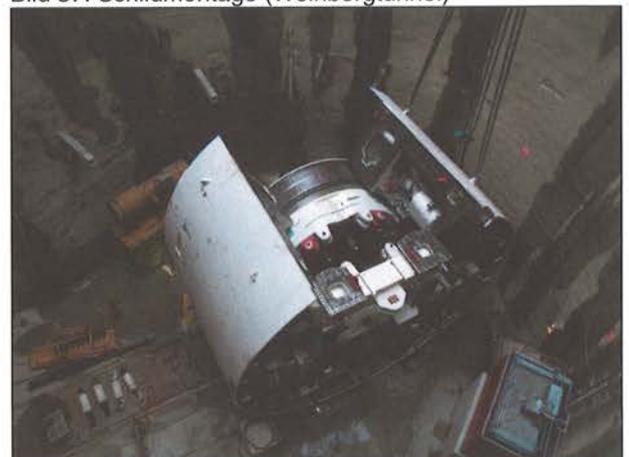
Bild 36: Montage Mittelschuss (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Die Schilde von Vortriebsmaschinen bis rund 6 m Durchmesser setzen sich aus einem Schneidenschuss, einem Mittelschuss und einem Schildschwanz zusammen. Der Schneidenschuss ist mit ca. 110 t das schwerste Schildteil, in dem als wesentliche Bestandteile die Tauch- und Druckwand, das Lager, die Antriebsmotoren und der Steinbrecher integriert sind. Im Mittelschuss sind die Schleusen, die Vortriebspresen sowie die Anlagen der Hydraulik und der Druckluft untergebracht. Der Schildschwanz ist im Wesentlichen ein Stahlrohr, in dessen Innenraum während des Vortriebs der Erektor funktioniert. Die einzelnen Schildteile sowie das rund 75 t schwere Schneidrad werden gedreht und als Ganzteile auf Plattformanhängern mit bis zu 12 Achsen auf die Baustelle transportiert. Die drei bis vier erforderlichen Nachläufer sind kompakt gebaut, mit allen erforderlichen Anlagen ausgerüstet und rund 10 bis 12 Meter lang. Nach Ankunft auf der Baustelle können die einzelnen Bauteile nach wenigen Vorbereitungsarbeiten direkt montiert werden (Bild 36).

Grössere Schildmaschinen von über 10 m Durchmesser bestehen aus sechs bis acht Segmenten, welche rund um den Antrieb angeordnet sind (Bild 37). Der Antrieb ist mit rund 200 bis 250 t das schwerste Bauteil. Das Schneidrad setzt sich normalerweise aus einem quadratischen Zentrum und vier Segmenten zusammen. Die Nachläuferwagen sind in mehrere Rahmenkonstruktionen aufgeteilt, auf denen die Apparaturen bereits im Werk montiert werden.

Bild 37: Schildmontage (Weinbergtunnel)



Für das Abladen, das allfällige Einheben in eine Baugrube oder einen Schacht und die eigentliche Montage kommen Pneu- oder Raupenkrane zum Einsatz. Pneu-

krane sind nach einem Tag, Raupenkrane nach einer Montagezeit von drei Tagen einsatzbereit. Bei der Planung sollte für die Kranstandorte und den Umschlag genügend Platz vorgesehen werden. Ebenso sind die Stützen- oder Raupenkräfte des Krans bei der Dimensionierung der Baugrube zu berücksichtigen.

Da die Startbaugrube für den Hochwasserentlastungsstollen Thun im Aareuferbereich platziert wurde, war der Einsatz eines Pneukrans aufgrund der Platzverhältnisse und der Abtragung der Stützenkräfte nicht möglich. Stattdessen wurde unter engsten Verhältnissen zwischen Bahntrasse, Gewerbekanal und Halle auf einem Firmenareal der Raupenkrane der Fanger AG montiert (Bild 38). Für die Montage in der Baugrube musste mit dem Ausleger der Gewerbekanal und eine Strasse überbrückt werden, wobei die weiteste Ausladung für die Montage eines Nachläufers rund 60 m betrug.

Bild 38: Montage Raupenkrane für die TBM-Montage (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Bild 39: Nachläufer in der Startbaugrube (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Aufgrund der beschränkten Platzverhältnisse in der Baugrube kann neben dem Schild oft nur ein Teil der Nachläufer montiert werden (Bild 39). So musste in Thun nach dem Anfahren der Nachläufer 3 querverschoben und der Nachläufer 4 nachträglich eingehoben werden.

Beim Projekt Weinbergtunnel wurde der Mixschild im 40 m tiefen Schacht montiert und anschliessend auf Panzerrollen in die Kaverne quer- und in den Starttunnel längs verschoben (Bild 40). Der aus drei Segmenten bestehende Schildschwanz wurde auf dem Installationsplatz zusammenschweisst. Schildschwanz und Erekter wurden nacheinander ebenfalls in den Schacht gehoben und zum Schild verschoben. Beide Schildteile wurden nun zusammenschweisst, wozu vorgängig eine Schweissgasse erstellt wurde. Aus Platzgründen konnten nur vier der insgesamt 18 Nachläufer montiert werden. Diese wurden auf dem Installationsplatz vormontiert, in den Schacht gehoben und auf einem Shuttle in den Tunnel querverschoben. Für die Schienenaufgaben wurden im zuvor konventionell ausgebrochenen Tunnelabschnitt umfangreiche Stahlkonstruktionen erstellt. Nach erfolgreichem Ausbruch der ersten 200 m konnten die restlichen 14 Nachläufer montiert und die Anlage auf eine Gesamtlänge von rund 210 m ergänzt werden.

Bild 40: Querverschub Schild (Weinbergtunnel)



Nebst der mechanischen nimmt insbesondere die hydraulische und elektrische Verbindung von Schild und Nachläufer einige Tage in Anspruch. Vor dem eigentlichen Anfahren ist eine Inbetriebnahme von rund einer Woche einzuplanen.

6.3 Demontage TBM

Im Normalfall wird der Schild nach erfolgtem Durchstich in die Zielbaugrube ausgefahren. Bei kleineren Maschinen werden die kompakt gebauten Nachläufer nach Möglichkeit ebenfalls aus dem Tunnel in die Zielbaugrube gezogen und mit einem Kran zum Abtransport verladen. Das Zurückziehen und Demontieren in der Startbaugrube ist oft zeitaufwändiger und teurer. Zudem kann so im rückwärtigen Bereich und in der Startbaugrube mit dem Ausbau begonnen werden. Die Demontage ist in rund ein bis zwei Wochen abgeschlossen.

Bei Maschinen grösseren Durchmessers dauert die Schilddemontage länger. Deshalb werden die Nachläufer meistens im Tunnel demontiert und in Einzelteilen zur Startbaugrube zurückgefahren. Für die Demontage der Vortriebsausrüstung werden rund zwei Monate benötigt.

Wie für die Montage ist auch für die Demontage neben der Zielbaugrube genügend Platz für den Kran und den Umschlag einzuplanen. Die Demontagen der TBM des Zimmerberg-Basistunnels Teil 1 am Meinrad-Lienert-Platz in Zürich und jene des Hochwasserentlastungsstollens am Bahnhofplatz Thun (Bild 41) zeigten, dass diese Arbeiten unter engsten Platzverhältnissen möglich sind.

Bild 41: Demontage unter engsten Platzverhältnissen am Bahnhofplatz (Hochwasserentlastungsstollen Thun)



Kann die TBM nicht in den Zielschacht ausgefahren und geborgen werden, besteht die Möglichkeit, den Schild zu entkernen und den verlorenen Schildmantel im Boden zu belassen. Beim Bau des Weinbergtunnels kommt dieses Vorgehen aufgrund der engen Platzverhältnisse am Hauptbahnhof Zürich nach der Ankunft der TBM im

Schacht Südtrakt zur Anwendung. Nach erfolgtem Durchstich wird nur das Schneidrad in die Zielbaugrube ausgefahren und anschliessend demontiert. In dieser Endposition wird der Schild entkernt, um sämtliche Maschinenteile und Stahlbauteile zurückzugewinnen, so dass sie in einem neuen Schildmantel einer künftigen Maschine wieder eingebaut werden können. Im Bereich des Schildmantels wird die äussere Verkleidung anstelle von Tübbing aus Spritzbeton bestehen.

7 Fazit

Für die Ausführung von maschinellen Vortrieben im Lockergestein kann folgendes Fazit gezogen werden:

- Für die Beschaffung der Baustelleneinrichtungen muss genügend Zeit vorgesehen werden, damit aus technischer und wirtschaftlicher Sicht die idealsten Anlagen eingesetzt werden können.
- Das Konzept der Separieranlage muss auf die anzutreffende Geologie abgestimmt werden, da nachträgliche Anpassungen nur bedingt vorgenommen werden können.
- Bei einer allfälligen Beauftragung eines Unterkordanten für die Separierung ist eine Risikoanalyse durchzuführen.
- Beim EPB-Vortrieb ist eine geeignete Stabilisierung des Ausbruchsmaterials eine wichtige Grundlage für den erfolgreichen Weitertransport und den Einbau in der Deponie.
- Das Betriebskonzept für die Druckluftarbeiten sollte mit einem genügend grossen Vorlauf erarbeitet werden, um dieses mit den aktuellen Anforderungen der SUVA und dem Stand der Technik abgleichen zu können.
- Die An- und Ausfahrvorgänge sind entscheidende und komplexe Phasen bei jedem Vortriebsablauf. Es sind hohe Anforderungen an die Planung, das Material, die Ausführung und damit auch an das Baustellenpersonal zu erfüllen.
- Dem erforderlichen Platzbedarf für die Separier- und Suspensionsaufbereitungsanlage sowie die Montage und Demontage der TBM ist in einer frühen Projektphase genügend Rechnung zu tragen.

8 Referenzen

- [1] B. Maidl, M. Herrenknecht, L. Anheuser, 1995. Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb. Ernst & Sohn Verlag, S. 226 ff.
- [2] D. Kohler, 2009. Hochwasserentlastungsstollen Thun, Teil 2 – Druckluftarbeiten beim Hydroschildverfahren. Tunnel 8/2008, S. 26 ff.
- [3] S. Assenmacher, 2007. Fliegende Schildanfahrt: Innovatives Anfahrverfahren für Tunnel im Schildvortriebsverfahren. Tunnel 3/2007, S. 23 ff.

TBM-Vortrieb im Lockergestein: Ausführung, Teil III

Markus Weh
Marti Holding AG

1 Vortrieb EPB-TBM

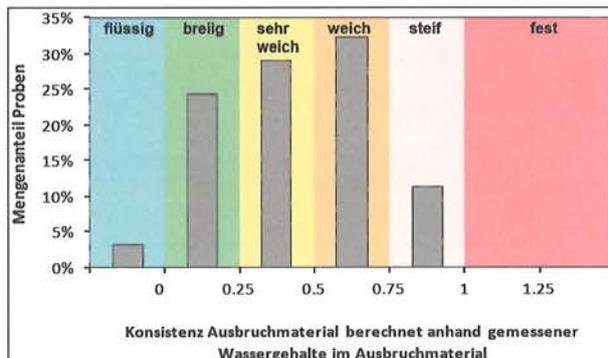
1.1 Erdbrei

Die EPB-TBM kann die Ortsbrust und den Tunnelumfang mittels eines Erdbreies stützen. Die Füllung der Abbaukammer mit Erdbrei wird mittels Druckmessdosen in der Druckwand überprüft.

Der Erdbrei besteht aus einem Gemisch von Ausbruchmaterial, Wasser, Luft, Tensid und ev. Polymeren.

Er muss vorwiegend in breiiger bis weicher Konsistenz hergestellt werden.

Bild 1: Verteilung der Konsistenz im Erdbrei von zwei EPB-Vortrieben



Die Haupteinflussfaktoren bei der Beurteilung der richtigen Konsistenz sind die folgenden:

Zu geringe Konsistenz:

- Rücklauf und Zurückrutschen von Ausbruchmaterial auf Steigbändern
- Bildung von «Lava»-Strömen auf Deponie
- Hoher Stabilisierungsaufwand für Einbau

Zu hohe Konsistenz:

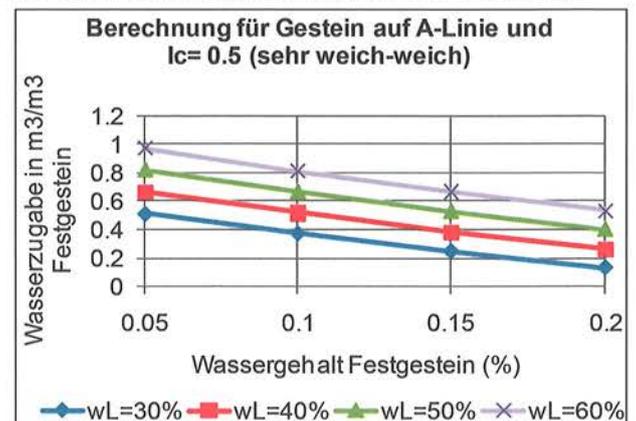
- Hohes Schneidrad- und Schneckendrehmoment
- Hoher Stromverbrauch und Temperaturentwicklung

- Klumpenbildung beim Schneckenauswurf, in Übergeben und auf der Deponie
- Hoher Verschleiss

Wird ein Baugrund mit einer hohen Konsistenz zu einem Erdbrei umgewandelt, so können die folgenden Probleme auftreten:

1. Ein Erdbrei ist selten im Gleichgewicht. Er enthält Klumpen von nicht dispergiertem, feinkörnigem Material die der Matrix Wasser entziehen. Da dieser Prozess zeitabhängig ist, kann es vor allem bei Stillständen zu einer Erhöhung der Konsistenz im Erdbrei kommen. Das Anfahren nach Stillständen kann sich dementsprechend schwierig gestalten.
2. Gesteine mit einer hohen Konsistenz haben einen enormen Wasserbedarf. Dieser Wasserbedarf ist abhängig von der Konsistenz in der man den Erdbrei herstellen will, vom Wassergehalt im Festgestein und von den Atterberggrenzen. In der folgenden Abbildung wurde der theoretische Wasserbedarf für ein Gestein mit unterschiedlichen Wassergehalten und mit verschiedenen Fließgrenzen berechnet. Für ein mittelplastisches Gestein beträgt demnach der Wasserbedarf bei einem Eigenwassergehalt von 10% ca. 500l je Kubikmeter Festgestein.

Bild 2: Wasserbedarf für die Herstellung eines Erdbreies mit einer Konsistenz von $l_c = 0.5$ in Abhängigkeit von der Fließgrenze und dem Wassergehalt im Festgestein.



Diese hohe Wasseruntersättigung im Ausbruchmaterial kann zum Wasserentzug aus dem Schaum führen. Der Schaum wird dadurch zerstört und gibt seine gebundene Luft ab. Diese Luft strömt in die Firste der Abbaukammer. Sie kann dort insofern problematisch sein, als sie Raum schafft für unkontrollierte Bergwasserzutritte [1].

Zur Herstellung eines Erdbreis bedarf es je nach Ausbruchmaterial zwischen 0.3 bis 1.1 l Tensid je Kubikmeter Festgestein. Die Deponierung von konditioniertem Ausbruchmaterial ist vor allem deshalb nur eingeschränkt möglich, weil Tenside löslich sind und zu einem Anstieg des DOC-Gehaltes im Grundwasser führen können. Noch ausgeprägter als beim Tensid erhöhen die Polymere den DOC-Gehalt im Grundwasser. Ihre Anwendung ist daher aus Umweltgründen stark eingeschränkt.

2 Verklebungsproblematik

2.1.1 Entstehung von Verklebungen

Die verschiedenen TBM-Typen erlauben unterschiedliche Massnahmen gegen Verklebungen. Da es sich bei diesen Massnahmen teilweise um Sondermassnahmen handelt, können Verklebungen die Vortriebsleistungen sehr stark bis hin zum kompletten Stillstand reduzieren.

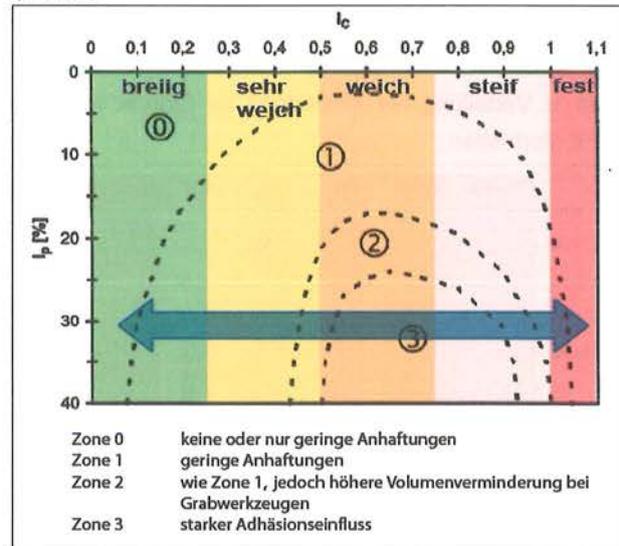
Verklebungen entstehen beim Zusammentreffen von Wasser und verklebungsanfälligem Baugrund.

Das Wasser kann entweder im Baugrund schon enthalten sein (geringe Konsolidierung, Verwitterung), oder es fließt dem Baugrund über poröses Gestein, Klüfte oder Karst zu, oder es wird bei der Konditionierung dem Ausbruchmaterial zugegeben. Im zweiten Fall führt in der Regel das feinkörnige Gestein nur wenig Wasser und liegt in einer hohen Konsistenz vor. Erst die Vermischung in der Abbaukammer führt zu einer Aufweichung und zu einer Veränderung im Ausbruchmaterial hin zu einer verklebungskritischen Konsistenz.

Problematisch an den maschinellen Vortrieben mit einer teilgefüllten Abbaukammer ist dabei der Umstand, das sie zyklisch zwischen Vortriebs- und Stillstandphasen wechseln. Während den immer wiederkehrenden Stillstandsphasen wie Ringbau oder Unterhalt kann das

Bergwasser einem Vortrieb zufließen. Dabei bildet sich eine Wasserlache an der Basis der Abbaukammer. Dieses Wasser kann in der Regel nicht gefasst und abgeleitet werden. Es muss daher zusammen mit dem Ausbruchmaterial aus der Abbaukammer abtransportiert werden. Die Aufnahme des Vortriebs nach einer Stillstandsphase führt zu einer Vermischung von Bergwasser und Ausbruchmaterial. Das verklebungskritische Ausbruchmaterial wird dadurch in seiner Konsistenz reduziert und kommt in den verklebungskritischen Konsistenzbereich. Im modifizierten Diagramm von Schlick [2] ist der Einfluss der Konsistenz auf die Entwicklung von Verklebungen zu erkennen.

Bild 3: Verklebungspotential nach Schlick [2] mit beispielhaften Konsistenzwechseln auf Grund von zyklischen Wechseln zwischen Vortrieb und Stillstand für $l_p=30\%$.



Erst durch den Abbau von weiterem trockenem Gestein nimmt die Konsistenz im Ausbruchmaterial wieder zu. Ausgenommen die Bergwasserzutritte sind so hoch, dass der Zufluss an Wasser höher ist wie die Zufuhr von trockenem Ausbruchmaterial durch den Vortrieb. Problematisch wird es vor allem dann, wenn die Verklebungen zu einer Reduktion der Vortriebsleistungen führen und dadurch das Bergwasser mehr Zeit erhält einem Vortrieb zu zufließen.

Verklebungen entwickeln sich meistens nach dem gleichen Ablauf:

1. Befeuchtung Oberfläche und Auffüllen von Vertiefungen und Ecken mit Ausbruchmaterial geringer Konsistenz
2. Anhaften von trockenem Ausbruchmaterial an nasser Oberfläche
3. Mit zunehmenden Verkebrungen: Verengung Förderstrom
4. Ausbruchmaterial wird gepresst. Dadurch klebt auch Ausbruchmaterial mit geringen Wassergehalten und geringerem Verklebungspotential an
5. Pressung führt zu Reibung und zu Temperaturentwicklung
6. Druck, Reibung und Temperaturentwicklung pressen das Wasser aus und führen zu zähen und harten Verklebungen
7. Die zähen und harten Verklebungen stützen die weichen und fließfähigen Verklebungen in den Vertiefungen (z.B. Meisselkasten) ab.

Da die Probleme beim Vortrieb mit vollgefüllter Abbaukammer stark TBM-abhängig sind, wird darauf im nächsten Kapitel eingegangen.

2.1.2 Verklebungen im Hartgesteinsvortrieb mit Bandaustrag

Maschinen mit Bandaustrag können zulaufendes Bergwasser über Öffnungen in der Staub- oder Druckwand knapp über der Sohle ableiten. Allerdings schließen sich diese Öffnungen beim Auftreten von Verklebungen und das Wasser kann aus der Abbaukammer nicht mehr abgezogen werden. Bedingt durch die Konstruktion des Bohrkopfes, die Räumerkanaäle und den Übergabetrichter auf das Förderband ist dieser TBM-Typ stark anfällig auf Verklebungen. Letztere können in der Regel nur händisch entfernt werden. Dadurch reduziert sich die Vortriebsleistung stark.

2.1.3 Verklebungen bei TBM's mit Suspensionskreislauf

Beim Vortrieb mit einem Suspensionskreislauf können Verklebungen an den folgenden Stellen auftreten:

- Schneidrad (Töpferscheibe)
- Anlagerung Tauchwand
- Verstopfung Ansaugstutzen
- Verstopfung Siebe in Separieranlage

Teilweise kann es in feinkörnigem Ausbruchmaterial zu gegenläufigen Problemen kommen:

Um den Separieraufwand in Grenzen zu halten wird versucht das feinkörnige Ausbruchmaterial möglichst wenig in der Suspension dispergieren zu lassen. Dieses nicht dispergierte Material hat dann allerdings die Tendenz sich in strömungsarmen Ecken und Winkeln abzusetzen und anzubacken. Haben sich Verklebungen ausgebildet, sind sie mit den vorhandenen technischen Installationen häufig nicht mehr zu entfernen. Sie müssen daher über Einstiege ebenfalls händisch entfernt werden. Da die Zugänglichkeit allerdings sehr erschwert ist, führen diese Sondermassnahmen zu einer massiven Leistungsreduktion.

2.1.4 Verklebungen bei EPB-TBM's

Bei EPB-TBM's gilt es zwischen Verklebungen bei Fahrt mit teilgefüllter und vollgefüllter Abbaukammer zu unterscheiden. Bei der Fahrt mit einer vollgefüllten Abbaukammer kann es zu folgenden Problemen infolge von Verklebungen kommen:

- Entstehung 2-Phasengemisch (z.B. nach Werkzeugwechsel)
- Töpferscheibe vor Schneidrad
- Zu hohes Drehmoment infolge zu hohe Konsistenz im Erdbrei
- Gewaltschäden an Rollenmeissel

Mit Ausnahme der defekten Rollenmeissel, die händisch ausgetauscht werden müssen, können diese Verklebungen mit den vorhandenen Installationen (z.B. gezielte Schaum- oder Wasserzugabe) entfernt werden.

Bei der Fahrt mit einer teilgefüllten Abbaukammer kommt es zu den oben erwähnten Verklebungen.

Mit der vorhandenen Technik lassen sich allerdings diese Verklebungen entweder vermeiden, oder wenn einmal aufgetreten, wieder entfernen. Dabei sind folgende Möglichkeiten gegeben:

1. Umhüllen des verklebungskritischen Ausbruchmaterials mit trockenem nicht klebendem Ausbruchmaterial (z.B. durch Umdrehen der Schneidradrehrichtung nach einem Stillstand wird das locker gelagerte Ausbruchmaterial auf die Wasserlache geworfen).

2. Schmierung mit gezielten Wasser- oder Schaumzugaben bei hohem Drehmoment (z.B. gezielte Wasser- oder Schaumzugaben auf die Förderschnecke)
3. Reduktion der Konsistenz im Ausbruchmaterial durch Zugabe von Wasser oder Schaum

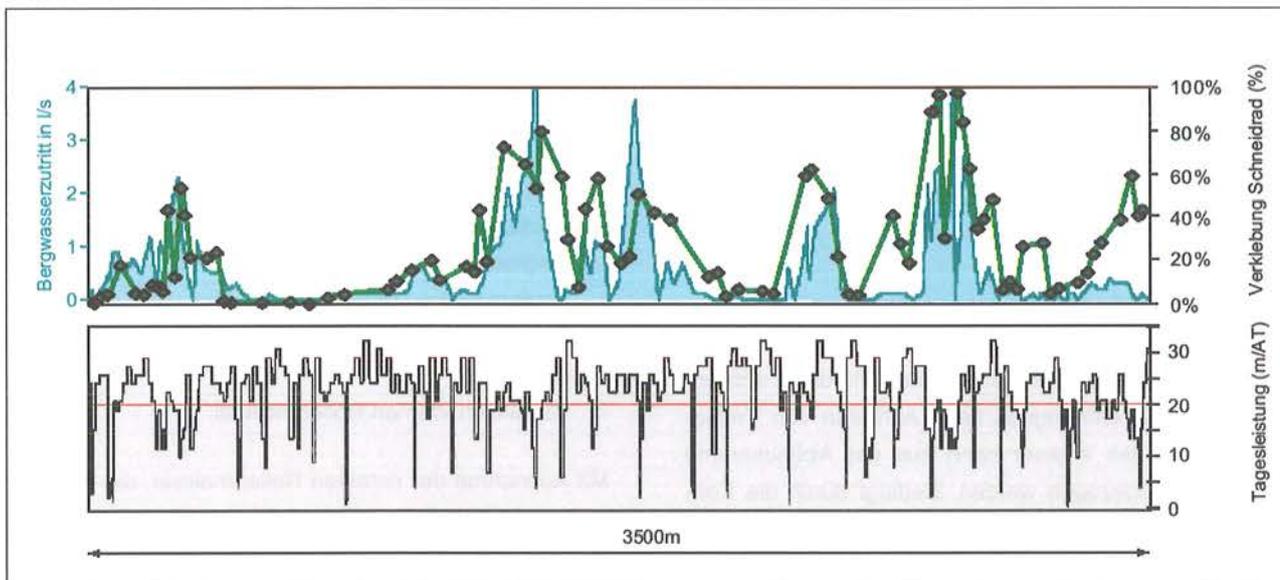
Wobei in der Regel versucht wird, so lange wie möglich mit den Massnahmen 1-2 den Vortrieb zu gewährleisten, und erst, wenn dies nicht mehr möglich ist, wird das Ausbruchmaterial «verflüssigt.» Diese Massnahmen lassen sich allerdings nur dann erfolgreich umsetzen, wenn auf den nachfolgenden Anlagen Schwankungen der Konsistenz ausgeglichen (Stabilisierung) werden können.

Mit genügend Erfahrungen beim Vortriebspersonal und dem richtigen Equipment lassen sich auch in stark verklebungsanfälligem Baugrund durchschnittliche Vortriebsleistungen von über 20m pro Arbeitstag erreichen.

3 Referenzen

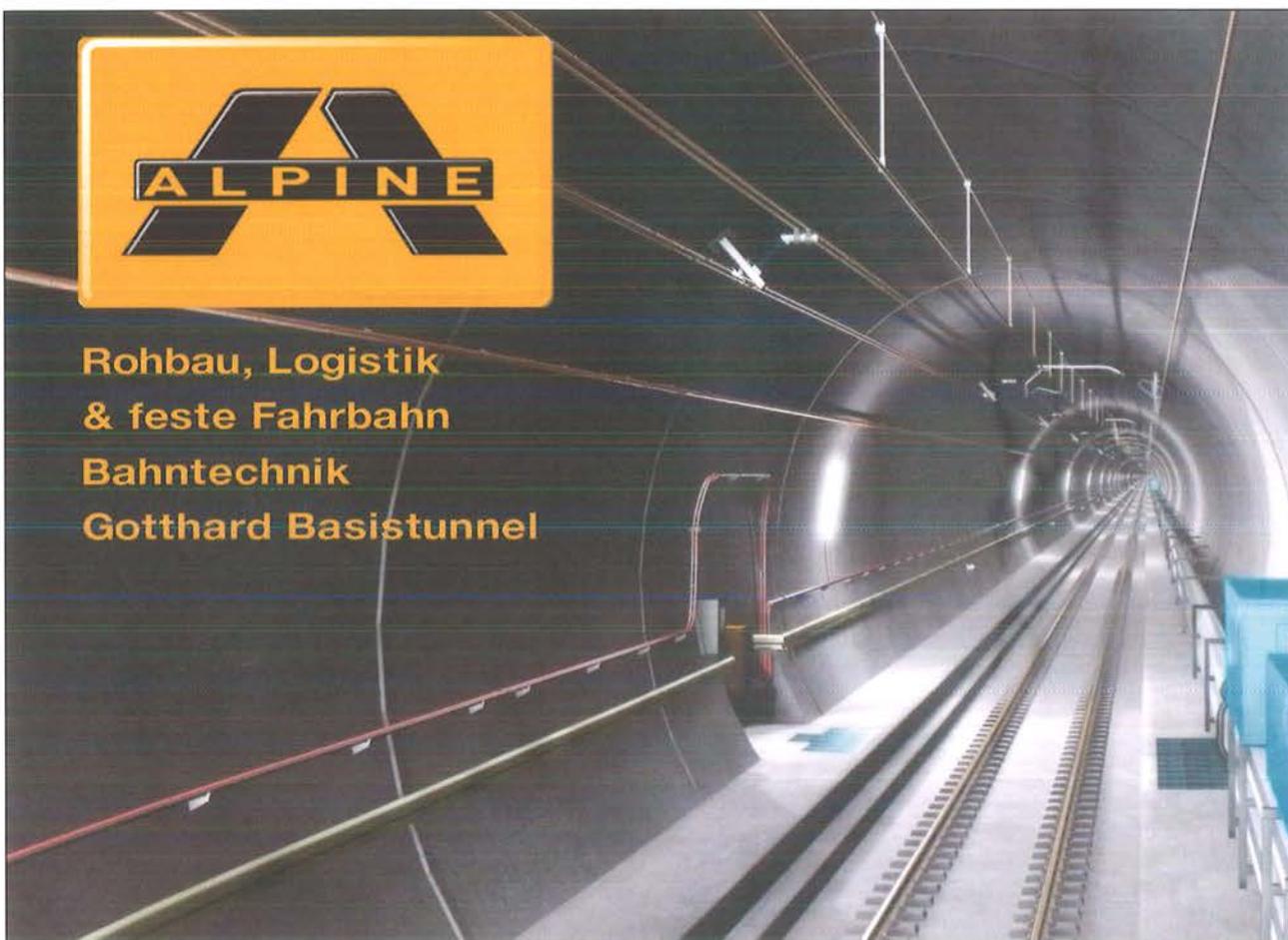
- [1] WEH, ZWICK & ZIEGLER (2009), Maschinenvortrieb im verklebungsanfälligem Baugrund, Teil 2, Tunnel 2/2009, S. 25
- [2] SCHLICK (1989), Adhäsion im Boden-Werkzeug-System, Institut für Maschinenwesen im Bauwesen, Karlsruhe

Bild 4: Abhängigkeit der täglichen Vortriebsleistung von Bergwasserzutritten und den daraus folgenden Verklebungen in einem EPB-Vortrieb.





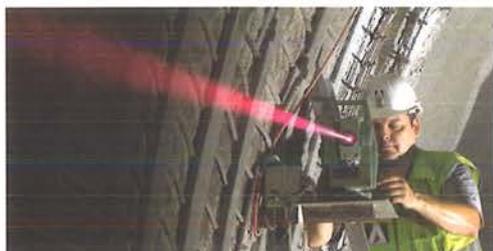
**Rohbau, Logistik
& feste Fahrbahn
Bahntechnik
Gotthard Basistunnel**



Amberg Engineering AG
Umfassende Ingenieurkompetenz im Untertagbau:
Neubau, Bauwerkserhaltung, Projektmanagement.



Amberg Technologies AG
Spitzentechnologie in der Messtechnik:
Bahn- und Tunnelvermessung, Vorauserkundung.



Die Amberg Gruppe

Einmalige Kompetenz
im Untertagbau

www.amberg.ch



VersuchsStollen Hagerbach AG
Forschungs- und Ausbildungskompetenz:
Versuchsstollenanlage, Prüflabore, Seminare.





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

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

www.aon.ch

Whatever your challenges are

www.meyco.basf.com

 **BASF**
 The Chemical Company

Expanding Horizons

Underground

MEYCO

BASF Construction Chemicals Europe AG ■ Vulkanstrasse 110 ■ 8048 Zürich ■ Telefon +41 (0)58 958 22 11 ■ Telefax +41 (0)58 958 34 15



Innovativ — Unabhängig — Führend

Zimmerberg-Basistunnel, Zürich–Thalwil (CH)
 Durchmesserlinie, Zürich (CH)
 AlpTransit Gotthard, Altdorf/Rynächt (CH)
 Wienerwaldtunnel, Wien–St.Pölten (A)
 Koralmtunnel, Graz–Klagenfurt (A)

www.bhz.ch

Basler & Hofmann

Bildquelle: Basler & Hofmann

belloli

Wir denken voraus. Seit über 100 Jahren.

Wir sind bekannt für die Entwicklung, Herstellung und Lieferung von Maschinen und Einrichtungen auf dem Gebiet des Tunnelbaus, sowie im allgemeinen Bauwesen.

Belloli SA, CH-6537 Grono
 Telefon +41 (0)91 820 38 88, Fax +41 (0)91 820 38 80, info@belloli.ch, www.belloli.ch



Wir können es besser. Und wirtschaftlicher.

rowa
 TUNNELLING LOGISTICS



Rowa vereint hohe Kompetenz im Anlagenbau und langjährige Erfahrung im Untertagebau. Intelligente Gesamtlösungen vom Vortrieb bis zur Deponie sind unser Markenzeichen: Sie garantieren eine überdurchschnittliche Betriebssicherheit und eine hohe Wirtschaftlichkeit.

Wir können es besser—weltweit. Das Vertrauen unserer Kunden beweist es.

Rowa Tunnelling Logistics AG, Leuholz 15, CH-8855 Wangen SZ
 Telefon +41 (0)55 450 20 30, Fax +41 (0)55 450 20 25, rowa@rowa-ag.ch, www.rowa-ag.ch

Die Natur ist unser Vorbild

BG
Ingénieurs Conseils
Ingenieure & Berater
Consulting Engineers

Das vernetzte Denken unsere Stärke

So schaffen wir nachhaltigen Lebensraum

www.bg-21.com

SINCE

Consorzio TAT
Tunnel AlpTransit Ticino – Bodio Los 554 / Faido Los 452







FiReP®
Fiber Reinforced Polymer

GFK Platte & Mutter

GFK Matten

Soft-Eye Bewehrung

GFK Ortsbrustanker

FiReP® GFR Anwendungen
- kreative Lösungen mit Profil -

FiReP International AG
Alte Jonastrasse 83
CH-8640 Rapperswil
Schweiz
Phone: +41 (0)58 596 50 00
Fax: +41 (0)58 596 50 05
E-mail: info@firep.ch
Internet: www.firep.com

**FISCHER
RISTA AG**

Vorsprung verbindet

**Bauen Sie schon heute
mit dem Standard von morgen.**

Fischer Rista AG ist der führende Schweizer Hersteller von Bewehrungen in praktisch jeder Form. Unsere Qualitätsprodukte von höchster Güte und Präzision haben sich tausendfach bewährt und werden laufend an die steigenden Ansprüche angepasst und perfektioniert.

Unser Beitrag für effizientes Bauen und mehr Sicherheit.

Fischer Rista AG Hauptstrasse 90 | CH-5734 Reinach | Telefon +41(0)62 288 15 75
Telefax +41(0)62 288 15 76 | info@fischer-rista.ch | www.fischer-rista.ch


Frutiger

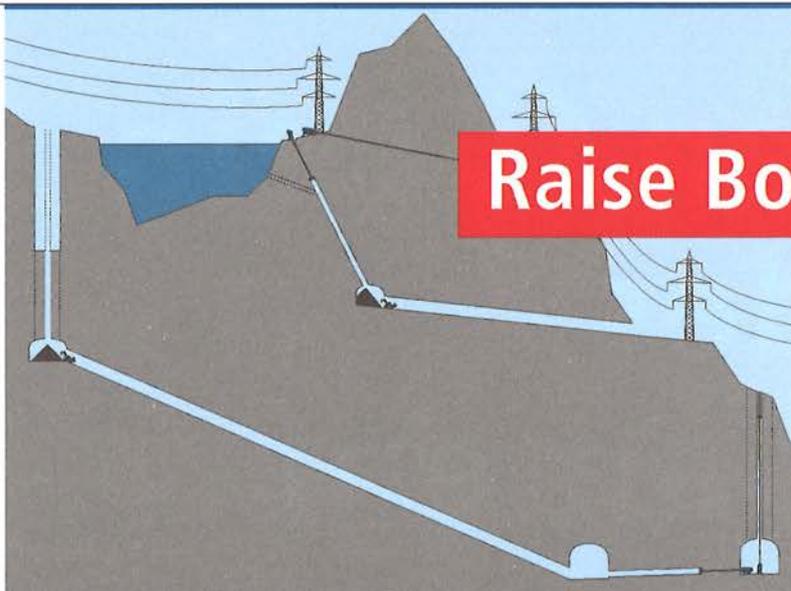
BAUEN FÜR MORGEN

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



Raise Boring

F E L S
T E C H
N I K
G
Gasser

**Neue Herausforderungen
erfordern neue
Lösungen**



Gasser Felstechnik AG
6078 Lungern
Tel. 041 679 77 77
www.felstechnik.ch

**Raise Boring | 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 3.000 Mitarbeiter und 61 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



Bauen für ein solides Fundament

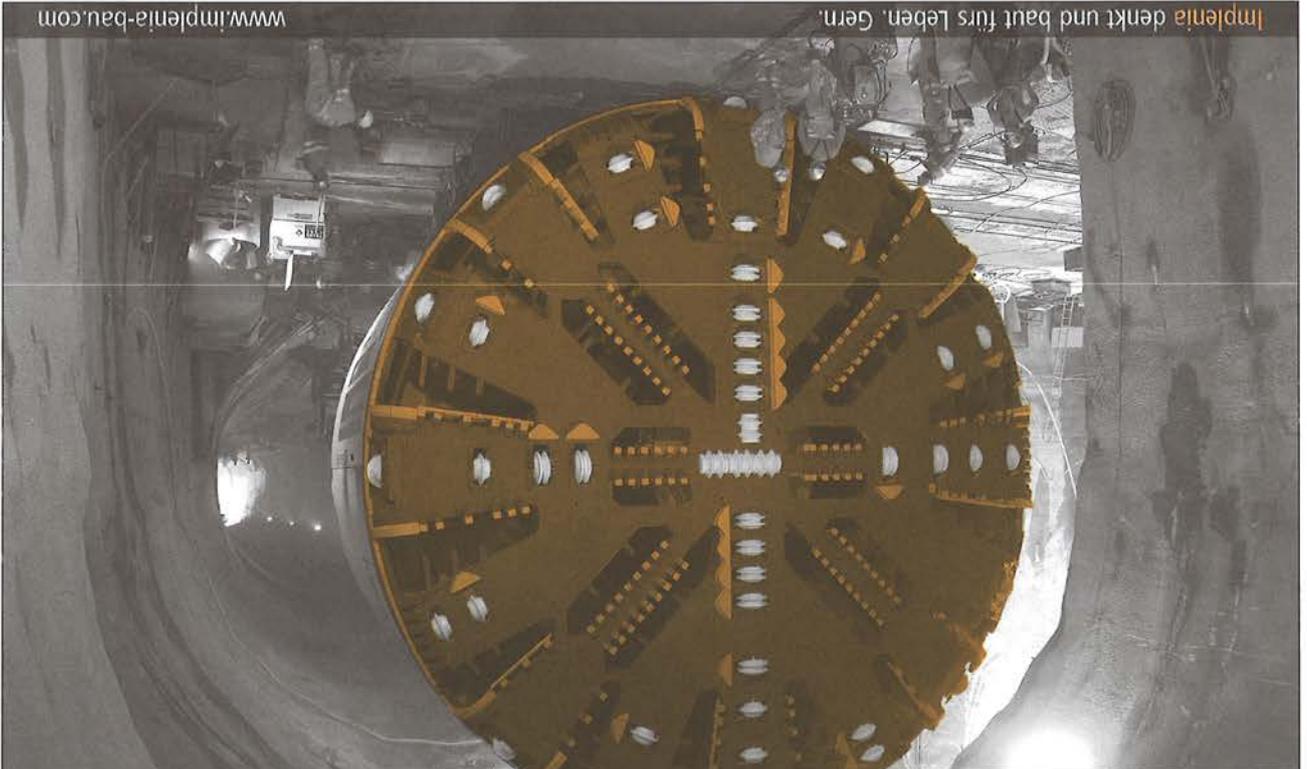


Holcim (Schweiz) AG, 8050 Zürich,
Telefon 058 850 68 68, www.holcim.ch

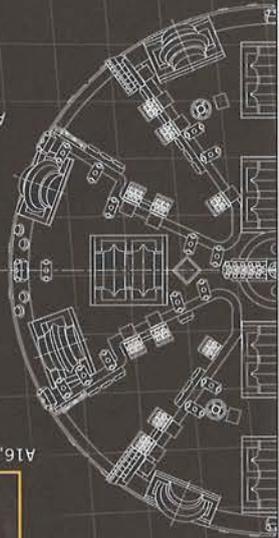
Implenia Die Untertagbauer. 

Implenia denkt und baut fürs Leben. Gern.

www.implenia-bau.com



INFRA TUNNEL

A5, Tunnel de Serrères (NE)

A16, Tunnel du Neu-Bois (JU)

m2, Métro de Lausanne, lot 1900 (VD)

CFF, Tunnels du Mormonts (VD)

A16, Tunnel de Sous le Mont (BE)

FROMCO, Caves à fromages (VD)

Infra Tunnel SA - Rue de la Gare 15c - 2074 Marin, Switzerland - www.infratunnel.ch



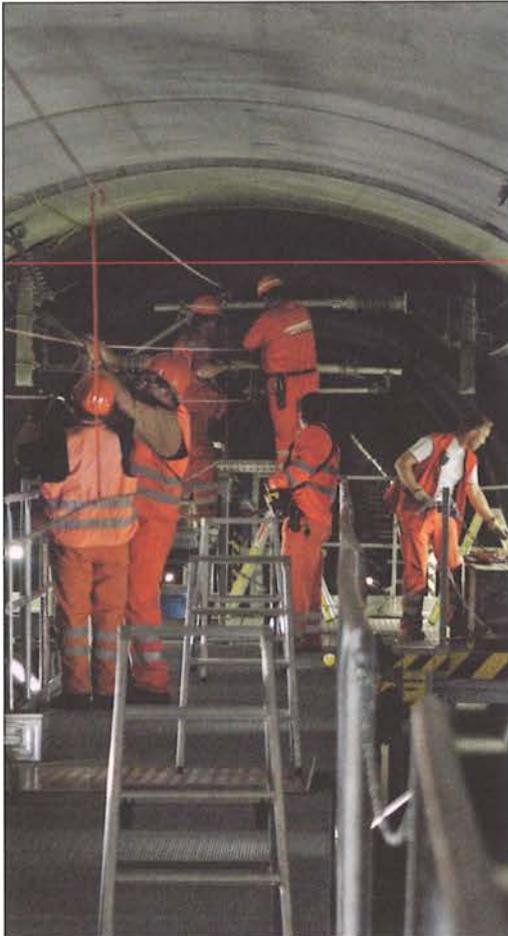
Schweizer Qualitätszement aus Wildegg



jc **jura cement**

Jura-Cement-Fabriken CH-5103 Wildegg
Tel. 062 88 77 666 · Fax 062 88 77 669
www.juracement.ch

The bottom section of the advertisement features a stylized logo consisting of overlapping triangles in red, green, and yellow. To the right of the logo is the company name 'jura cement' in a bold, sans-serif font. Below the name, the company's address, telephone number, fax number, and website are listed.



Fahrleitungsanlagen Lötschberg-Basistunnel Gotthard-Basistunnel

- Projektierung
- Versuche
- Fahrleitungsmaterial
- Montage

Kummler+Matter AG
Hohlstrasse 176
CH-8026 Zürich
Telefon +41 44 247 47 47
www.kuma.ch



Ihr Partner
mit Tradition und
Innovation



Lombardi AG Beratende Ingenieure
Via R. Simen 19 | CH-6648 Minusio
Tel. ++41 (0)91 744 60 30 | Fax ++41 (0)91 743 97 37
E-mail: info@lombardi.ch | www.lombardi.ch

LOMBARDI AG
BERATENDE INGENIEURE



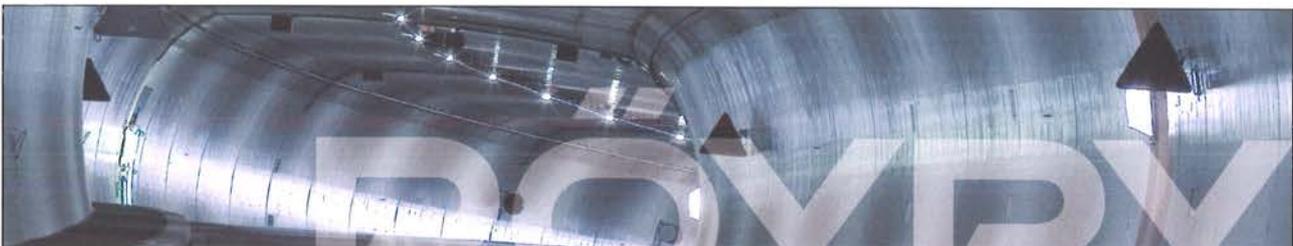
Marti Holding AG
Dauunternehmungen



Marti baut

Ihr Spezialist für Grossprojekte in den Bereichen Tunnelbau
und Fördertechnik.

Marti Holding AG Bauunternehmungen Grubenstrasse 11 CH-3322 Schönbühl
Tel. +41 31 388 75 75 Fax +41 31 388 75 01 info@martiag.ch www.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.

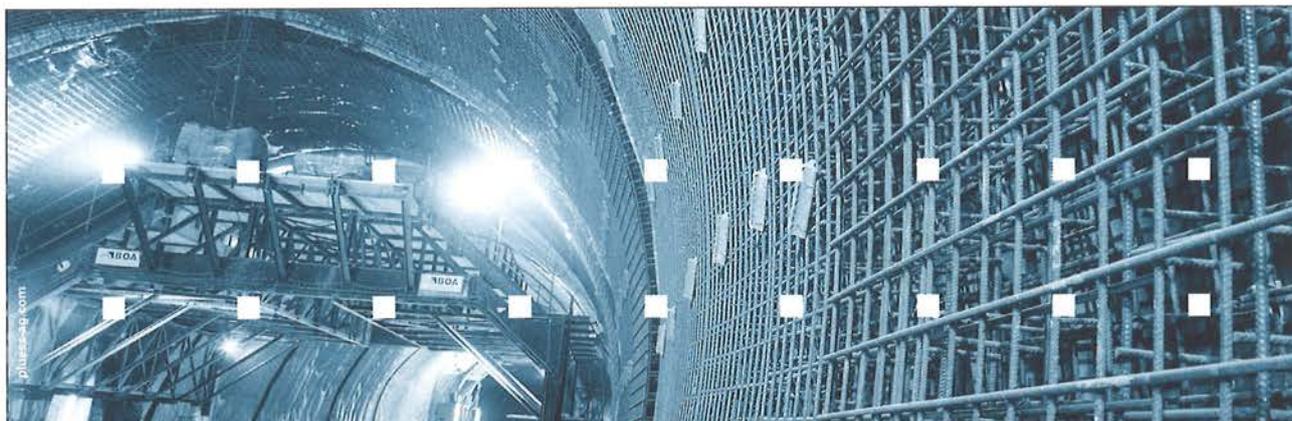
Pöyry Infra AG

Hardturmstr. 161, Postfach, 8037 Zürich, Telefon +41 44 355 55 55, infra.ch@poyry.com



Competence. Service. Solutions.

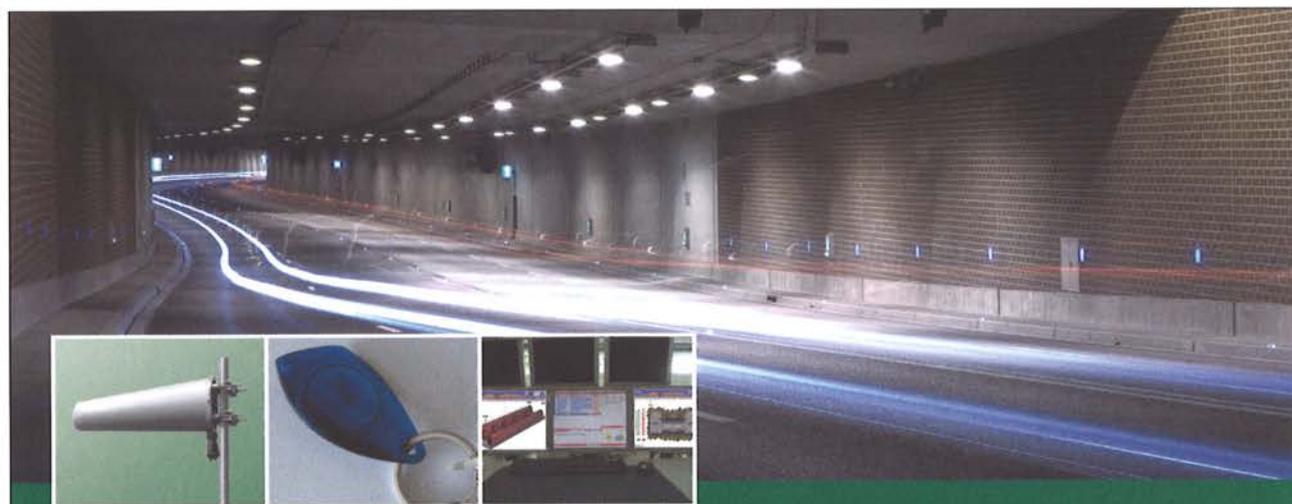
www.poyry.ch



Bewehrungsmatten, Injektionsanker, Fasern. Ob System oder massgeschneiderte Lösung – unsere Produkte rationalisieren die Arbeiten am Tunnel.
Ruwa – Vielseitigkeit ist unsere Stärke.

RUWA Drahtschweisswerk AG
 3454 Sumiswald

www.ruwa-ag.ch



Technische Höchstleistungen für maximalen Schutz.

Securiton – Ihr Partner für sicheren Untertagebau.

Securiton AG
 Alarm- und Sicherheitssysteme
 Alpenstrasse 20, CH-3052 Zollikofen
 Tel. +41 31 910 11 22, Fax +41 31 910 16 16
www.securiton.ch, info@securiton.ch

Ein Unternehmen der Securitas Gruppe Schweiz

 **SECURITON**

Für Ihre Sicherheit



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



www.sika.ch

hiDCon® – Elemente im Tunnelbau

hiDCon[®]

► Konvergenzfähige Spritzbetonschale



Zugangsstollen St. Martin la Porte, Frankreich (Quelle: Razol, Billinger Berger, Pizarotti)

► Modulares Knautschsystem



Hebungszone Chienberg-Strässentunnel, Schweiz (Quelle: Aegerter & Bosshardt AG)

hiDCon - Elemente sind die optimale Lösung um Gebirgsspannungen beim Tunnelbau in druckhaften und quellfähigen geologischen Formationen zu reduzieren. hiDCon erfüllt die gleichen Qualitätsstandards wie unsere weltweit bekannten geotechnischen und hydro-geologischen Messsysteme.

SOLExperts
Swiss Precision Geomonitoring

Mehr Informationen finden Sie unter:
www.hidcon.ch – www.solexperts.com
Telefon +41 44 806 29 29

STRABAG

STRABAG AG Tunnelbau Schweiz

Bifang 4, CH-6472 Erstfeld
 Telefon +41 41 882 11 11
 Telefax +41 41 882 11 10
 E-Mail tunnelbau-schweiz@strabag.com
 Internet www.strabag.ch
 Internet www.agn-erstfeld.ch

WIR SCHAFFEN RAUM FÜR KOMMENDE GENERATIONEN

ARGE TRANSCO - Sedrun



Implenia Bau AG



Frutiger AG



Bilfinger Berger
Ingenieurbau GmbH



Pizzarotti S.p.A.

transtec gotthard

Transtec Gotthard ist der erfahrene Partner für Bahntechnik im Tunnel.





© BUS INERZ AG

Successful products for track systems



TRIBETON®
a brand of CREABETON MATERIAUX AG
www.tribeton.ch



VIGIER
VIGIER CEMENT AG
www.vicem.ch

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





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



www.swisstunnel.ch

Dokumentationen/Documentations

Grundlagen / Bases

D 015	198/	Der Nutzen eines professionellen Projektmanagements für den Bauherren
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 0178	2002	Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 2001 / Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 2001
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 0204	2004	Passation de marchés – Recommandations pour les domaines de l'architecture, de l'ingénierie et des branches apparentées
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
D 0233	2009	Lohnerhebung 2009 / Enquête sur les salaires 2009 / Indagine salariale 2009

Ingenieurbau / Génie civil

D 076	1991	Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA
D 095	1992	Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk
D 099	1993	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse / Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0128	1995	Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen
D 0129	1996	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse / Conservation des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0133	1997	Ermüdung von Betonbauten
D 0141	1997	Bauwerkserhaltung und Wirtschaftlichkeit – Perspektiven einer modernen Aufgabe Conservation des ouvrages et économie – perspectives d'un domaine d'activité moderne
D 0143	1997	AlpTransit: Das Bauprojekt – Schlüsselfragen und erste Erfahrungen
D 0144	1997	Erhaltung von Betontragwerken – Einführung in die Empfehlung SIA 162/5 Conservation des structures en béton – Introduction dans la recommandation SIA 162/5
D 0147	1999	Brückenabdichtungssysteme mit Polymerbitumen-Dichtungsbahnen – Untergrundvorbereitung, Haftvermittler, Dichtungsbahnen Systèmes d'étanchéité de ponts avec lés d'étanchéité à base de bitume polymère – Préparation des supports, enduits d'apprêt, lés d'étanchéité
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	2001	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 0190	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)
D 0232	2009	Swiss Tunnel Congress 2009 – Fachtagung für Untertagbau (Band 8)

Architektur / Architecture

D 077	1991	Bauen mit Lehm
D 0161	1999	Geschichte des Architekturwettbewerbs
D 0163	2000	Bauerneuerung – Projektieren mit Methode
D 0172	2002	Vers une architecture éphémère
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 082	1991	Déchets urbains: Technologie, économie et politique
D 093	1997	Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493 – Erläuterung und Interpretation
D 093	2000	Déclaration des caractéristiques écologiques des matériaux de construction selon SIA 493 – Explication et interprétation
D 0118	1995	Ökologie in der Haustechnik – Eine Orientierungshilfe
D 0118	1996	L'écologie dans les installations techniques du bâtiment
D 0122	1995	Ökologische Aspekte des Bauens – Versuch einer gesamtheitlichen Betrachtung
D 0134	1996	Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern
D 0137	1996	Projeter et construire en assurant un développement durable: Catalogue de critères
D 0137	1997	Progettare e costruire con criteri garantiti di uno sviluppo durevole: liste di controllo
D 0146	1998	Umweltaspekte von Beton
D 0146	2001	Béton et environnement. Eléments d'appréciation de l'impact sur l'environnement
D 0146	2001	Environmental Aspects of Concrete. Information on environmental compatibility
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	2008	Objectifs de performance énergétique SIA – Un projet de Swiss Energycodes de la KHE/SIA

Haustechnik und Energie / Installations techniques et énergie dans le bâtiment

D 035	1989	Demonstrationsprojekt Schulhaus Gumpenwiesen, Reihe «Planungsunterlagen zu Energie und Gebäude»
D 056	1990	Le soleil – Chaleur et lumière dans le bâtiment
D 088	1992	Kühlleistungsbedarf von Gebäuden
D 090	1992	Energiegerechte Schulbauten – Handbuch für Planer
D 090	1992	Constructions scolaires économes d'énergie – Manuel du concepteur
D 0115	1993	Integrale Planung II
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

Sicherheit und Schutz / Sécurité et protection

D 017	1987	Brandhemmende Textilien
D 030	1988	Korrosion und Korrosionsschutz, 3. Teil: Einsatz von «nichtrostenden» Stählen im Bauwesen
D 057	1990	Corrosion et protection contre la corrosion
D 097	1993	Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke
D 0110	1993	Symposium IDNDR – Prévention des catastrophes naturelles
D 0140	1996	Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen
D 0145	1997	Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik
D 0150	1998	Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz
D 0153	2000	Produktdokumentation: 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
D 0227	2008	Erdbebensicherung von Gebäuden – Rechts- und Haftungsfragen
D 0230	2009	Baudynamik im Holzbau
D 0231	2009	Erdbeben und Mauerwerk

