

# SWISS TUNNEL CONGRESS 2014

## Fachtagung für Untertagbau

11. + 12. Juni 2014 in Luzern



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

**Advisory Board**

Miguel Fernández-Bollo Martínez	AETOS
Robert Galler, Prof. Dr.	ITA Austria
Roland Leucker, Dr.	STUVA/DAUB
Jean Philippe	AFTES

**Organizing Committee and Editors**

Martin Bosshard, Dipl. Ing.	President Swiss Tunnelling Society
Luzi R. Gruber, Dipl. Ing.	Vice President Swiss Tunnelling Society
Gian Luca Lardi, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Stefan Maurhofer, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Pierre Michel, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Matthias Neuenschwander, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Jürg Röthlisberger, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Anton Schleiss, Prof. Dr.	Swiss Tunnel Congress
Georg Anagnostou, Prof. Dr.	Swiss Tunnel Colloquium
François Bertholet, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Colloquium
Jürg Matter, Dipl. Ing.	Member Swiss Tunnelling Society
Marco Ramoni, Dr., Dipl. Ing.	Member Swiss Tunnelling Society
Iris Otter / Viktor Gjorgjiev	Secretariat

© 2014 FGU Fachgruppe für Untertagbau

**FGU Fachgruppe für Untertagbau**

GTS Groupe spécialisé pour les travaux souterrains

GLS Gruppo specializzato per lavori in sotterraneo

STS Swiss Tunnelling Society

Herstellung/Konzeption: Roland Herr, HERR PR, Bielefeld/D

Druckvorstufe: Mohn media Mohndruck GmbH, Gütersloh/D

Druck: GGP Media GmbH, Pößneck/D

Auflage: 850 Exemplare

ISBN 978-3-033-04530-9

Swiss Tunnel Congress 2014 – Fachtagung für Untertagbau

Umschlagfoto: Roveredo, Tunnel San Fedele/CH

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



<b>Alonso, Eduardo E.</b>	Prof., Department of Geotechnical Engineering & Geosciences, UPC, Barcelona/E
<b>Anagnostou, Georgios</b>	Prof. Dr., Institut für Geotechnik, ETH Hönggerberg, Zürich/CH
<b>Bäppler, Karin</b>	Dr., Herrenknecht AG, Schwanau/D
<b>Balconi, Gabriele</b>	Sireg S.p.A., Milano/I
<b>Bauer, Franz</b>	ÖBB-Infrastruktur AG, Wien/A
<b>Belloli, Alberto</b>	Dr., Belloli SA, Grono/CH
<b>Bertholet, Simon</b>	Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
<b>Bono, Roberto</b>	Vegas Tunnel Constructors (VTC), Boulder City, NV/USA
<b>Bosshard, Martin</b>	Präsident, Fachgruppe für Untertagbau
<b>Burger, Werner</b>	Herrenknecht AG, Schwanau/D
<b>Erdmann, Paul</b>	Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt/CH
<b>Garin, Etienne</b>	BG Beratende Ingenieure AG, Lausanne/CH
<b>Gaudron, Paul</b>	EDF-DPIH-Centre d'Ingénierie Hydraulique, Livet et Gavet/F
<b>Geyer, Markus</b>	SBB Infrastruktur, Bern/CH
<b>Heinzmann, Roland</b>	SBB Infrastruktur Projekte, Visp/CH
<b>Herrenknecht, Martin</b>	Dr.-Ing. E.h., Herrenknecht AG, Schwanau/D
<b>Höfle, Hartmuth</b>	Alptransit Gotthard AG, Luzern/CH
<b>Hutter, Martin</b>	Amt für Nationalstrassenbau (ANSB), Glis/CH
<b>Ihly, Thomas</b>	AF Consult Switzerland AG, Baden/CH
<b>Isler, Martin</b>	BLS Netz AG, Bern/CH
<b>Keller, Markus</b>	Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH
<b>Kradolfer, Werner</b>	Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH
<b>Ledesma, Alberto</b>	Prof., Department of Geotechnical Engineering & Geosciences, UPC, Barcelona/E
<b>Lehner, Wolfgang</b>	Strabag AG, Wien/A
<b>Lequertier, Gilles</b>	Infra Tunnel SA, Marin/CH
<b>Mandelli, Claudio</b>	Dr., Sireg S.p.A., Milano/I
<b>Müller, Stefan</b>	Frutiger AG, Thun/CH
<b>Natoli, Emanuele</b>	Dr., Sireg S.p.A., Milano/I
<b>Nicola, Antonio</b>	Salini-Impregilo S.p.A., Milano/I
<b>Nickerson, Jim</b>	Vegas Tunnel Constructors (VTC), Boulder City, NV/USA
<b>Nilipour, Nima</b>	BG Beratende Ingenieure AG, Lausanne/CH
<b>Pagani, Nicolas</b>	CSC Bauunternehmung AG, Lugano/CH
<b>Peila, Daniele</b>	Prof. Dr., Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Politecnico di Torino/I
<b>Ramoni, Marco</b>	Dr., Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH
<b>Reber, Andreas</b>	Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
<b>Reber, Thomas</b>	Lombardi AG, Minusio/CH
<b>Schneider, Alex</b>	Dr., Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH
<b>Schwegler, Benno</b>	Kraftwerke Oberhasli AG, Innertkirchen/CH
<b>Seegers, Jörg</b>	Projektrealisierungsgesellschaft U5 mbH, Berlin/D
<b>Seiler, Peter</b>	SRP Schneller Ritz und Partner AG, Brig/CH
<b>Sennhauser, Ulrich</b>	Bächtold & Moor AG, Bern/CH
<b>Suter, Erich</b>	Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH
<b>Tanner, Simon</b>	Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH
<b>Theiler, Andreas</b>	Lombardi AG, Luzern/CH
<b>Viry, Emmanuel</b>	CSC Bauunternehmung AG, Lugano/CH
<b>Weber, Wolfgang</b>	Jäger Bau GmbH, Schruns/A
<b>Weidinger, Andreas</b>	Bundesamt für Strassen ASTRA, Winterthur/CH
<b>Zimmermann, Andreas</b>	Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

## Inhalt • Contents

- 6 Bosshard, Martin Vorwort • Preface
- 10 Geyer, Markus Tunnelstrecken in der Schweiz – Eine Herausforderung für die SBB  
*Tunnel Routes in Switzerland – A Challenge for the SBB*
- 20 Kradolfer, Werner  
Heinzmann, Roland  
Zimmermann, Andreas Simplontunnel/CH – Massnahmen für Sicherheit und Instandsetzung eines über 100-jährigen Tunnels  
*Simplon Tunnel/CH – Measures for Safety and Repair of a more than 100-Year old Tunnel*
- 32 Suter, Erich  
Weidinger, Andreas  
Reber, Thomas Galgenbucktunnel/CH – Tunnelbau im urbanen Bereich  
*Galgenbuck Tunnel/CH – Tunnelling in an Urban Area*
- 42 Müller, Stefan  
Isler, Martin  
Sennhauser, Ulrich Tunnel Rosshäusern/CH – Herausforderungen und erste Erfahrungen  
*Rosshäusern Tunnel/CH – Challenges and initial Findings*
- 54 Keller, Markus  
Höfle, Hartmuth Logistikschächte Sedrun/CH – Der Schlüssel zum Erfolg  
*Logistics Shafts Sedrun/CH – The Key to Success*
- 68 Hutter, Martin  
Seiler, Peter Tunnel Riedberg/CH – Seine bewegte Geschichte  
*Riedberg Tunnel/CH – Its eventful History*
- 80 Garin, Etienne  
Nilipour, Nima  
Ihly, Thomas Nant de Drance/CH – Ausbruch der Grosskavernen: Geschichte eines Erfolges  
*Nant de Drance/CH – Excavation of the Main Caverns: A Success Story*
- 92 Pagani, Nicolas  
Viry, Emmanuel Umfahrung Roveredo/CH – Tunnel San Fedele  
*Roveredo Bypass/CH – San Fedele Tunnel*
- 104 Gaudron, Paul Nouvel aménagement hydroélectrique de Romanche-Gavet/F – Un nouveau visage pour la vallée  
*The new Romanche-Gavet Hydroelectric Plant/F – A new Face for the Valley*
- 120 Lehner, Wolfgang  
Weber, Wolfgang Koralmtunnel/A – Logistisch komplexe Bauabwicklung des Hauptbauloses KAT2 im Spannungsfeld des Bauvertrages  
*Koralm Tunnel/A – Logistical complex Execution of Construction of the main Contract Section KAT2 within the Area of Conflict posed by the Construction Contract*
- 134 Alonso, Eduardo E.  
Ledesma, Alberto Hochgeschwindigkeits-Bahntunnel kreuzen das Zentrum von Barcelona/E – Planung, Bau und Leistungsfähigkeit  
*High Speed Railway Tunnel Crossing of Downtown Barcelona/E – Design, Construction and Performance*
- 144 Bauer, Franz Semmering-Basistunnel neu/A – Das Projekt und seine wechselvolle Geschichte  
*New Semmering Base Tunnel/A – The Project and its Eventful History*
- 154 Erdmann, Paul  
Seegers, Jörg U-Bahn U5 in Berlin/D – Bau unter geotechnisch anspruchsvollen Randbedingungen  
*Metro U5 in Berlin/D – Construction under Geotechnically Demanding General Conditions*



- 166** Nicola, Antonio  
Nickerson, Jim  
Bono, Roberto et al. Lake Mead/USA – Zulauftunnel Nr. 3 – Grenzen überwinden  
*Lake Mead/USA – Intake Tunnel No. 3 – A Step beyond the Limits*
- 174** Burger, Werner  
Herrenknecht, Martin  
Bäppler, Karin Istanbul Strait Road Tunnel/TR – Projektanforderungen und TBM-Lösungen  
*Istanbul Strait Road Tunnel/TR – Project Challenges and TBM Solutions*
- 186** Reber, Andreas Solbakk-Tunnel/N – Längste Fjordunterquerung im Bau  
*Solbakk Tunnel/N – Longest Fjord Undercrossing under Construction*

### Swiss Tunnel Colloquium 2014

#### Ankerung im Tunnelbau mit Schwerpunkt Brustanker *Anchoring in Tunnelling with the Focus on Face Anchors*

- 198** Anagnostou, Georgios Einführung • Introduction
- 200** Ramoni, Marco  
Anagnostou, Georgios Brustankerung – Statische Wirkungsweise und Dimensionierung  
*Face Anchoring – Static Method of Working and Dimensioning*
- 214** Peila, Daniele Verstärkung der Ortsbrust – Praktische Erfahrungen aus Italien  
*Face Reinforcement – Execution Aspects and Experiences from Italy*
- 224** Belloli, Alberto Ankerung im Tunnelbau – Die zur Verfügung stehenden Mittel  
*Rockbolting in Tunnelling – Available Systems*
- 238** Theiler, Andreas Ortsbrustanker im druckhaften Gebirge (TzM Nord) – Sicht des Planers  
*Face Anchors in squeezing Rock (TzM North) – The Planner's Perspective*
- 250** Schwegler, Benno Anker im druckhaften Gebirge (TzM Nord) – Sicht des Unternehmers  
*Anchors in squeezing Rock (TzM North) – Contractor's Perspective*
- 262** Lequertier, Gilles Soutènement du front par ancrage – Expériences de la pratique  
*Face Anchoring Support – Practical Experiences*
- 272** Tanner, Simon  
Schneider, Alex Ortsbrustsicherung bei Vollausbuch im Lockergestein – Tunnel der Umfahrungen Bazenheid und Visp  
*Face Supporting given full-face Excavation in Soft Ground – Tunnels for the Bazenheid and Visp Bypasses*
- 286** Bertholet, Simon Lange Ortsbrustanker im Lockergestein – Erfahrungen aus dem Tunnel de Court/CH  
*Long Face Anchors in Soft Ground – Findings from the de Court Tunnel/CH*
- 296** Natoli, Emanuele  
Balconi, Gabriele  
Mandelli, Claudio Glasfasern für unterschiedliche Untergrund-Projekte – Derzeitige Anwendungen  
*Glass Fiber for Underground Projects – Recent Applications*





## Vorwort • Preface

Martin Bosshard

Präsident der  
Fachgruppe für Untertagbau

President of the  
Swiss Tunnelling Society

Nach dem aus schweizerischer Tunnelbausicht herausragenden Jahr 2013 mit dem World Tunnel Congress in Genf, belegt der vorliegende dreizehnte Tagungsband des Swiss Tunnel Congress (STC) einmal mehr, welche anspruchsvollen Tunnelbauprojekte in der Schweiz realisiert werden. Auch im Ausland sind herausfordernde Projekte in Planung oder in der Ausführung, von denen wir einige mit Schweizer Beteiligung vorstellen.

In enger Zusammenarbeit mit dem Advisory Board ist es uns wieder gelungen, hochinteressante Vorträge und Themen zu einem spannenden Programm zusammenzustellen. Der Swiss Tunnel Congress pflegt stets eine grosse Offenheit gegenüber Vorhaben, bei welchen spezielle Schwierigkeiten zu bewältigen sind. In diesem Sinne sind wir gespannt auf die Ausführungen zu den Projekten.

Der Vortragstag, dieses Jahr im KKL-Konzertsaal durchgeführt, befasst sich am Vormittag mit Schweizer Projekten, Sanierungen, Neubauten und Case-Histories von Bahn- und Strassentunneln und des Kavernenbaus. Der Nachmittag ist dann ausländischen Projekten gewidmet. Wie üblich beim STC, sind es handverlesene Perlen des Tunnelbaus, mehrheitlich mit Beteiligung von Schweizer Know-how.

Der Kongress wird durch Markus Geyer, Leiter Projekte und Mitglied der Geschäftsleitung SBB Infrastruktur, mit dem Vortrag „Tunnelstrecken als Herausforderung für die SBB“ eröffnet, welcher nach der überaus positiven Abstimmung von FABI und der praktisch gleichzeitigen Eröffnung der Durchmesserlinie Zürich noch an Bedeutung gewinnt.

Das Colloquium widmet sich dieses Jahr dem Thema „Ankerungen im Tunnelbau mit Schwerpunkt Brustanker“. Ein besonderer Leckerbissen dabei ist sicherlich der Vergleich der

Following an outstanding year from the Swiss tunnelling point-of-view; 2013 with the World Tunnel Congress in Geneva and the 13<sup>th</sup> Proceedings of the Swiss Tunnel Congress (STC), lay once again testimony to the outstanding tunnelling projects that are being accomplished in Switzerland. Challenging projects are being planned or executed elsewhere, some of which with Swiss involvement that we are presenting.

We have together with the Advisory Board been able to compile an exciting programme with highly interesting papers and topics. The Swiss Tunnel Congress is always particularly open to projects, which entail overcoming special difficulties and we look forward to hearing about these projects.

The day of presentations, held this year in the KKL concert hall, deals in the morning with Swiss projects involving new tunnelling, renovation, case histories of railway and road tunnels and caverns. The afternoon is then devoted to foreign projects. As usual with the STC, there are hand-picked pearls of tunnelling, mostly involving Swiss know-how.

The Congress is opened by Mr. Markus Geyer, Director of Projects and Executive Member of the SBB infrastructure, with a lecture titled “tunnels as a challenge for the SBB”, which wins even more importance with the recent very positive result on rail transport finance (FABI) and the virtually simultaneous opening of the new Zurich Cross Rail tunnel.

The Colloquium is dedicated this year to the theme of “anchorage in tunnelling focusing on face anchors”. A special treat is certainly the comparison between the design philosophy and implementation experience in the countries of Italy, France and Switzerland.



Bemessungsphilosophie und der Ausführungserfahrung aus den Ländern Italien, Frankreich und der Schweiz.

Die Basis für die erfolgreiche Abwicklung von Grossprojekten ist die Zusammenarbeit der Zweckgemeinschaft Bauherr – Projektant/Bauleiter – ausführender Unternehmer. Unsere gepflegte Philosophie der lösungsorientierten Zusammenarbeit verschafft uns Anerkennung im In- und Ausland. Lasst uns Sorge tragen dazu!

Für den STC 2014 warten wir mit einigen Neuerungen auf, um Kongress und Ausstellung noch attraktiver zu machen: Das ganze Kongressgebäude KKL steht für den Swiss Tunnel Congress zur Verfügung, die Vorträge am Kongresstag finden neu im Konzertsaal statt und für die Ausstellung steht eine viel grössere Fläche im Erdgeschoss mit Luzerner Foyer und im Luzerner Saal zur Verfügung.

An dieser Stelle möchte ich mich ganz herzlich bei den Referenten, Tagungsleitern, Organisatoren mit ihren Helfern, Ressortleitern des Vorstandes, Bauherren und Baustellen sowie natürlich auch bei den grosszügigen Sponsoren bedanken. Nur dank ihnen gelang es, den World Tunnel Congress 2013 in der Schweiz auszurichten sowie jedes Jahr den Swiss Tunnel Congress auch im 2014 organisieren und durchführen zu können.

Ich wünsche Ihnen einen spannenden Kongress und eine anregende Lektüre.

The basis of successful large joint venture projects is the collaboration between project engineer, construction manager and main contractor. The success of our philosophy of solution-oriented cooperation which we cultivate is acknowledged at home and abroad. Let's ensure we can keep this up!

For the STC 2014, we have some new innovations to make congress and exhibition even more attractive: the whole KKL is available to the STC, the presentations at the congress have a new venue in the concert hall and stands for the exhibition have a much greater area on the ground floor utilising the Lucerne Foyer and Hall facilities.

I should like to express my particular gratitude to the lecturers, Congress chairpersons, organizers together with their assistants, board department heads, clients and construction sites as well as of course, the generous sponsors. It was only possible to stage the 2013 World Tunnel Congress in Switzerland and to be able to organize and hold the Swiss Tunnel Congress 2014 with their help.

I welcome you to Lucerne and would like to in wish interesting conference.



Martin Bosshard, President

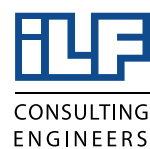
# Hauptsponsoren • Main Sponsors



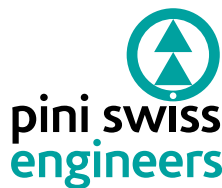
*transtec*  *gotthard*



**Basler & Hofmann**



## Hauptsponsoren • Main Sponsors



## Co-Sponsoren • Co-Sponsors

A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel  
ACO Passavant AG, Netstal  
Agir Aggregat AG, Affoltern am Albis  
Allianz Suisse Versicherungen, Wallisellen  
Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen BE  
Dörken AG, Arlesheim  
Ernst Basler + Partner AG, Zürich  
Elkuch Bator AG, Herzogenbuchsee  
FiReP International AG, Rapperswil  
Jura-Cement-Fabriken AG, Wildegg  
Kiener + Wittlin AG, Münchenbuchsee  
Liebherr Baumaschinen AG, Reiden

Locher Ingenieure AG, Zürich  
Mauerhofer & Zuber, Entreprises Electriques SA, Renens  
Nationale Suisse, Basel  
Porr Suisse AG, Altdorf  
Rascor International AG, Steinmaur  
RK safetec GmbH, A-Bregenz  
RODIO Geotechnik AG, Urdorf  
Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau  
Saint-Gobain Weber AG, Baden-Dättwil  
Sika Schweiz AG, Zürich  
Sireg, I-Arcore (Mailand)  
Solexperts AG, Mönchaltorf

Markus Geyer, Mitglied der Geschäftsleitung, SBB Infrastruktur, Bern/CH

# Tunnelstrecken in der Schweiz

## Eine Herausforderung für die SBB

Die Gesamtlänge der 296 Tunnel im SBB-Streckennetz beträgt 263 km. In den nächsten Jahren wird die Anzahl der Untertagkilometer um 61 % zunehmen. Diese Neubauten erfordern lange Projektierungs- und Bauzeiten sowie komplexe Finanzierungslösungen. Auch der Unterhalt und die Sanierung bestehender Tunnel fordert die SBB heraus, denn ein Grossteil der Untertagwerke ist zwischen 100 und 150 Jahre alt.

# Tunnel Routes in Switzerland

## A Challenge for the SBB

The 296 tunnels on the SBB network have a total length of 263 km. In the years ahead the number of sub-surface kilometres will increase by 61 %. These new structures call for protracted design and construction times as well as complex financing solutions. The maintenance and refurbishment of existing tunnels also represent a challenge to SBB, as a high proportion of them are between 100 and 150 years old.

### 1 Einführung

Die SBB unterhält das meist befahrene Bahnnetz der Welt: 9950 Züge verkehren durchschnittlich an einem Werktag darauf. Die Auslastung der Infrastruktur hat in den letzten Jahren markant zugenommen. Lag die Netznutzungseffizienz im Jahr 2002 bei 81 Zügen pro Hauptgleis und Tag, so waren es 2012 bereits 97 Züge. Das entspricht einer Zunahme von 19,5 %. Aktuelle Prognosen entsprechend wird dieser Trend anhalten. Die SBB bewegt sich deshalb in einem stetigen Spannungsfeld: Einerseits will sie ihr Angebot ausbauen, andererseits muss sie das bestehende Netz gleichzeitig unterhalten und erneuern – und dies unter anhaltendem finanziellen Druck. Sie steht unter ständiger Beobachtung der Öffentlichkeit und der Politik. Die SBB ist in der Pflicht, mit unternehmerischen Mitteln und intelligenter Weiterentwicklung von Produktivität und Effizienz die Leistungsfähigkeit des Systems Bahn auch in Zukunft zu sichern. So kann sie ihren Kundinnen und Kunden auch künftig ein optimales öffentliches Verkehrsangebot bieten.

### 2 Mit neuen Tunneln Engpässe beseitigen.

In der ganzen Schweiz werden zurzeit über 100 Infrastrukturprojekte im Rahmen der „zukünftigen Entwicklung der Bahninfrastruktur“ (ZEB) realisiert, um die wichtigsten Engpässe zu beseitigen. Dazu gehören Tunnel, Bahnhofsausbauten, Steigerungen von Streckenkapazitäten, Brücken oder Profilanpassungen. Hinzu kommen verschiedene Grossprojekte im Rahmen des Ausbaus des Schienennetzes. Diese müssen in eine übergeordnete Verkehrspolitik eingebettet werden.

### 1 Introduction

SBB operates the world's busiest rail network: 9,950 trains run on it on average every weekday. In recent years, the number of trains using the infrastructure has increased strikingly. In 2002 network utilization amounted to 81 trains per main track and day, but by 2012 this figure had risen to 97 trains – an increase of 19.5%. Current predictions indicate that this trend will continue. As a result, SBB finds itself in a constant predicament: on the one hand, it wants to develop its services, but on the other it must maintain and renew its existing network – against the background of ongoing financial pressure. It is also under continuous scrutiny from the public and politicians. SBB is obliged to secure the rail system's future capabilities by entrepreneurial means and by intelligently developing productivity and efficiency. Only then can it continue offering its customers an optimal public transport system.

### 2 Eliminating Bottlenecks with new Tunnels

At present, more than 100 infrastructure projects across Switzerland are being tackled as part of the "Future Development of Rail" (ZEB) programme aimed at eliminating the most serious bottlenecks. These relate to tunnels, station upgrades, route capacity expansion, bridges and increases in clearance profiles. In addition, there are a number of major projects aimed at upgrading the rail network as a whole. These have to be embedded in an overarching transport policy so that they are acceptable to the population and the government and can therefore also be



## Les tronçons de tunnels en Suisse

### Un défi pour les CFF

La longueur totale des 296 tunnels du réseau des CFF atteint 263 km. Le nombre de kilomètres souterrains va augmenter de 61 % au cours des prochaines années. Ces nouvelles constructions exigent de longues périodes d'études de projet et de travaux, ainsi que des formules de financement complexes. L'entretien et la rénovation des tunnels existants sont également des challenges pour les CFF, puisqu'une grande partie des ouvrages souterrains datent de 100 à 150 ans.

Nur dann sind sie von der Bevölkerung und der Politik akzeptiert und dadurch realisierbar und finanzierbar. Von diesen Grossprojekten werden Zugreisende in der ganzen Schweiz profitieren. Dazu gehören etwa komplexe, innerstädtische Tunnelbauten wie die Durchmesserlinie Zürich (DML) oder die „Genfer U-Bahn“ Cornavin – Eaux-Vives – Annemasse (CEVA) sowie die neuen Basistunnel der neuen Eisenbahn-Alpentransversale (Neat).

Zeitgleich mit dem Swiss Tunnel Congress 2014 wird die DML eröffnet. Das Herzstück, der 5 km lange Weinbergtunnel, eignet sich gut, um einige Herausforderungen der SBB im Zusammenhang mit diesem Grossprojekt hervorzuheben. Dazu gehört etwa die Linienführung: Der Weinbergtunnel unterfährt den rund 150-jährigen, denkmalgeschützten Südtrakt des Hauptbahnhofs Zürich, die Limmat sowie den Hirschengraben und mündet in einer S-förmigen Kurve in den Bahneinschnitt Oerlikon. Das Bauwerk unterquert – zum Teil in nur geringem Abstand – Wohngebiete und sensible Bauten wie die ETH Zürich, das Universitätsspital und das SRF-Radiostudio.

Der Bau des Weinbergtunnels war eine logistische Meisterleistung, da im Gleisfeld vor Oerlikon pro Tag 800 Züge an der Baustelle vorbeifuhren. Für den Abtransport des Ausbaus passten auf der Oerlikoner Seite nur 7 Züge täglich in



**1a** Einbau der Abwasserdruckleitung im Weinbergtunnel der DML  
Installing the drainage duct in the Weinberg Tunnel, Zurich Cross Rail

## Tratte di gallerie in Svizzera

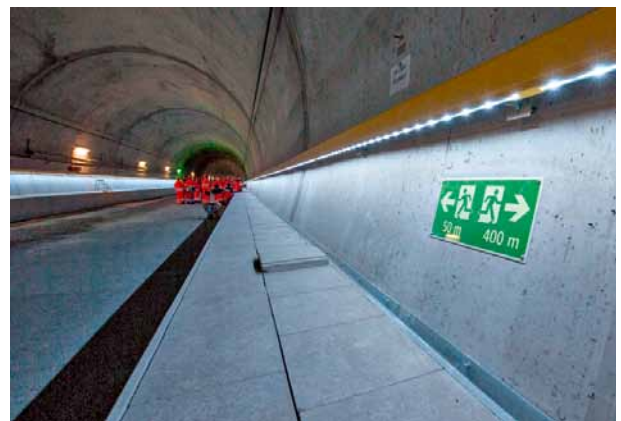
### Una sfida per le FFS

La lunghezza complessiva delle 296 gallerie sulla rete ferroviaria delle FFS ammonta a 263 km. Nei prossimi anni la quantità di chilometri sotterranei aumenterà del 61%. Queste nuove costruzioni richiedono tempi di progettazione e di costruzione lunghi, come pure soluzioni di finanziamento complesse. Anche la manutenzione e il risanamento delle gallerie esistenti sono una sfida per le FFS, poiché una parte consistente delle opere sotterranee ha un'età compresa tra i 100 e i 150 anni.

financed and implemented. Rail passengers throughout Switzerland will benefit from these major projects. They include complex, urban tunnel-based projects such as the Zurich Cross Rail or the “Geneva Metro” Cornavin – Eaux-Vives – Annemasse (CEVA) link as well as the base tunnels for the new Alpine rail links (NEAT) project.

The Zurich Cross Rail is to be opened to coincide with the 2014 Swiss Tunnel Congress. The core section, the 5 km Weinberg Tunnel, ideally illustrates some of the challenges faced by SBB in the context of this major project. Take the route alignment for example. The Weinberg Tunnel passes underneath the roughly 150-year-old south section of Zurich's historic Main Station (Hauptbahnhof) as well as the River Limmat and the Hirschgraben Tunnel, culminating in an S-shaped curve at the Oerlikon rail cutting. The tunnel passes under – and in some cases comes very close to – residential areas and sensitive buildings such as the ETH Zurich, the University Hospital and the SRF radio studios.

Constructing the Weinberg Tunnel was an impressive logistical accomplishment, as 800 trains passed the construction site on the Oerlikon approaches every day. Only seven trains per day could be scheduled to remove the spoil on the Oerlikon side. This meant that tunnelling could not ad-



**1b** LED-Handlauf im Weinbergtunnel der Durchmesserlinie Zürich  
LED handrail in the Weinberg Tunnel, Zurich Cross Rail

den Fahrplan. Daher konnten höchstens 23 m Tunnelröhre pro Tag ausgebrochen werden. Mehr Ausbruchmaterial hätte man nicht von der Baustelle weggebracht.

Hinzu kam, dass neue, nach Baubeginn verlangte Sicherheitsvorschriften umgesetzt werden mussten. Die vom Bundesamt für Verkehr (BAV) geforderte Verdichtung der Notausgänge auf max. 500 m Abstand bedingte grosse Projektanpassungen. Dank der guten Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten konnte der Eröffnungstermin dennoch eingehalten werden (Bild 1a, 1b).

Zwei Jahre nach der DML-Eröffnung wird mit dem 57 km langen Gotthard-Basistunnel (GBT) der längste Eisenbahntunnel der Welt in Betrieb gehen. Dies wird weltweite Aufmerksamkeit auf die Schweiz lenken. Eine einmalige Gelegenheit, um die Schweizer Werte „Innovation“ und „Zuverlässigkeit“, aber auch „Tunnel Know-how“ zu demonstrieren. Der Versuchsbetrieb im südlichen, 13,5 km langen Teilabschnitt Bodio im 1. Halbjahr 2014 lieferte wichtige Erkenntnisse im Hinblick auf die fahrplanmässige Inbetriebnahme. Er bestätigte, dass das gesamte Tunnelsystem den gestellten Anforderungen gerecht wird. Getestet wurde das komplexe Zusammenspiel der verschiedenen Abläufe, Systeme und Anlagen wie Fahrbahn, Fahrleitung, Stromversorgung, Tunnelleittechnik, Zugsicherung sowie Sicherheit und innerbetriebliche Kommunikation.

Mit der Eröffnung des Ceneri-Basistunnels (CBT) werden 2019 die Kernelemente der Neat vollendet. Die SBB wird den Gotthard- und den Ceneri-Basistunnel dereinst betreiben und die Angebote für den Personen- und Güterverkehr erstellen. Damit die beiden Basistunnel ihren Kundennutzen entfalten können, baut die SBB auch deren Zufahrtsstrecken aus. Um die Verlagerung der alpenquerenden Gütertransporte im Sinne des Verfassungsauftrags von der Strasse auf die Schiene weiter zu steigern, soll die Gotthard-Achse zu einem 4-Meter-Korridor ausgebaut werden. Die SBB wird bis 2020 die Strecke von Basel ins Tessin so ausbauen, dass



2 Die SBB wird bis 2020 die Strecke von Basel ins Tessin so ausbauen, dass auch Sattelaufleger mit 4 m Eckhöhe transportiert werden können  
SBB will upgrade the route from Basel to Ticino so that it is compatible for articulated trailers with a 4-metre headroom requirement

vance by more than 23 m per day. Any more would have produced more excavated material than could be removed from the site.

Furthermore, new safety regulations, which were established after the start of construction, had to be complied with. The increase in the number of emergency exits called for by the Federal Office of Transport (FOT), with a maximum interval of 500 m between exits, required major adjustments to the project. Nonetheless, thanks to the outstanding cooperation of all those involved in the project the scheduled opening date could be adhered to (Fig. 1a, 1b).

Two years after the Zurich Cross Rail opens, the world's longest tunnel – the 57 km long Gotthard Base Tunnel (GBT) will be taken into operation. All eyes will then be on Switzerland. This will be a unique opportunity to showcase Swiss innovation and reliability as well as the country's tunnelling expertise. Trial services in the southern, 13.5 km Bodio section during the first half of 2014 are yielding invaluable information for the operation of scheduled services. This confirmed that the entire system of tunnels will meet the requirements. The complex interactions between the various processes, systems and facilities, including track, overhead wires, power supply, tunnel control technology, train safety system and safety and internal communications were tested.

NEAT's core elements will be completed in 2019 when the Ceneri Base Tunnel (CBT) is opened. As of that date, SBB will be responsible for operating the Gotthard and the Ceneri Base Tunnels and for the passenger and freight services on those routes. SBB is also upgrading the access routes so that customers can benefit fully from the two base tunnels. The Gotthard axis is being developed as a 4-metre corridor transalpine freight is transferred from road to rail in compliance with the Swiss Constitution. By 2020, SBB will have upgraded the route from Basel to Ticino to make it compatible for articulated trailers with a 4-metre headroom requirement. The project, which is slated to cost CHF 940 million (incl. advance investments by Italy amounting to CHF 230 million), represents an essential element of Swiss transport policy. Some 20 tunnels are having to be adapted and 150 adjustments made to platforms, overhead power lines, signals and overpasses to create a continuous 4-metre corridor along the Gotthard axis.

The biggest subproject in the 4-metre corridor scheme involves replacing the existing Bözberg Tunnel in the Canton of Aargau with a new twin-track tunnel. The existing twin-track Bözberg Tunnel, which cannot be modified in line with the 4-metre headroom requirement, will in future be used as a service and evacuation tunnel. Work on the new tunnel is scheduled to start in mid-2015, with completion in 2020. By 2021, the existing Bözberg Tunnel will have been converted into a service and evacuation facility.

auch Sattelaufleger mit einer Eckhöhe von 4 m transportiert werden können. Das auf 940 Mio. CHF (inkl. Vorinvestitionen Italien von 230 Mio. CHF) veranschlagte Projekt ist ein wichtiges Element der schweizerischen Verkehrspolitik. Für den durchgängigen 4-Meter-Korridor auf der Gotthard-Achse müssen rund 20 Tunnel ausgebaut und 150 Anpassungen an Perrons, Fahrstrom- und Signalanlagen sowie Überführungen geplant und ausgeführt werden.

Der Ersatz des bestehenden Bözbergtunnels im Kanton Aargau durch einen neuen Doppelspurntunnel ist das grösste Teilprojekt des 4-Meter-Korridors. Der bestehende, zweigleisige und nicht 4-Meter-taugliche Bözbergtunnel wird künftig als Dienst- und Rettungstollen genutzt. Baustart des neuen Bözbergtunnels ist voraussichtlich Mitte 2015, die Inbetriebnahme ist für das Jahr 2020 geplant. Der Rückbau des alten Bözbergtunnels zum Dienst- und Rettungstollen erfolgt bis 2021.

### 3 Trend zu tiefen Neigungswinkeln und kleinen Radien

Dass Tunnel so bedeutend für die SBB sind, hat viel mit der Topographie des Landes zu tun. Eine Eigenheit des Schweizer Bahnsystems sind Neigungsverhältnisse von 20 bis 30‰ auf Normalspurstrecken. Bei zukünftigen Tunnelprojekten strebt die SBB jedoch Neigungsverhältnisse von maximal 16‰ an. Noch weniger sind es bei der Neat: Sie kommt mit einer Steigung von maximal 12‰ aus (deutlich weniger als die bestehende, 130-jährige Gotthard-Bergstrecke mit maximal 28‰). Mit dem auf 550 m.ü.M. liegenden Scheitelpunkt wird der Gotthard-Basistunnel zum tiefstgelegenen aller existierenden und geplanten Alpendurchstiche. Diese „erste Flachbahn durch die Alpen“ fährt mit minimalen Steigungen und Kurven und entspricht dadurch den neuen Bahnstrecken im Mittelland. Dass Geschwindigkeiten bis zu 250 km/h möglich sein werden, hat mit den Kurvenradien zu tun: Diese sind nur in Ausnahmefällen kleiner als 4000 m. Die hohen Geschwindigkeiten erfordern bei der Eisenbahn jedoch deutlich höhere Trassierungsparameter – horizontal wie vertikal – als dies bei Strassen der Fall ist. Solch grosse Radien lassen sich allerdings schlechter an das Gelände anpassen. Sie führen dazu, dass häufig markante Einschnitte in die Landschaft notwendig sind. Neben Bergstrecken tangieren sie auch immer häufiger Siedlungen. Eine Tendenz zu mehr Tunneln ist die Folge.

### 4 Tunnels meist über 100 Jahre alt

Von den 64 Bahntunneln, die in der Schweiz bis 1873 gebaut wurden, waren nur 2 länger als 1 km (Hauenstein-tunnel und Des Loges-Tunnel zwischen Neuchâtel und La Chaux-de-Fonds). Um so beeindruckender ist dafür die Anzahl der Untertagwerke, die damals erstellt wurden: Von den 296 Tunneln, die heute im Netz der SBB in Betrieb sind, wurden 189 bereits im 19. Jahrhundert gebaut. Insbesondere zwischen 1855 und 1884 herrschte ein richtiger Tunnel-Bau-Boom: Über 150 Tunnel wurden während dieser Zeit gebaut. Von der Jahrhundertwende bis 1964 kamen mit 45 Neubau-



3 Mit Gotthard- und Ceneri-Basistunnel wird die Neat Realität NEAT will become a reality with the completion of the Gotthard and Ceneri Base Tunnels

### 3 Trend towards low gradients and small radii

Switzerland's topography is a major factor accounting for the importance of tunnels for SBB. A special feature of the Swiss rail system is that gradients of 2–3% regularly occur on standard gauge routes. However, SBB is attempting to reduce gradients to a maximum of 1.6%. The figure is even lower for the NEAT: it will have a maximum gradient of 1.2% (substantially less than the existing, 130-year-old Gotthard mountain route with a maximum of 2.8%). With a summit 550 metres above sea-level, the Gotthard Base Tunnel is the lowest of all existing and planned Alpine crossings. Furthermore, with its minimal gradients and curves, this "first flat trajectory railway through the Alps" will be comparable to the newly built sections of high-speed track in the Swiss central plateau. The fact that speeds of up to 250 km/h will be possible has to do with the curve radii: only in a few exceptional cases are these less than 4,000 metres. These high speeds, however, call for considerably more stringent alignment parameters – horizontal as well as vertical – than for roads. However, such large radii are not so readily adjusted to the terrain and can often create big gashes in the landscape. As this increasingly affects residential areas as well as mountain routes, the result is that more tunnels are being built.

### 4 Most tunnels more than 100 years old

Of the 64 rail tunnels constructed in Switzerland by 1873, only two were longer than 1 km (the Hauenstein Tunnel and the Des Loges Tunnel between Neuchâtel and La Chaux de Fonds). However, the sheer number of tunnels built in that era is impressive: of the 296 tunnels which are to be found on the SBB network nowadays, 189 were already built in the 19<sup>th</sup> century. The period between 1855 and 1884 saw a veritable tunnel building boom, with more than 150 tunnels constructed. From the turn of the century until 1964 only 45 new tunnels were built. The upward trend resumed in the mid-1960s. Today the total length of the 296 SBB tun-



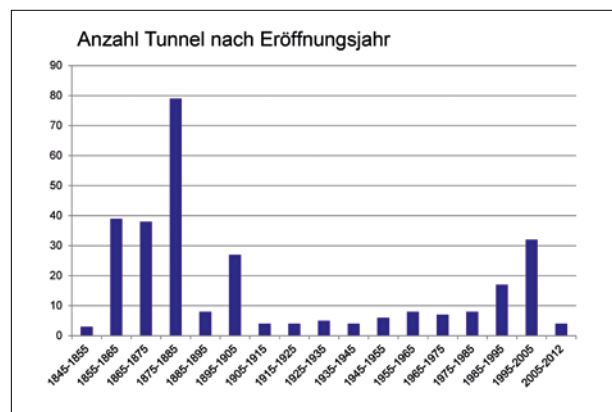
ten vergleichsweise wenige Tunnel hinzu. Erst seit Mitte der 1960er Jahre geht der Trend wieder aufwärts. Die Gesamtlänge der 296 SBB-Tunnel beträgt heute 263 km (Bild 4). Bis 2020 kommen 8 Tunnel mit zusammen 160 km Länge hinzu, dies entspricht einer Zunahme von 61 %!

Die Geschichte der Untertagebauwerke liest sich als fortwährende, vor allem auf technischem Gebiet geführte, intensive Auseinandersetzung der menschlichen Innovationskraft mit der Natur. Dies zeigt sich eindrücklich am Bau des 1858 eingeweihten, 2,5 km langen Hauensteintunnels auf der Strecke Sissach – Läfelfingen – Olten (Bild 5). Als Baudenkmal erinnert das Bauwerk an die Anfänge der Tunnelbautechnik, an den Beginn des Baus von Bergstrecken in der Schweiz, an die Arbeitsbedingungen der Mineure im 19. Jahrhundert und an die 64 Opfer, die sein Bau gefordert hat [1]. Bei der Planung und Ausführung der Hauenstein-Strecke wurden Kenntnisse und Erfahrungen genutzt, die 1848 bis 1854 beim Bau der Semmering-Bahn in Österreich gemacht wurden. Die Linieneinführung bestimmten im Wesentlichen geologische und topografische Gegebenheiten sowie bahntechnisch und betriebliche Anforderungen. Rampen mit bis zu 26,4‰ Steigung, Dämme, Brücken und Tunnel erreichten in ihren Abmessungen das Äusserste, was in der Frühzeit des schweizerischen Eisenbahnbaus zu schaffen war.

### 5 Unterhalts- und Anpassungsarbeiten fordern heraus

Das vergleichsweise hohe Alter vieler SBB-Tunnel (ein Grossteil ist zwischen 100 und 150 Jahre alt) wirkt sich auf deren Unterhalt aus. In der Regel stehen Instandsetzungsarbeiten nach 40 bis 60 Jahren Nutzung an. Im Vordergrund stehen dabei die Massnahmen gegen Alterung der Tunnelverkleidung und Korrosion. Diese wird primär verursacht durch Bergwassereintritte durch die Tunnelverkleidung, Salze aus Bergwasser sowie Luftfeuchtigkeit. Probleme bereiten aber auch Verschmutzungen wie Staub und Metallabrieb, insbesondere bei den Fahrleitungsisolatoren. Je nach Zustand muss vor allem bei älteren Tunneln die Struktur lokal oder auf der gesamten Länge erneuert oder an neue Nutzungsanforderungen angepasst werden (Sohle-Absenkung oder -Erneuerung, Lichtraumprofilanpassungen oder der Einbau zusätzlicher Nischen). Eine Vielzahl der technischen Ausrüstung hat eine verhältnismässig kurze Lebensdauer und wird deshalb beim Unterhalt oder der Instandsetzung ausgetauscht (die Lebensdauer der einzelnen Bauelemente ist auch in der Norm SIA 197/1, Projektierung von Tunnel – Bahntunnel, aufgeführt).

Bei den regelmässig stattfindenden Inspektionen unterscheidet die SBB zwischen 5 Tunnel-Zustandsklassen. Während die ersten beiden Klassen keine wesentlichen Massnahmen erfordern, müssen die detektierten Schäden ab Klasse 3 (Schäden, welche entweder für Personen und Betrieb mittelfristig eine Gefahr darstellen und/oder bei Nichtbeheben hohe Folgekosten verursachen) mittelfristig behoben werden. Ab Klasse 4 (schlechter Zustand, Schäden, die kurzfristig eine Gefahr dar-



4 Anzahl der Tunnel nach Eröffnungsjahr  
Number of tunnels according to year of opening

nels amounts to 263 km (Fig. 4). By 2020, eight tunnels totalling 160 km in length will be added, corresponding to an increase of 61 %.

The history of these underground structures can be seen a fierce ongoing struggle between human innovation and natural obstacles, and one that has been fought mainly in the technological domain. The construction of the 2.5 km long Hauenstein Tunnel on the Sissach – Läfelfingen – Olten route inaugurated in 1858 is a case in point (Fig. 5). This historic structure serves as a reminder of the beginnings of mountain railway construction in Switzerland, the working conditions of tunnellers in the 19<sup>th</sup> century and the 64 fatalities that the project involved [1]. The planning and execution of the Hauenstein route drew on knowledge and findings collected between 1848 and 1854 during the construction of the Semmering railway in Austria. The route alignment was governed by geological and topographical characteristics as well as by rail engineering and operational requirements. Approaches with a gradient of up to 2.64 %, embankments, bridges and tunnels attained the most extreme dimensions possible during the early days of Swiss railway building.

### 5 Challenges of maintenance and modification work

The comparatively advanced age of many SBB tunnels (a high proportion is between 100 and 150 years old) affects their maintenance. Generally speaking, renewal work has to be undertaken after 40 to 60 years of use. The measures are mostly aimed at countering ageing of the tunnel lining and corrosion. This is primarily brought about by ingress of underground water through the tunnel lining, salts from underground water and air humidity. Pollutants such as dust and metal abrasion, especially from overhead wire insulators, also cause problems. Depending on their state, tunnel structures may have be renewed locally or totally (mainly in the case of older tunnels) or adapted to new usage requirements (lowering or renewal of tunnel floor, adjustments for increased clearance or installation of additional recesses).

stellen) und Klasse 5 (alarmierender Zustand, unmittelbare Gefahr für Personen und Betrieb) müssen die Schäden sofort behoben werden respektive die Gefahr mit Sofortmassnahmen und intensiverer Überwachung entschärft werden. Dank der periodischen Tunnelhauptinspektionen werden schlechte Zustände früher erkannt und angegangen. Damit muss die Zustandsklasse 5 nur selten festgestellt werden.

Der Regelunterhalt umfasst das Prüfen der Gleis- und Sicherungsanlagen, Spülen und Reinigen der Drainageeinrichtungen, Überprüfen der Fahrleitungsanlagen, Reinigen der Isolatoren sowie ein Funktionstest allfälliger Selbstrettungsmassnahmen. Bei einer teilweisen oder vollständigen Erneuerung der Fahrbahn werden zusätzlich Schienen, Schwellen und/oder die technische Infrastruktur und die Entwässerung erneuert.

Seit 2001 laufen bei der SBB zwei Tunnelerhaltungskonzepte, bei denen bis ca. 2020 in 146 Tunneln Instandsetzungs- und Erweiterungsmassnahmen durchgeführt werden. Diese Paketbildung erlaubt auch ein Clustering der Instandsetzung verschiedener Bauwerke, was Kosten sparen hilft und Abläufe vereinfacht. Betroffen sind u.a. der Simplon I Tunnel, Simplon II Tunnel, Des Loges-Tunnel, Rickentunnel, Axentunnel oder Tunnel du Mormont. Allein in die Instandsetzung, teilweise Profilanpassung und Sicherheitsnachrüstung des Simplontunnels investiert die SBB 170 Mio. CHF (Bild 6a, 6b).

Much of the technical equipment possesses a relatively short service life and thus has to be replaced during repair or maintenance (the life cycle of individual structural elements is set out in SIA standard 197/1 on rail tunnel project design).

During inspections held at regular intervals, SBB distinguishes between five tunnel condition categories. Whereas the first two classes do not require any particular remedial measures, damage identified as being "class 3" or higher (i.e. which poses a hazard for persons or operations in the medium term and/or results in high follow-up costs if not remedied) must be repaired in the medium term. As of class 4 (poor condition, i.e. damage which poses a hazard in the short term) and class 5 (alarmingly poor condition posing a direct threat to persons and operations), the damage has to be repaired at once or the danger de-escalated by immediate measures and stepped-up monitoring. These regular major tunnel inspections ensure that poor tunnel condition is recognized and tackled earlier. As a result, condition class 5 seldom occurs.

Standard inspection entails testing the tracks and safety systems, rinsing out and cleaning the drainage facilities, testing the overhead lines, cleaning the insulators and performing functional tests for all possible self-evacuation measures. In the case of partial or complete renewal of the



5 Als Baudenkmal erinnert der Hauensteintunnel an die Anfänge der Tunnelbautechnik  
The Hauenstein Tunnel testifies to the early days of tunnelling technology



Weil Unterhalts- und Instandsetzungsarbeiten in der Regel unter Betrieb stattfinden, fordern sie die SBB und ihre Partner stark heraus. Aufgrund der ausgedehnten Betriebszeiten bleibt heute weniger Zeit für nächtliche Arbeiten. Die SBB kennt folgende Instandsetzungs-Sperrvarianten: Instandsetzung ohne Betrieb (Vollsperrung), unter teilweisem Betrieb (Teilsperre, Hauptarbeiten z.B. in verkehrsarmen Sommerferien, Vorbereitungen in Intervallen, Sperrung von einem Gleis), Instandsetzung unter Betrieb (Intervalle, Bahnbetrieb tagsüber, in der Nacht Gleis-/Streckensperrung).

Wie sich Unterhaltsarbeiten auf den Betrieb auswirken, zeigte sich etwa bei der Sanierung des Heitersbergtunnels während Nachtintervallen und Wochenendsperrungen eines Gleises im Januar und Februar 2014. An diesen Wochenendsperrungen arbeiteten teilweise 80 Personen 56 Stunden lang in einem Drei-Schicht-Betrieb. Der Zeitplan war extrem eng, die Arbeiten auf die Minute geplant. Der Tunnel musste jeweils während der Nacht einseitig gesperrt werden. Kurze Verzögerungen wirkten sich sofort auf den Pendlerverkehr aus.



**6a** Sanierung Simplontunnel: Teilabbruch Parament zur Erstellung eines neuen Querschlags  
SBB bringing the Simplon Tunnel into line with the latest standards: cutting the edging



**6b** Bohren und Anker setzen bei der Simplontunnelsanierung  
Simplon Tunnel: drilling and placing anchors

track, additional rails, sleepers and/or the technical infrastructure and the drainage system are replaced.

Since 2001, two tunnel maintenance concepts have been in effect at SBB whereby 146 tunnels will be subjected to repair or enlargement measures by about 2020. This package set-up enables maintenance for various structures to be clustered, thus helping to save costs and simplify procedures. This applies, for instance, to the Simplon I and II Tunnels, the Des Loges Ricken and Axen Tunnels and the Tunnel du Morment. SBB is investing CHF 170 million alone in repairs to and partial profile adjustment and safety retrofitting of the Simplon Tunnel (Fig. 6a, 6b).

As repair and maintenance work generally takes place while services are running, this represents a major challenge to SBB and its partners. Owing to extended operating hours, there is less time available for night-time work. SBB applies the following closure options for carrying out maintenance work: maintenance without services (complete closure), with partial services (part-closure with most work being carried out e.g. during the summer holidays, preparations during intervals between trains and closure of one track), and maintenance during services (intervals between trains, with services operating during the day and possession of track or entire route at night).

How maintenance work affects services can be seen from the example of Heitersberg Tunnel refurbishment during night-time possessions and the weekend closure of one track in January and February 2014. During the weekend closures, as many as 80 persons worked for 56 hours in a 3-shift operation. The timetable was extremely tight, with work scheduled to the minute. During the night one side of the tunnel had to be closed. Even short delays in reopening the track had an immediate knock-on effect on commuter services.

Subsequent maintenance of new tunnels is taken into account at the planning stage. The rail engineering installations are designed to provide safe and future-oriented rail services. Operation is largely automated operation, with minimal human interventions. Any installations not needed in the tunnel itself are, as a matter of principle, located outside it. This results in high availability and helps to keep disruptions to a minimum. To keep maintenance costs as low as possible, sleepers laid on ballast are avoided. Instead, trains run on concrete solid-slab track sections. Since 1980 this has been the standard means of track construction for SBB tunnels over 1 km long (e.g. NEAT or Weinberg Tunnel).

### 6 Tunnels more than simply “Holes in the Ground”

A number of major tunnel projects are currently being planned. Whether and when they will be accomplished depends on their prioritization, financing and route align-



7 Bei Tunnelneubauten wird der spätere Unterhalt bereits in der Planungsphase berücksichtigt  
The subsequent maintenance is taken into account at the planning stage for new tunnels

Bei Tunnelneubauten wird der spätere Unterhalt bereits in der Planungsphase berücksichtigt. Die bahntechnische Einrichtung soll einen sicheren und zukunftsgerichteten Bahnbetrieb ermöglichen. Sie führt zu einem weitgehend automatisierten Betrieb und beschränkt die Eingriffe des Menschen auf ein Minimum. Ihr Einbau folgt dem Minimalprinzip: Alles, was nicht wirklich im Tunnel sein muss, soll möglichst ausserhalb untergebracht werden. Daraus resultiert eine hohe Verfügbarkeit bei geringer Störungsrate. Um Unterhaltskosten möglichst niedrig zu halten, werden wo es möglich ist keine Schwellen auf Schotter verlegt. Die Züge fahren statt dessen auf einer Festen Fahrbahn aus Beton. Dies ist bei der SBB seit 1980 bei Neubautunneln  $\geq 1$  km die Fahrbahn-Standardbauweise (z.B. Neat oder Weinbergtunnel).

### 6 Tunnel mehr als nur „Löcher im Boden“

Mehrere grosse Tunnelbauprojekte sind derzeit in Planung. Ob und wann diese realisiert werden, hängt von deren Priorisierung, Finanzierung und Linienführung ab. Für den Brüttener Tunnel sind beispielsweise erst Gelder für die Planung (Projektskizzen und Studien) eingestellt. Der für 2006 geplante Baubeginn des 2. Zimmerbergtunnels (ZBT II) wurde aus finanziellen Gründen zurückgestellt, weil der Bundesrat eine grundsätzliche Überprüfung aller noch nicht in Angriff genommenen Neat-Projekte anordnete. Für die Realisierung

ment. For the Brüttener Tunnel for instance, funds have been earmarked for planning (project outline and studies). The start of construction for the 2<sup>nd</sup> Zimmerberg Tunnel (ZBT II), scheduled for 2006, was postponed for financial reasons because the Federal Council called for all outstanding NEAT projects to be scrutinized. The federal government, cantons and SBB have not yet produced a financial model for the planned sub-surface through station in Lucerne because this project has to compete with other development projects. There are issues relating to the financing as well as the route alignment of the planned Chestenberg Tunnel between Zurich and Aarau. A definite decision in favour of a particular option is unlikely to be made for a number of years. The planned third trans-Jura tunnel, the Wisenberg Tunnel, is currently on a “waiting list” for financial reasons, as is the planned upgrading of the Lötschberg Tunnel to double track throughout.

It is essential for SBB that such projects should have the backing of the population. However, it is also important to focus on national needs and benefits rather than purely on regional requirements. As far as financing is concerned, taking a long-term perspective and implementing improvements to the rail infrastructure in phases according to urgency has proven to be the right approach. Progressing in steps means that the ongoing development programme



des Tiefbahnhofs Luzern müssen Bund, Kantone und die SBB eine Finanzierung finden, denn der Tiefbahnhof steht in Konkurrenz zu anderen Ausbauprojekten. Beim geplanten Chestenbergtunnel zwischen Zürich und Aarau gibt es sowohl Fragen zur Finanzierung als auch zur Linienführung. Ein definitiver Variantenentscheid dürfte erst in einigen Jahren erfolgen. Der geplante dritte Juradurchstich, der Wisenbergtunnel, steht aus Finanzierungsgründen vorläufig ebenso auf einer „Warteliste“ wie der geplante Ausbau des Lötschbergtunnels zur Doppelspur.

Zentral ist für die SBB, dass solche Projekte von der Bevölkerung mit getragen werden. Es ist aber auch wichtig, dass Gesamtüberblick und Nutzen im Zentrum stehen und nicht nur regionale Bedürfnisse dominieren. Bei der Finanzierung hat sich die Langzeitperspektive mit schrittweisem Ausbau der Bahninfrastruktur bewährt, aufgeteilt nach Dringlichkeitsstufen. Das etapierte Vorgehen ermöglicht eine flexiblere und besser finanzierbare Realisierung der anstehenden Ausbauprojekte. Tunnel sind hochkomplexe, technische Bauwerke, welche mit der Entwicklung der SBB und der schweizerischen Verkehrspolitik einhergehen. Tunnelstrecken werden die SBB auch in Zukunft beschäftigen, von der Planung und Projektierung bis zur Ausführung. Zentral ist darum, dass das breite Know-how in diesem Bereich erhalten bleibt, weitergegeben wird und gemachte Erfahrungen in neue Projekte einfließen. Hier setzt die SBB auf die bewährte Zusammenarbeit mit ihren Partnern aus Wissenschaft, Planung, Bauindustrie und Bauzulieferern.

### Literatur/References

[1] Scheidegger & Spiess, Die obere Hauensteinlinie. Bahnbauten seit 1853, S. 89–93



8 Für die SBB ist wichtig, dass Grossprojekte von der Bevölkerung mitgetragen werden (Bild: Alp Transit Gotthard AG)  
*It is essential for the SBB that major projects should have the backing of the population*

can be implemented more flexibly and is more readily financed. Tunnels are highly complex technical structures whose development progresses in tandem with that of SBB itself and with Swiss transport policy. They will continue to preoccupy SBB in future as well – from the planning and project stage right up to execution. It is essential that the wealth of know-how acquired in this field is retained and passed on so that new projects benefit from the experience gained to date. For this, SBB can rely on tried-and-tested collaboration with its partners from science, planning, the construction industry and suppliers.



9 Die SBB gibt sich beim Thema Tunnel nicht mit Oberflächlichkeit zufrieden, sondern behandelt es mit dem nötigen Tiefgang (Bild: Alp Transit Gotthard AG)  
*The SBB does not make do with superficiality when it comes to tunnels but treats the subject with the necessary respect*





Werner Kradolfer, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH  
Roland Heinzmann, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, SBB, Infrastruktur Projekte, Visp/CH  
Andreas Zimmermann, MSc ETH Bau-Ing., Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

## Simplontunnel/CH

### Massnahmen für Sicherheit und Instandsetzung eines über 100-jährigen Tunnels

Der über 100-jährige Simplontunnel ist Bestandteil der Lötschbergachse der NEAT. Die Bausubstanz weist einen guten Zustand auf, hingegen sind Investitionen von rund 200 Mio. CHF notwendig, um die Anlage den heutigen technischen und sicherheitsmässigen Anforderungen anzupassen. Dazu sind umfangreiche Massnahmen und Eingriffe auszuführen, zum einen Teil als Linienbaustellen mit hoher Leistung (Kabelblöcke, Entwässerungen, Sohlenregulierung) und zum anderen Teil als zahlreiche lokale Baustellen (Nischen, Schächte, Leitungsquerungen). Die Ausführung erfolgt in vierjähriger Bauzeit unter Aufrechterhaltung des Zugbetriebes.

## Simplon Tunnel/CH

### Measures for Safety and Repair of a more than 100-Year old Tunnel

The more than 100-year old Simplon Tunnel is part of the Lötschberg axis belonging to the new rail routes crossing the Alps (NEAT). The structural substance is in good state although investments of some 200 million CHF are required to upgrade the tunnel in technical and safety terms. To this purpose, extensive measures and modifications are necessary, on the one hand, as line construction sites with high performance (cable ducts, drainage systems, floor regulation) and on the other, in the form of numerous local sites (recesses, shafts, line crossings). Work will be carried out over a 4-year period while train services continue to run.

#### 1 Projektübersicht

##### 1.1 Übersicht über die Tunnelanlage

Der Simplontunnel verbindet mit 19800 m Länge Brig/CH und Iselle/I und wurde 1906 (Tunnel I) resp. 1922 (Tunnel II) in Betrieb genommen. Bis zum Jahr 1982, als der Daishimizu Tunnel in Japan eröffnet wurde, war er der längste Eisenbahntunnel der Welt. Trotz seines Alters von über 100 Jahren ist er Teil der Lötschberg-Simplon-Achse der Neuen Alpentransversalen (NEAT). Die anderen grossen Tunnelanlagen der NEAT – der Gotthard-, Ceneri- und Lötschberg-Basistunnel – wurden neu gebaut oder sind in Bauausführung (Bild 1).

Die Anlage des Simplon-Tunnels besteht aus 2 Einspur-Tunnelröhren mit einem Achsabstand von nur 17 m. Alle 300 bis 500 m sind Querverbindungen vorhanden und in der Tunnelmitte sind 2 Spurwechsel angeordnet. Die lichte Querschnittsfläche der Tunnelröhren beträgt lediglich 24 m<sup>2</sup>; im Vergleich dazu weisen die neuen Tunnel der NEAT mit 41 m<sup>2</sup> etwa die doppelte lichte Querschnittsfläche auf. Und trotzdem beträgt die Fahrgeschwindigkeit der Züge im Simplontunnel bis zu 160 km/h (Bild 2).

#### 1 Project Overview

##### 1.1 Tunnel Overview

The 19,800 m long Simplon Tunnel links Brig/CH and Iselle/I and was opened in 1906 (Tunnel I) and 1922 (Tunnel II). Until 1982, when the Daishimizu Tunnel in Japan was opened, it was the world's longest railway tunnel. In spite of being over 100 years old, it constitutes part of the Lötschberg-Simplon axis of the new rail routes crossing the Alps (NEAT). The other long NEAT tunnels – the Gotthard, Ceneri and Lötschberg Base Tunnels – have been newly built or are under construction (Fig. 1).

The Simplon Tunnel consists of 2 single-track tunnel bores with a centre distance of only 17 m. Cross-passages are set up every 300 to 500 m and at the centre of the tunnel 2 track switching facilities are to be found. The clear cross-sectional area of the tunnel bores amounts to only 24 m<sup>2</sup>. In comparison the new NEAT tunnels possess almost double the clear cross-section area with 41 m<sup>2</sup>. Nonetheless, the trains in the Simplon Tunnel are capable of speeds of up to 160 km/h (Fig. 2).

## Tunnel du Simplon/CH

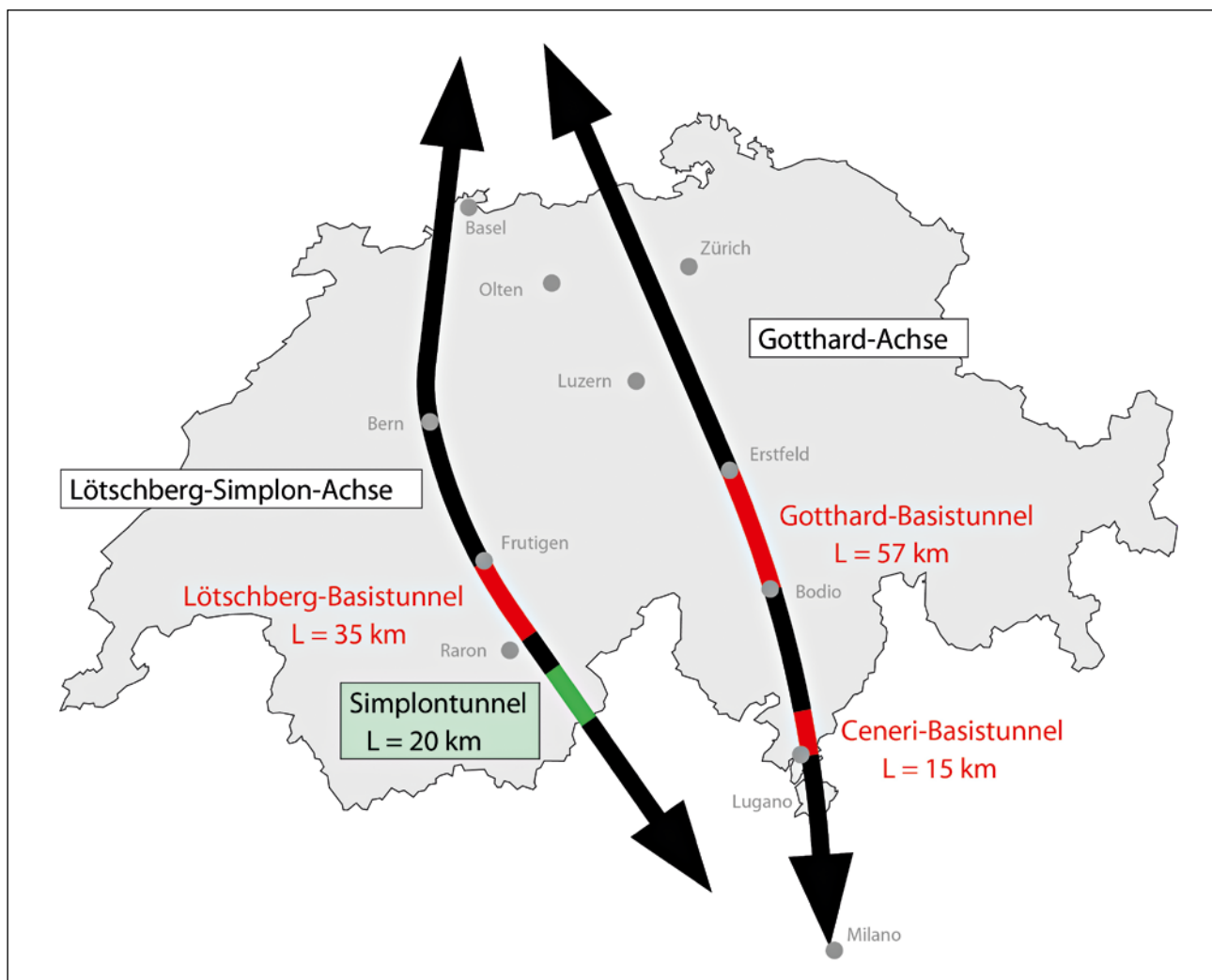
### Mesures de sécurité et de rénovation d'un tunnel plus que centenaire

Plus que centenaire, le tunnel du Simplon fait partie intégrante de la nouvelle ligne ferroviaire à travers les Alpes (NLFA). Les volumes bâtis sont en bon état, mais un investissement de 200 millions de CHF est nécessaire pour remettre l'ouvrage aux normes de technique et de sécurité actuelles. D'importantes mesures et interventions sont nécessaires, d'une part sous forme de chantiers linéaires (blocs de câbles, drainages, abaissement du radier) et avec, d'autre part, de nombreux chantiers locaux (niches, puits, traversées de canalisations). Les travaux s'étendront sur 4 ans, mais le trafic ferroviaire est maintenu.

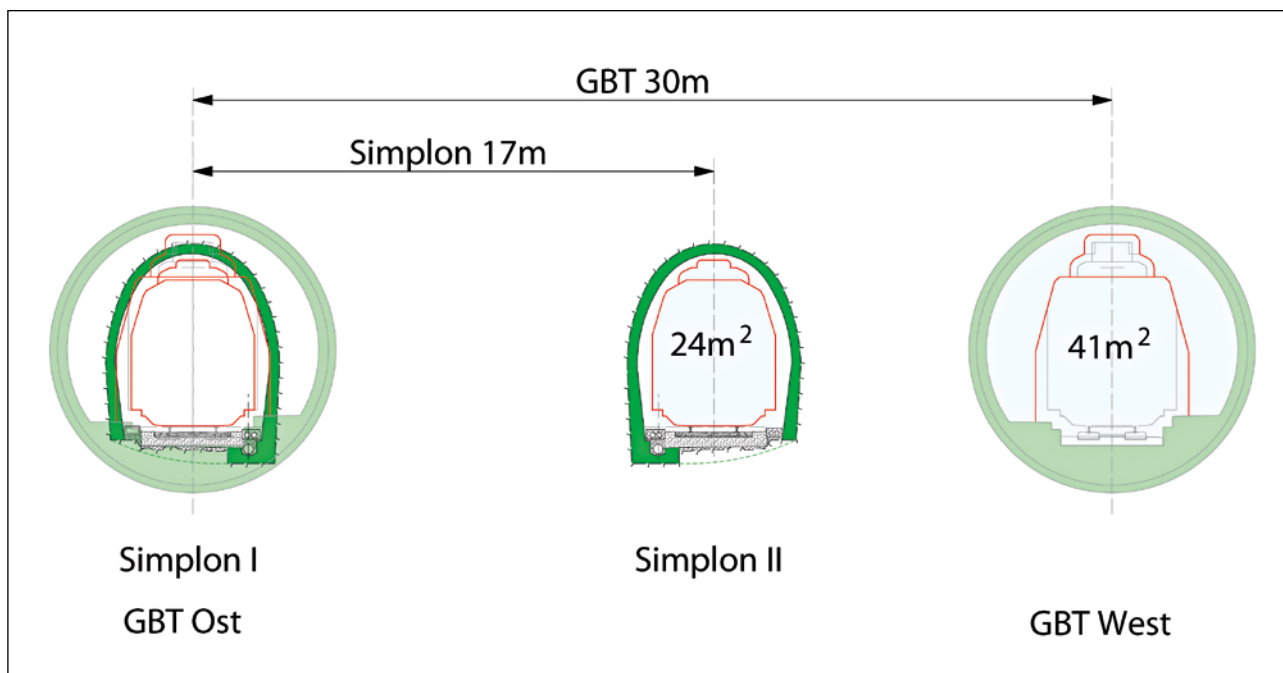
## Galleria del Sempione/CH

### Provvedimenti sulla sicurezza e sulla manutenzione di una galleria con più di 100 anni

La galleria del Sempione con più di 100 anni è parte dell'asse del Lötschberg della NTFA. Il patrimonio edilizio è in buone condizioni anche se sono necessari investimenti di 200 milioni di CHF per adattare l'impianto alle attuali esigenze tecniche e di sicurezza. Per fare questo è necessario eseguire molti provvedimenti e interventi, in parte con cantieri lineari (blocchi fissaggio cavi, drenaggi, regolazione del fondo), in parte con numerosi cantieri locali (nicchie, pozzi, incroci di condutture). L'esecuzione avviene in un periodo di costruzione quadriennale, mantenendo contemporaneamente il traffico ferroviario.



**1** Neat-Achsen Gotthard und Lötschberg: Der Simplontunnel ist das einzige grosse Tunnelbauwerk aus der Pionierzeit der Eisenbahn, das Bestandteil der neuen Alpentransversalen ist  
 NEAT axes Gotthard and Lötschberg: the Simplon Tunnel is the sole major tunnel from the early days of the railways, which is a component of the new rail routes crossing the Alps



2 Vergleich der Querschnitte von Gotthard-Basistunnel (GBT) und Simplontunnel: Der GBT weist ein Lichtraumprofil EBV4 auf und der Simplontunnel eines EBV3 mit Sonderwerten (4 m Eckhöhe)  
 Comparison of the cross-sections of the Gotthard Base Tunnel (GBT) and Simplon Tunnel: the GBT possesses an EBV4 clearance profile and the Simplon Tunnel an EBV3 with special specifications (4 m corner height)

Die Bausubstanz des Simplontunnels ist auch nach über 100 Jahren generell in einem guten Zustand. Infolge der Alterung des Bauwerks waren bisher nur wenige Instandsetzungen notwendig. Insbesondere mussten die Entwässerungsleitungen ersetzt und Gewölbeschäden in Druckzonen ausgebessert werden. Hingegen waren umfangreiche und massive Eingriffe im Tunnel infolge von Änderungen der Nutzungsanforderungen notwendig. Die Wichtigste war die Absenkung der Tunnelsohle um 20 bis 40 cm und damit die Vergrößerung des Lichtraumprofils für den alpenquerenden Transport von Lastwagen mit 4 m Eckhöhe (Huckepack) in den 1990er Jahren (Tabelle 1).

## 1.2 Projektumfang

In den Jahren 2011 bis 2016 sind nun wegen neuen Anforderungen und dem Ersatz von Bahntechnik-Anlagen erneut Investitionen von knapp 200 Mio. CHF im Gange (Bild 3):

- Ersatz der Stellwerkanlage in Tunnelmitte durch eine neue elektronische Anlage, Bau einer neuen grossen Kammer für das in einem Container vormontierte Stellwerk; Anpassung bestehender Nischen für Signalanlagen (Ausführung ab November 2011, Inbetriebnahme April 2012). Dieses Stellwerk ist unter anderem Voraussetzung dafür, dass die Betriebsleistung während der folgenden Arbeiten erreicht werden kann.
- Einbau von Anlagen für die Selbstrettung: Gehwege, Handläufe, Beleuchtung, Beschilderung auf den insgesamt 40 km Länge der beiden Tunnelröhren; Ausbau von 35 bestehenden und Bau von 4 neuen Querverbindungen zwischen den Tunnelröhren mit jeweils beidseitigem Einbau von Fluchttüren.

Generally speaking, the Simplon Tunnel's structure remains in a good state even after more than 100 years. Only a few repairs were necessary so far on account of the structure. In particular, the drainage pipelines had to be replaced and damage to the vault in zones subject to pressure rectified. On the other hand, extensive and massive intervention in the tunnel on account of alterations to the requirements for use was necessary. The most important was lowering the tunnel floor by 20 to 40 cm thus enlarging the clearance profile for trains carrying lorries across the Alps with a 4 m corner height (piggyback) during the 1990s (Table 1).

## 1.2 Extent of Project

Between 2011 and 2016 once more investments in the region of 200 million CHF are being made on account of new requirements and replacing rail engineering equipment (Fig. 3):

- Replacing the rail control buildings with a new electronic system at the centre of the tunnel, setting up a new large chamber for the control building pre-assembled in a container; adjusting existing recesses for signal systems (carried out as from November 2011, operational as from April 2012). This control building represents a prerequisite to ensure that operational performance is achieved during the work that follows.
- Installation of systems for self-evacuation: walkways, handrails, lighting, signs over the entire 40 km total length of the 2 tunnel bores; development of 35 existing and construction of 4 new cross-passages between the tunnel bores each involving the installation of escape gates at both sides.

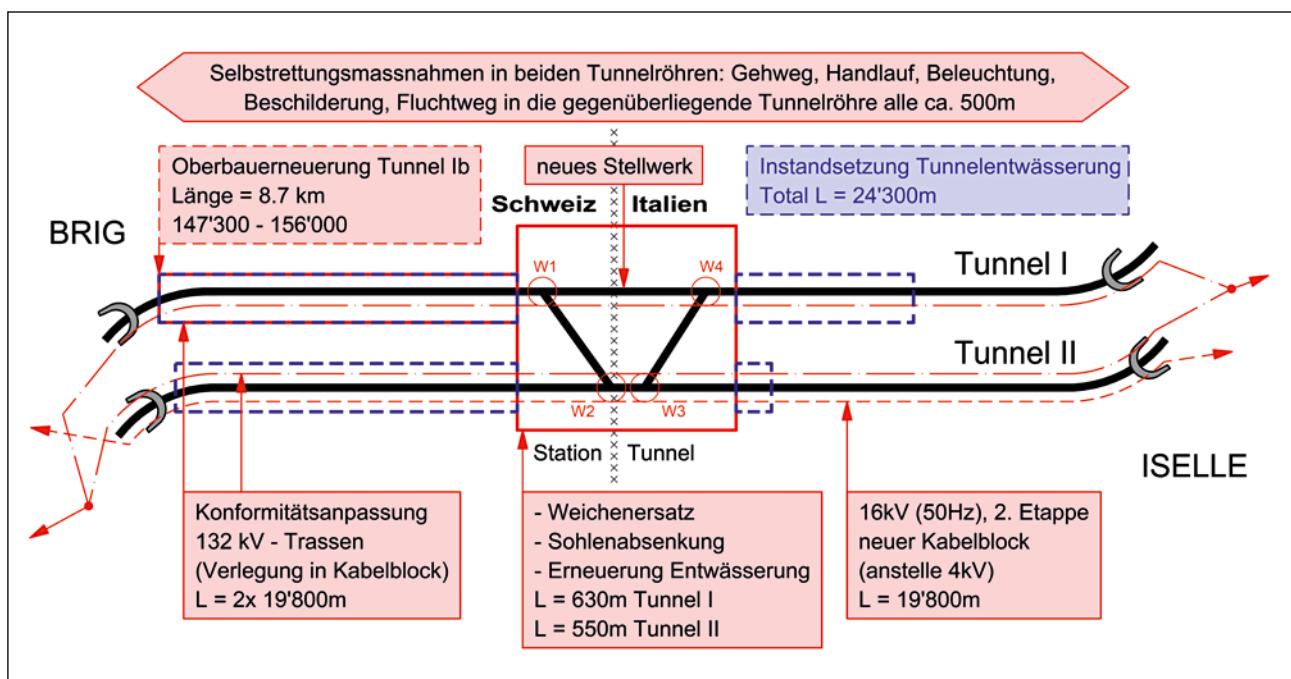
- Austausch von Entwässerungsleitungen auf insgesamt ca. 24 km Länge. Durch den über der Entwässerung zu erstellenden Kabelrohrblock ist eine spätere direkte Intervention in der Entwässerung nicht mehr möglich.
- Neue Kabelrohrblöcke 132 kV (Ersatz der bestehenden Oberflächen-Kabelkanäle) auf 2 x 20 km Länge, 23 Muffenischen, Ersatz der 2 x 2 Kabel 132 kV à 20 km Länge.
- Ersatz der Elektroversorgung 4 kV durch eine neue mit 16 kV Spannung: Neuer 20 km langer Kabelrohrblock 16 kV, Vergrößerung von 20 Nischen für Trafos und Schaltanlagen.
- Austausch von 4 Weichen und Gleisen im Bereich der Spurwechsel in der Tunnelmitte mit Tieferlegung der Tunnelsohle. Diese Arbeiten wurden in den 1990er Jahren zurückgestellt, weil die Weichen das Ende ihrer Gebrauchsdauer noch nicht erreicht hatten. Es wurde lediglich das Gleis tiefer gelegt mit der Folge, dass unter den Bahnschwellen nur wenige Zentimeter Schotter vorhanden sind.
- Oberbauerneuerung auf rund 9 km Länge mit Gleis- und Schotterersatz, Anpassung der Tunnelsohle und Abdeckung durch Beton (Tunnel I, Nordseite).
- Bau von 4 neuen Nischen für Signalkästen und Kabelverteiler des neuen elektronischen Stellwerks in Brig (Inbetriebnahme im Oktober 2015).
- Replacement of drainage pipelines over a total length of some 24 km. Direct intervention in the drainage system is no longer possible once the cable duct has been installed above the drainage.
- New cable ducts 132 kV (replacing the existing surface cable ducts) over 2 x 20 km length, 23 sleeve recesses, replacing the 2 x 2 cables 132 kV each 20 km long).
- Replacement of the electric supply 4 kV by a new one with 16 kV voltage; new 20 km long cable block 16 kV, enlargement of 20 recesses for transformers and switching systems.
- Replacing 4 sets of points and tracks at the track switcher system in the centre of the tunnel involving the tunnel invert being lowered. This work was postponed during the 1990s as the points had not reached the end of their service life. Only the track was laid deeper with the outcome that only a few cm of ballast is available under the sleepers.
- Renewal of the superstructure over a length of some 9 km replacing tracks and ballast, modifying the tunnel floor and covering it with concrete (Tunnel I, north side).
- Construction of 4 new recesses for signal facilities and cable distributors for the new electronic control centre in Brig (to be commissioned in October 2015).

Der vorliegende Beitrag beschränkt sich auf einige technische Herausforderungen und Aspekte des komplexen baulichen Projekts (Bild 3). Selbstverständlich erfordern auch die elektrischen Planungen, die Logistik und die Bauausführung Planungsarbeiten auf höchstem Niveau und eine umfassende Koordination.

Für das Projekt wurden umfangreiche Variantenstudien in enger Zusammenarbeit aller Beteiligten durchgeführt.

This report restricts itself to various technical requirements and aspects of the complex structural project (Fig. 3). It goes without saying that the electrical plans, the logistics and the execution of construction require planning work of the highest level and far-reaching coordination.

Extensive alternative studies were carried out with all those involved for the project. In this connection, the greatest



3 Schematische Übersicht über die Tunnelanlage und die baulichen Massnahmen  
Schematic overview of the tunnel and structural measures

Jahr/Year	Substanzerhaltung/ Maintenance of substance	Neue Nutzungsanforderung/New requirement for use
Bis/to 1926	Gewölbeersatz, Zementinjektionen/ Replacing vault, Injection of Cement	
1967 bis/to 1968		132-kV-Trasse Tunnel II/132 kV line Tunnel II
1985/1986	Sanierung Druckzone km 15,5/ Redeveloping pressure zone km 15.5	
1996/1997		132-kV-Trasse Tunnel I/132 kV line Tunnel I
1998	Härtstabilisierungsanlage/ Hardness stabilization system	
1981 bis/to 2002/2004	Erneuerung Entwässerungen/ Renewal of drainage systems	Sohlenabsenkungen um 10 bis 30 cm/ Floor lowering by 10 to 30 cm
1996 bis/to 1998/ 2002 bis/to 2004		Profilerverweiterung Huckepack-Korridor/ Enlargement of cross-section piggyback corridor
2011		Neue Stellwerkkaverne Station Tunnel/ New control centre cavern Tunnel station
2012 bis/to 2016	Erneuerung Entwässerungen/ Renewal of drainage systems	Selbstrettungsmassnahmen/Self-evacuation measures Kabelrohrblock 132 kV/Cable pipe duct 132 kV Sohlenabsenkung Station Tunnel/ Lowering of floor Tunnel station Nischen für technische Einrichtungen/ Recesses for technical Installations
Laufend/ Continuous	Spritzbeton, Fugenreparatur/ Shotcrete, joint repair	

**Table 1** Wesentliche bauliche Massnahmen im Simplontunnel seit Eröffnung 1906 (Tunnel I) beziehungsweise dem Ausbau des Parallelstollens zur zweiten Röhre 1922 (Tunnel II)

**Table 1** Essential structural Measures in the Simplon Tunnel since its Opening 1906 (Tunnel I) and the Development of the parallel Heading as second Bore (Tunnel II)

Grösste Herausforderung war dabei die Bedingung, dass der Bahnbetrieb in vollem Umfang aufrecht zu erhalten ist und nur jeweils 1/4 der Tunnelanlage, d.h. die Hälfte einer Tunnelröhre auf 10 km Länge zwischen dem Portal und dem Spurwechsel in Tunnelmitte gesperrt werden kann.

Mit der Dauer der Planung wurde erkannt, dass noch mehr Bedürfnisse für Erneuerung und Nutzungsänderungen vorhanden sind. Ziel ist es, die zur Verfügung stehenden Sperren des Tunnels bestmöglichst auszunützen und soviel wie möglich gleichzeitig auszuführen. Als Grenze dafür erweist sich jedoch die Logistik und die Luftqualität im Tunnel. Gleichzeitig kann mit maximal 4 Bauzügen gearbeitet werden.

## 2 Bautechnische Aspekte und Herausforderungen

### 2.1 Selbstrettungsmassnahmen

Das Konzept der Selbstrettung basiert darauf, dass jeweils die parallel liegende Nachbarröhre als Fluchtweg dient.

Beim Bau des Tunnels vor über 100 Jahren wurden aus logistischen und baulüftungstechnischen Gründen alle ungefähr 200 m schräg zur Tunnelachse verlaufende Querverbindungen, teilweise mit nur sehr geringen Querschnitten

challenge was that train services have to continue fully unhampered in each case as only ¼ of the tunnel system, i.e. the half of a tunnel bore over a distance of 10 km between the portal and the track switchover can be closed in each case.

As planning progressed it was recognized that even more aspects were in need of renewal and changes in use. The aim is to take advantage of the existing tunnel closures as well as possible and undertake as much as possible simultaneously. However, the logistics and the air quality in the tunnel emerged as the limits in this respect. At the same time it is possible to work with 4 construction trains in maximum.

## 2 Technical Aspects during Construction and Challenges

### 2.1 Self-Evacuation Measures

The idea of Self-Evacuation is that every parallel bore is possible to use as escapeway. When the tunnel was built over 100 years ago, every 200 m cross-passages were set up inclined to the tunnel axis, in some cases with only very narrow cross-sections and subsequently more than the half of them closed again. 35 of the 46 still existing passages are now to be used as escapeways and equipped at both sides



gebaut und anschliessend mehr als die Hälfte davon wieder verschlossen. 35 der 46 noch vorhandenen Verbindungen werden nun als Fluchtweg benützt und beidseitig mit mechanisch selbstschliessenden Brandschutztüren (E120, nicht rauchdicht) ausgerüstet. Dazu müssen in den Querverbindungen unter engsten Platzverhältnissen Nischen für diese speziell konstruierten Schiebetüren ausgebrochen werden. Gleichzeitig werden die Querverbindungen örtlich aufgeweitet, um Kabelschächte und Kabelverteiler einbauen zu können. Die Ausbrucharbeiten werden mit Kleinbagger und Spitzhammer, teilweise durch schonendes Sprengen ausgeführt. Das Ausbruchvolumen beträgt pro Nische zwischen 1 und 5 m<sup>3</sup>. Die Ausbruchsicherung erfolgt mittels Bewehrungsmatten und Spritzbeton und ist gleichzeitig auch die definitive Verkleidung (Bild 4).

Die einseitigen Gehwege werden jeweils auf den Innenseiten zwischen den beiden Tunnelröhren, auf der Seite der Querverbindungen, angeordnet. Die Platzverhältnisse seitlich entlang der Tunnelwände sind derart knapp, dass

with mechanical fire protection doors that close automatically (E120, non smokeproof). Towards this end, recesses have to be excavated in the cross-passages for these specially constructed sliding doors under highly constricted conditions. At the same time, the cross-passages are widened locally so that cable shafts and cable distributors can be installed. The excavation activities are undertaken with compact excavators and pick hammers as well as gentle blasting in some cases. The excavated volume per recess amounts to between 1 and 5 m<sup>3</sup>. The excavation support is executed by reinforcement matting and shotcrete, which is also the definitive lining (Fig. 4).

The pathways at one side are always set up on the inner sides between the 2 tunnel bores, at the cross-passages. The spatial conditions at the sides along the tunnel walls are so constricted that they can be 60 cm wide at the most. The surface of the new 132 kV ducts is used as a pathway, which are constructed a few cm wider for this purpose than technically necessary.



4 Ausbrucharbeiten für eine Türnische in den engen Verhältnissen des Querschlags  
Excavation work for a door recess in the constricted conditions posed by the cross-passage

deren Breite max. 60 cm beträgt. Als Gehweg wird die Oberfläche des neuen 132 kV Kabelblocks benützt, der dazu um einige Zentimeter breiter gebaut wird als technisch notwendig.

An 4 Orten im Tunnel ist der Abstand der vorhandenen Querverbindungen zu gross. Darum ist der Bau von 4 neuen, senkrecht zur Tunnelachse angeordneten Querschlägen erforderlich. Sie werden im Sprengvortrieb von beiden Tunneln her aufgeföhren. In einem ersten Schritt wird das bestehende Mauerwerk des Tunnels mit Ankern gesichert. Der erste Abschlag von rund 1 m, inklusive Tunnelmauerwerk, muss mechanisch ausgeführt werden. Anschliessend werden 3 Abschlüge à 2 m gesprengt. Der Ausbruch von der anderen Seite mit dem Durchschlag erfolgt analog in einer späteren Bauphase. Der Durchschlag selbst muss ebenfalls mit mechanischem Abbau erfolgen.

Um eine hohe Projektsicherheit für das System der 78 einzubauenden Schiebetüren und der 40 km Handläufe zu erhalten, wurde im Frühjahr 2011, 2 km ab dem Nordportal, eine Querverbindung einseitig mit einer Mustertüre und verschiedenen Systemen von Handläufen ausgerüstet (Bild 5). Damit konnte im laufenden Bewilligungsverfahren das System vor Ort vorgeführt werden. Das Türsystem hat sich bewährt und konnte für die Realisierung freigegeben werden. Als eine Erkenntnis aus der Musterinstallation wurde die Anordnung der grünen Beleuchtung der Querschlageingänge optimiert, um Verwechslungen mit Signalen auszuschliessen.

Die Wahl des Handlaufsystems fiel auf einen Typ aus Stahlrohren mit integrierter LED-Beleuchtung. Wesentliche Vorteile dieses Systems sind die hohe Montageleistung, der geringe Energieverbrauch sowie die gleichmässige Ausleuchtung des Fluchtweges.

### 2.2 Kabeltrassen 132 und 16 kV

Nebst den Selbstrettungsmassnahmen, die bis auf den Gehweg vor allem lokale Baustellen bedingen, sind die Linienbaustellen für die 3 Kabelrohrblöcke à 20 km Länge, zusammen mit dem Ersatz der Entwässerungsleitungen, Hauptelemente der Bauarbeiten. Die beiden Hochspannungstrassen für die Bahnstromversorgung mit 132 kV Spannung, mit je 2 Kabeln, verlaufen heute in Oberflächen-Kabelkanälen, in jeder Tunnelröhre auf der rechten Seite. Diese Art der Kabelführung ist nicht mehr konform, die Oberflächen-Kabelkanäle müssen durch geschlossene Kabelrohrblöcke ersetzt werden. Andere Lösungen, als die Kabelrohrblöcke oberflächlich neben den Gleisen anzuordnen, wurden intensiv untersucht, mussten aber verworfen werden. Eine Anordnung mit Befestigung am Tunnelgewölbe kommt aus Profilgründen nicht in Frage und unter dem Gleis würde das teilweise vorhandene Sohlgewölbe tangiert und die Zugänglichkeit (Muffen, Kabelzug) wäre nicht sichergestellt. Damit sind die generellen Bauphasen für die gesamten Arbeiten im Tunnel gegeben (Bild 6).



5 Als Muster ausgerüsteter Querschlag mit Türe, Beleuchtung, Beschilderung und zwei verschiedenen Typen des Handlaufs (Frühjahr 2011)  
*Cross-passage equipped with door, lighting, signs and 2 different types of handrail for trial purposes (Spring 2011)*

At 4 points in the tunnel the gap between the existing cross-passages is too large. As a result, 4 new cross-passages perpendicular to the tunnel axis are required. They are produced by drill & blast from both tunnels. In a first stage, the tunnel masonry is secured with anchors. The first roughly 1 m long round of advance, including the tunnel masonry, has to be executed mechanically. Subsequently, three 2 m lengths are blasted. The excavation from the other side with the breakthrough takes place in similar fashion during a subsequent construction phase. The breakthrough also has to be completed by mechanized means.

In spring 2011, 2 km from the north portal a cross-passage was equipped at one side with a trial door and various handrail systems (Fig. 5) in order to provide high project safety for the system involving the 78 sliding doors to be installed and the 40 km of handrails. As a result, the system was displayed on the spot during the ongoing approval proceedings. The door system proved itself and was given the green light for utilization. One recognition from the trial installation saw the arrangement of the green lights for the cross-passage entrances optimized in order to prevent them being mistaken for signals.

The selected handrail system involved a type made of steel pipes with integrated LED lighting. The main advantages of this system are the high assembly rate, the low energy consumption and the even illumination of the escapeway.

### 2.2 Cable Ducts 132 and 16 kV

Apart from the self-evacuation measures, which first and foremost relate to local sites apart from the pathway, the line construction sites for the 3 cable pipe ducts each 20 km long represent main elements of the construction activities together with the drainage lines. The 2 high-voltage transmission lines for the rail power supply with 132 kV voltage, each with 2 cables, today run in surface cable ducts on the right side of each tunnel bore. This kind of cable set-up no



Während des Baus muss jeweils eine Kabeltrasse immer in Betrieb sein und die zweite innert Stunden in Betrieb genommen werden können. Darum wird der einzige freie Platz, links neben dem Gleis im Tunnel II, benutzt, um als erstes einen neuen Kabelrohrblock zu erstellen, nachdem er von sekundären Kabeln und Einrichtungen befreit worden ist. Nach dem Einzug der 132-kV-Kabel und deren Inbetriebnahme werden die Arbeiten in die andere Tunnelröhre, den Tunnel I verlegt, wo die vorhandene Kabeltrasse aus den 1990er Jahren ersetzt wird.

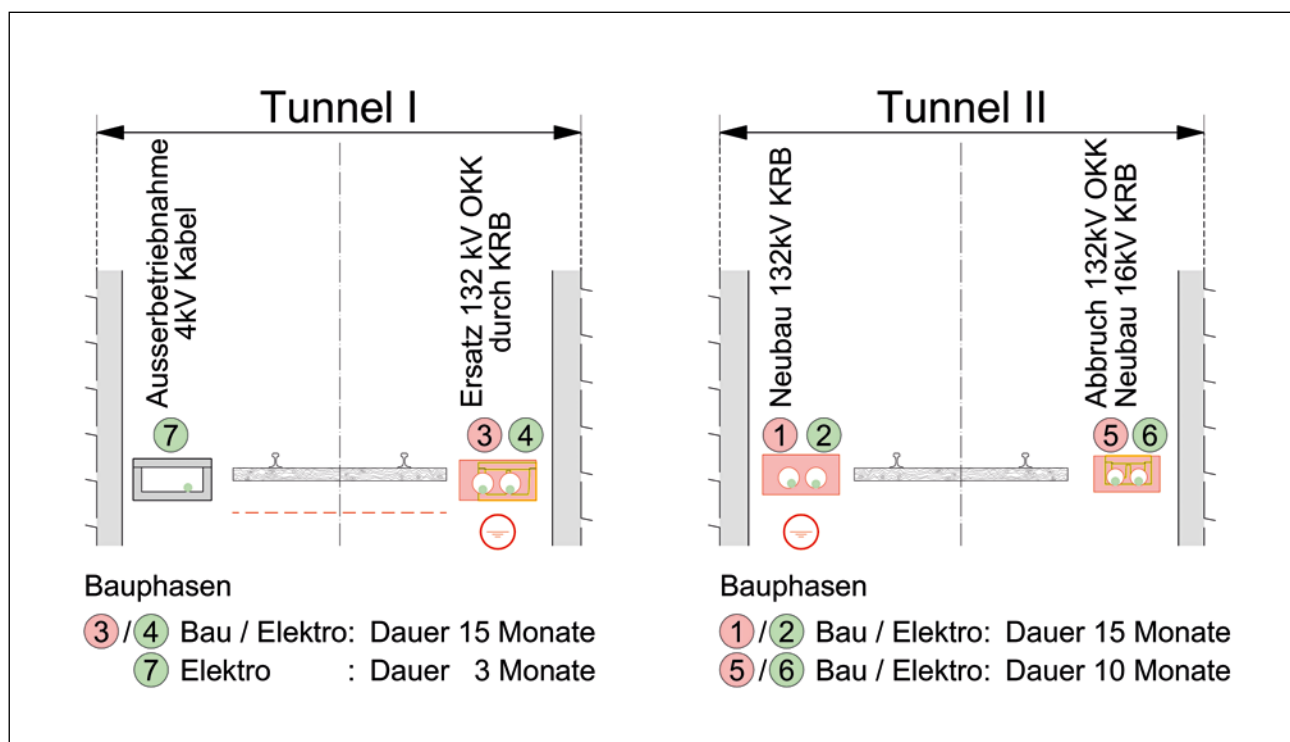
Anschliessend kann wiederum im Tunnel II das 40 Jahre alte 132-kV-Ölkabel ausser Betrieb genommen und abgebrochen werden, was wegen des Ölmantels und den in regelmässigen Abständen angeordneten Öldruckbehältern bereits eine Herausforderung für sich ist. An dessen Stelle wird der Kabelrohrblock für die neue 16 kV Stromversorgung gebaut. Allein die Installation der neuen Stromversorgung mit den neuen Transformatoren alle Kilometer erfordert wiederum eine grössere Anzahl von Detail-Bauphasen. Ganz zum Schluss kann das vorhandene 4-kV-Kabel, das heute nonkonform im stark belegten Niederspannungskabelkanal verlegt ist, ausser Betrieb genommen werden.

Für das Erstellen der Muffen der Hochspannungskabel werden alle rund 1500 m grosse Nischen benötigt mit Längen von 12 m, Tiefen von 2 m und Höhen bis 3,5 m. Diese werden seitlich längs der Tunnelröhren angeordnet und im Sprengverfahren ausgebrochen. Damit aus Zeitgründen auf eine Längsetappierung verzichtet werden kann, wird

longer conforms, the surface cable ducts have to be replaced by closed cable pipe ducts. Other solutions apart from setting up the cable pipe ducts on the surface next to the tracks, had to be discarded. An arrangement which foresees them attached to the tunnel vault cannot be contemplated because of the cross-section and beneath the track the floor invert, which is partially in place, would be affected and accessibility (sleeves, pulling of cables) not assured. In this way, the general construction phrases for the entire activities in the tunnel are predetermined (Fig. 6).

During construction, one cable transmission line at least must be operational and the second capable of becoming operational within a matter of hours. This is why the sole free space, to the left of the track in Tunnel II is utilized, first of all to produce a new cable pipe duct, after it is freed from secondary cables and installations. Once the 132 kV cable is installed and starts operation work switches to the other tunnel bore, Tunnel I, where the existing cable transmission line dating back to the 1990s is replaced.

Subsequently, the 40-year old 132 kV oil cable in Tunnel II can be decommissioned and dismantled, something which represents a challenge in itself on account of the oil jacket and the oil pressure vessels set up at regular intervals. The cable pipe duct for the new 16 kV power supply is laid in its place. Installing the new power supply with the new transformers every kilometre alone requires a large number of detailed construction phases. At the very end, the existing 4 kV cable, which today is laid in the cluttered low-voltage cable duct contravening regulations, has to be decommissioned.



6 Schematische Darstellung des generellen Bauablaufs im Querprofil  
Schematic presentation of the general construction sequences in the cross-section

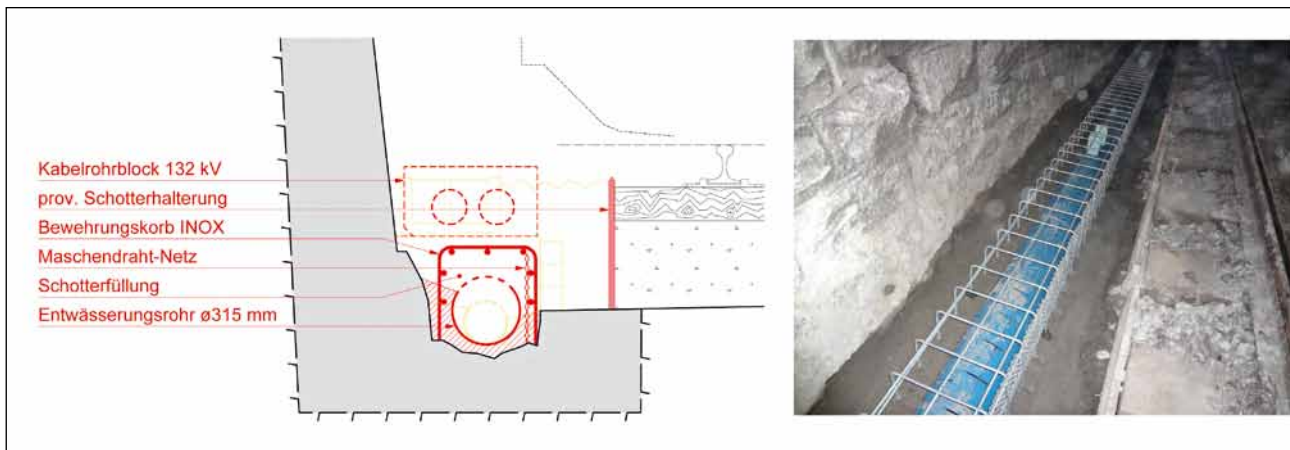
das Tunnelgewölbe auf die ganze Länge der Nischen mit einem massiv rückverankerten Riegel abgefangen. Dabei wird vorgängig eine erste Reihe Mörtelanker direkt oberhalb des Riegels eingebaut, anschliessend das Mauerwerk in Etappen von 2 m abgebrochen und gleichzeitig der Spritzbetonriegel eingebaut und die weiteren Anker gesetzt. Dieser Ablauf ist eine Unternehmervorschlag. Die Amtsvariante sah vor, den Betonriegel in einem Gewölbeschlitz etappiert in Ortbeton zu erstellen und erst dann das Gewölbe abzubrochen. Der statische Nachweis für den verankerten Riegel in sehr unterschiedlicher Geologie und mit teilweise sehr hoher Überlagerung ist schwierig zu erbringen. Deshalb wurden Rückrechnungen über die Tragfähigkeit des vorhandenen Zement- und Natursteinmauerwerks angestellt (Bild 7).

To produce the sleeves for the high-voltage cables largish recesses are needed at roughly 1,500 m intervals, with lengths of 12 m, depths of 2 m and heights of up to 3.5 m. They are set up along the side of the tunnel bores and excavated by drill & blast. In order to avoid longitudinal stages for time reasons, the tunnel vault is underpinned with a massive back-anchored bar along the entire length of the recesses. Towards this end, first of all an initial row of mortar anchors are installed directly above the bar, then the masonry demolished in 2 m stages and at the same time the shotcrete bar installed and the remaining anchors placed. This sequence was proposed by the contractor. The official version foresaw the concrete bar being produced in stages with in situ concrete in a slot on the vault before it was demolished. Static proof for the anchored bar in extremely varied geology and



7 Ausgebrochene Muffennische 132 kV mit Gebirgssicherung und Einbau der Bewehrung für die Ortbeton-Verkleidung  
Excavated sleeve recess 132 kV with rock support and installation of the reinforcement for the in situ concrete lining





**8** Auflager für den Kabelrohrblock über der Entwässerung: Einbau eines rostfreien Korbes aus Bewehrungsstahl und Schotterfüllung (links Querschnitt und rechts versetzter Korb vor der Füllung mit Schotter)  
 Abutment for the cable pipe duct above the drainage system: installation of a stainless steel basket made of reinforcing steel and ballast fill (on the left cross-section and on the right offset basket prior to filling with ballast)

### 2.3 Tunnelentwässerung

Die Wassereintritte in den Tunnel sind stark unterschiedlich in der Art, der örtlichen Verteilung und der Schüttung. Während im Süden grosse karstartige Quellen mit Schüttungen von über 1000 l/s eintreten, sind es in Tunnelmitte stark mineralisierte Wässer mit Temperaturen bis über 40°C und in der Nordhälfte verschiedenste lokale Wasservorkommen. Die vorhandenen Tunnelentwässerungsleitungen aus HDPE-Rohren mit Durchmesser 200 mm der 1980er und 1990er Jahre weisen - trotz Unterhalt und Härtestabilisierung - stellenweise starke Versinterungen und Verstopfungen auf. Die Betonkanäle in Süden mit grossen Wasserabflüssen sind weitgehend intakt. Weil die neuen Hochspannungskabelblöcke direkt über den Tunnelentwässerungsleitungen liegen, wurde kurz vor Baubeginn entschieden, die gesamten 24 km HDPE-Entwässerungsrohre mit den darüber liegenden Drainagepackungen aus Sickerbeton zu ersetzen.

Neu werden PP-Sickerrohre mit Nenn-Ringsteifigkeit SN8, 315 mm Durchmesser und grossen Sickerschlitzen eingebaut. Damit sind günstige Verhältnisse für den Unterhalt und eine lange Gebrauchsdauer sichergestellt. Nach dem Bau der Kabelrohrblöcke sind die Leitungen nicht mehr auswechselbar. Für die Sickerpackung über den Leitungen und das Auflager der Kabelrohrblöcke wurde eine spezielle Lösung entwickelt. Über der Leitung wird ein Korb aus rostfreien Bewehrungsstahl versetzt und unten in den Hüllbeton des Rohrs eingelassen. Auf Seite des Schotterbettes ist am Korb ein Maschengitter angebracht. Der Korb wird mit grobem Sickerkies verfüllt. So wird vermieden, dass beim nächsten Gleisumbau mit Schotteraushub der Kabelblock instabil wird. Die Entwässerungsleitungen werden im Gegensatz zu einer Lösung mit Sickerbeton nicht durch ausgewaschenen Zement verschmutzt. Zudem ermöglicht diese Lösung einen raschen Bauvorgang. Diese Körbe haben Elementlängen von rund 2 m und müssen durch Kupferkabel elektrisch verbunden und an den Erdleiter angeschlossen werden (Bild 8).

with in some cases very high overburden is difficult to provide. As a consequence, recalculations were made relating to the bearing capacity of the existing cement and natural stone masonry (Fig. 7).

### 2.3 Tunnel Drainage

Water ingresses into the tunnel differ greatly in the nature, local distribution and the quantity. Whereas in the south large karst-like springs with amounts exceeding 1,000 l/s occur, highly mineralized waters with temperatures in excess of 40°C are present in the middle of the tunnel with all kinds of local water sources prevailing in the south. The existing water drainage lines made of HDPE pipes with 200 mm diameter dating from the 1980s and 90s display pronounced sintering and clogging in parts - in spite of maintenance and hardness stabilization. The concrete conduits in the south with large water outflows are largely intact. As the new high-voltage cable ducts are located directly above the tunnel drainage lines, it was decided shortly prior to construction to replace the altogether 24 km of HDPE drainage pipes with the drainage packs consisting of filter concrete located above.

Filter pipes with 315 mm diameter and large filter slots were newly installed. In this way, favourable conditions for maintenance and a long service life are assured. After the cable pipe ducts are constructed the lines can no longer be replaced. A special solution was devised for the filter pack above the lines and the abutment of the cable pipe ducts. A basket consisting of stainless reinforcement steel was placed above the line and inserted into the pipe's bedding concrete. A mesh grid is attached to the basket at the side of the ballast bed. The basket is filled with coarse filter gravel. In this way, it is avoided that the cable duct becomes instable. The drainage lines are no longer contaminated by eroded cement. Furthermore, this solution enables rapid construction progress. These baskets are roughly 2 m in length and have to be connected electrically by copper cables and attached to the earth wire (Fig. 8).

Die Linienbaustelle der Entwässerung ist stark angeknüpft an jene für den Bau der Kabelrohrblöcke. Im Arbeitsfortschritt müssen auch die unzähligen Wassereintritte, Rinnen und Querleitungen, die zu fassen und anzuschliessen sind, mitberücksichtigt werden. Ebenso sind die etwa 300 anzupassenden Kontrollschächte der Entwässerung, die in den Personenschutznischen untergebracht sind und die rund 200 Schächte die abgebrochen und neu gebaut werden müssen, einzubeziehen. Dabei liegen nicht wie bei einem Neubautunnel einheitliche, sondern örtlich immer wieder unterschiedliche Verhältnisse vor.

### 3 Bauausführung und Baukosten

Die Bauarbeiten sind an die Bedingung geknüpft, dass der Bahnbetrieb aufrecht zu erhalten ist. Das Bauprogramm musste mit Projekten auf der Gotthardachse im Tessin und in Italien abgestimmt werden. Der Grund liegt in den not-

The line construction site for the drainage is closely linked to that for producing the cable pipe ducts. As work progresses, the innumerable water ingresses, channels and transverse lines, which are to be collected and connected must also be taken into consideration. The same applies to the around 300 drainage control shafts that have to be modified and the roughly 200 that have to be demolished and rebuilt. In this connection, the conditions are not uniform as in the case of a newly built tunnel but always differ locally.

### 3 Executing Construction and Construction Costs

The construction activities are tied to the condition that train services continue to operate. The construction programme had to be harmonized with Gotthard axis projects in Ticino and Italy. The reason is to be found in the partial



9 Einbau der Betonabdeckung der Tunnelsohle als Bestandteil der Sohlenregulierung  
Installation of the concrete cover for the tunnel invert as component of adjusting the floor

wendigen Teilsperren des Simplontunnels während der Bauarbeiten, die einen zusätzlichen Verkehr auf der Gotthardachse zur Folge haben. Für die Hauptbauarbeiten steht ein Zeitfenster vom Frühjahr 2012 bis Dezember 2015 zur Verfügung. Fertigstellungsarbeiten müssen in Nachtintervallen 2016 ausgeführt werden.

Grosse Einschränkungen für die Arbeiten im Tunnel ergeben sich durch die Logistik. Maximal können gleichzeitig 4 Bauzüge eingesetzt werden. Dies hauptsächlich wegen der Wärme und den Luftverhältnissen im Tunnel. Das Bauprogramm wird durch die Linienbaustellen mit hoher Leistung dominiert. Gleichzeitig müssen aber auch die zahlreichen lokalen Baustellen beherrscht werden können. Nicht zu vergessen sind die vielen Gleisquerungen von Kabeln und Entwässerungen, Schächte, Aussparungen usw. Die Koordination von Bau, Logistik, Personal, Tunnellüftung, Bahnbetrieb, Materialumschlag und Arbeiten der SBB-Fachdienste stellt eine tägliche Herausforderung für den zweischichtigen Betrieb an 5 Tagen pro Woche dar. Davon soll in einem Vortrag im nächsten Jahr berichtet werden.

Während der über 4 Jahre dauernden Bauzeit darf auch der übliche Unterhalt der Tunnelanlage nicht vernachlässigt werden. Dieser muss sich auf lediglich 2 bis 3 Wochen pro Jahr konzentrieren und als „Unterhaltsfenster“ in die Bauphasen integriert werden.

Die Kosten belaufen sich auf insgesamt rd. 200 Mio. CHF. Davon entfallen 65 Mio. CHF auf den reinen Rohbau, 45 Mio. CHF auf die Logistik, 50 Mio. CHF auf Kabel und technische Einrichtungen und 40 Mio. CHF auf weitere Kosten und Honorare.

#### 4 Fazit und Schlusswort

Die Bauarbeiten im Simplontunnel sind eine besondere Herausforderung, sowohl für das Projekt, die Realisierung als auch den Betrieb. Mit der Aufrüstung der vorhandenen über 100 Jahre alten Anlage sind in jeder Beziehung Kompromisse notwendig, von den Sonderwerten des Lichtraumprofils über die technische Auslegung der Anlagen unter den engen Platzverhältnissen bis zu den Baumassnahmen unter Betrieb. Keine Kompromisse gibt es jedoch bezüglich der Sicherheit bei der Bauausführung.

Erfreulich ist, dass der bauliche Zustand des Tunnels als gut bezeichnet werden kann. Unsere Vorfahren verdienen grossen Respekt für ihre damaligen Leistungen. Auch die jetzigen baulichen Massnahmen sind nicht auf Schäden am Bauwerk, sondern auf neue Nutzungsanforderungen zurückzuführen – die nächsten stehen bereits an. Es sind dies eine neue Tunnelfunkanlage und Anlagen für Zugsicherungseinrichtungen Level ETCS.

So bleibt der über 100-jährige Tunnel weiterhin fit als Bestandteil der Neuen Alpentransversale NEAT.

closures affecting the Simplon Tunnel during the construction operations, which result in additional traffic on the Gotthard axis. The time slot for the main construction operations runs from spring 2012 until December 2015. Completion work must be carried out during breaks at night in 2016.

The logistics result in major restrictions affecting the work in the tunnel. A maximum of 4 construction trains can operate at any one time. This is mainly on account of the heat and the air conditions in the tunnel. The construction programme is dominated by the line construction sites with high performances. At the same time, the numerous local sites must also be tackled successfully. The numerous track crossings affecting cables and drainage lines, shafts, recesses etc. must also not be forgotten. Coordinating construction, logistics, staff, tunnel ventilation, train services, material handling and jobs undertaken by the SBB special services represents a daily challenge for the 2-shift operation over 5 days a week. More details will be provided in a paper due to be presented next year.

During the more than 4 years of construction the tunnel's customary maintenance must not be neglected. This has to be concentrated during 2 to 3 weeks per year and integrated in the construction phases as a "maintenance slot".

Altogether the costs are earmarked at around 200 million CHF. Of this total, 65 million CHF is accounted for by the pure roughwork, 45 million CHF for logistics, 50 million CHF for cables and technical installations and 40 million CHF for further costs and fees.

#### 4 Summary and Conclusion

The construction activities in the Simplon Tunnel represent a particular challenge both for the project itself, its accomplishment as well as its operation. When renovating the more than 100 year old tunnel compromises have to be made in every respect, from the special definition of the clearance profile by way of the technical design of facilities given constricted space conditions right up to construction measures while train services are running. However, there are no compromises in conjunction with safety while executing construction.

It is pleasing that the tunnel's structural state can be described as good. Our forefathers deserve a round of applause for their achievements at the time. The current structural measures are not attributable to damage to the tunnel but to new requirements governing utilization – the next ones are on the horizon, namely a new tunnel radio system and facilities for train safety installations – Level ETCS.

As a consequence, the over 100-year old tunnel remains a component of the new Alpine rail routes – NEAT.



Erich Suter, Dipl. Bau-Ing. HTL, Baustellenleiter Galgenbucktunnel, Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH  
Andreas Weidinger, Gesamtprojektleiter Galgenbucktunnel, Bundesamt für Strassen ASTRA, Winterthur/CH  
Thomas Reber, Leiter Projektverfasser Tunnel und Geotechnik, Lombardi AG, Minusio/CH

# Galgenbucktunnel/CH

## Tunnelbau im urbanen Bereich

Der Galgenbucktunnel soll zur Entlastung des angestiegenen Verkehrsaufkommens in der Gemeinde Neuhausen führen. Der grösste Teil des Galgenbucktunnels liegt in dicht besiedeltem Gebiet. Diese Ausgangslage und eine sehr geringe Überlagerung über der gesamten Tunnellänge bei sehr heterogenen, karstanfälligen geologischen Verhältnissen stellen den Tunnelbau vor besondere Herausforderungen.

# Galgenbuck Tunnel/CH

## Tunnelling in an Urban Area

The Galgenbuck Tunnel is intended to relieve the growing volume of traffic in the municipality of Neuhausen. The major portion of the Galgenbuck Tunnel is located in a densely populated area. This starting position and extremely shallow overburden over the entire length of the tunnel given very heterogeneous geological conditions with a proclivity for karstification pose special challenges for tunnelling.

### 1 Einleitung/Projekt

Das Projektgebiet des Galgenbucktunnels liegt zwischen Neuhausen am Rheinfluss und Schaffhausen (Bild 1).

Nach der Eröffnung der A4-Stadt tangente 1996 gab es grössere Verkehrsumlagerungen, die zu einer deutlichen Erhöhung der Verkehrsbelastungen auf den Zubringerstrecken zum Anschluss Schaffhausen Süd geführt haben. Mit dem neuen Tunnel sollen die Funktionsfähigkeit des Anschlusses Schaffhausen Süd langfristig sichergestellt und die Gemeinde Neuhausen am Rheinfluss vom Durchgangsverkehr entlastet werden. Durch die direkte Anbindung des Klettgaus und flankierenden Massnahmen auf dem untergeordneten Strassennetz wird der Verkehr auf dem Nationalstrassenzubringer gebündelt und durch die Anschlüsse Engi und Bahntal an verkehrstechnisch geeigneten Stellen mit dem übrigen Netz verbunden.

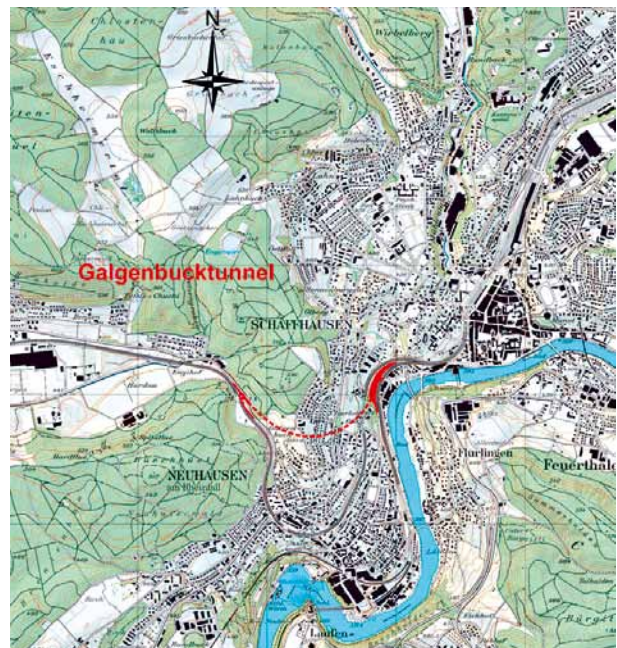
Das Projekt gliedert sich in folgende 3 Teilabschnitte:

- Anschluss Engi im Westen (offene Strecke Engi)
- Galgenbucktunnel (Tagbaustrecken und bergmännischer Tunnel)
- Anschluss Bahntal im Osten (offene Strecke Bahntal)

Das Vorhaben umfasst mehrere Baulose, wobei das Los 3 mit den Baumeisterarbeiten für den Tunnelbau das eigentliche Herzstück des Projektes bildet (Bild 2).

### 1 Introduction/Project

The project area for the Galgenbuck Tunnel is located between Neuhausen on the Rhine Falls and Schaffhausen (Fig. 1).



1 Lage Galgenbucktunnel  
Position of Galgenbuck Tunnel

## Tunnel de Galgenbuck/CH

### Construction d'un tunnel en zone urbaine

Le tunnel de Galgenbuck est prévu pour délester la commune de Neuhausen du volume croissant de la circulation. La plus grande partie de ce tunnel se trouve dans une zone très urbanisée. Ce contexte et la très faible couverture au-dessus de toute la longueur du tunnel, associée à des conditions géologiques très hétérogènes et karstiques posent de réels défis pour la construction du tunnel.

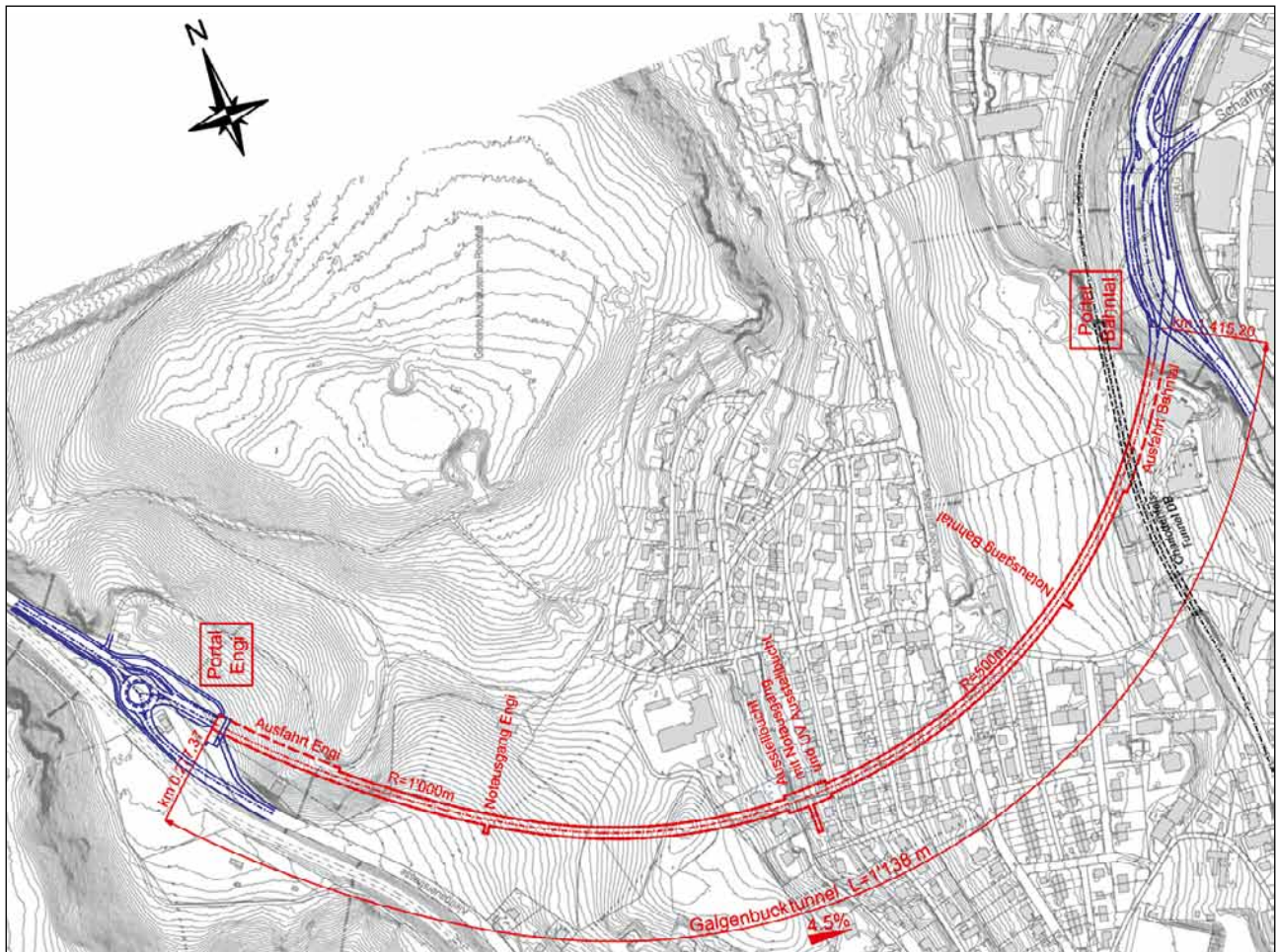
Mit einer Gesamtlänge von 1138 m verläuft der Galgenbuck-tunnel vom Portal Engi zwischen Neuhausen am Rheinfeld im Westen zum Portal „Bahntal“ und Schaffhausen im Osten. Dabei unterquert er die Gemeinde Neuhausen am Rheinfeld in einem weiten Bogen. Insgesamt besteht der Galgenbuck-tunnel aus 2 kurzen Tagbaustrecken in den Portalbereichen sowie aus einer 1061 m langen bergmännischen Tunnelstrecke. Der zweispurige Tunnel wird im Gegenverkehr betrieben. An beiden Portalen, vor der Ausfahrt aus dem Tunnel,

## Galleria di Galgenbuck/CH

### Costruzione di gallerie in zona urbana

La galleria di Galgenbuck serve ad alleggerire il crescente traffico nel comune di Neuhausen. La maggior parte della galleria di Galgenbuck si trova in una zona ad alta concentrazione abitativa. Questa situazione iniziale ed una copertura molto scarsa per tutta la lunghezza della galleria con una situazione geologica molto eterogenea e carsica, pongono la costruzione di questa galleria di fronte a sfide particolari.

After the A4 city tangent was opened in 1996, major traffic redistributions took place, which led to a considerable increase in the impact of traffic affecting the access routes to the Schaffhausen South hub. The new tunnel is intended to secure the functionality of the Schaffhausen South hub in the long term and relieve the municipality of Neuhausen on the Rhine Falls from through traffic. Through the direct link-up to the Klettgau and flanking measures on the subordinated road network traffic is concentrated on the national high-



2 Situation Galgenbucktunnel  
Situation of Galgenbuck Tunnel



gibt es zusätzlich zu den 2 Fahrspuren einen sogenannten "Vorsortierstreifen", welcher den Verkehrsteilnehmern das Einordnen in die gewünschte Fahrspur in den Verkehrsknoten direkt nach dem Tunnel ermöglicht. Der Anschluss Bahntal sichert sowohl die kreuzungsfreie Anbindung des Galgenbuckeltunnels an den bestehenden Autobahnanschluss Schaffhausen Süd als auch die Verbindung an das lokale Strassennetz. Das Gefälle im Tunnel beträgt 4,5%. Die Gebirgsüberlagerung ist generell klein und variiert zwischen 15 und 60 m. Im Bereich Bahntal unterquert der Tunnel den bestehenden Charlottenfelstunnel der Deutschen Bahn (DB) mit einem minimalen Abstand von etwa 5,50 m.

Zu den baulichen Sicherheitselementen gehören 3 Notausgänge (Notausgänge Engi, Ausstellbucht und Bahntal), 2 gegenüberliegende Ausstellbuchten in der Tunnelmitte sowie alle 150 m SOS- und Hydrantennischen. Die Notausgänge führen zum mit Überdruck belüfteten kombinierten Fluchtweg- und Werkleitungskanal unterhalb der Fahrbahn, welcher in den Portalbereichen Engi und Bahntal über Schleusen ins Freie führt. Weitere Bestandteile des Galgenbuckeltunnels sind eine eingedeckte Lüftungs- und Elektrozentrale beim Portal Engi (UV Engi), die Elektrozentrale beim Portal Bahntal (UV Charlottenfels) und eine unterirdische Unterverteilstation in der Tunnelmitte, im Bereich der Ausstellbuchten (UV Ausstellbucht).

### 2 Vortriebskonzept

Der Vortrieb des bergmännischen Tunnels erfolgt in sehr wechselhaften und heterogenen, karstanfälligen geologischen Verhältnissen. Aufgrund der variablen Geologie und

way access and connected with the remaining network at technically suitable points via the Engi and Bahntal accesses. The project is divided into the following 3 part-sections:

- Engi link in the west (open route Engi)
- Galgenbuck Tunnel (cut-and-cover sections and trenchless tunnel)
- Bahntal link in the east (open route Bahntal)

The project involves several contract sections, with section 3 entailing the construction activities for tunnelling forming the actual core of the project (Fig. 2).

The Galgenbuck Tunnel runs with an overall length of 1,138 m from the Engi portal between Neuhausen on the Rhine Falls in the west to the "Bahntal" portal and Schaffhausen in the east. In the process, it passes beneath the municipality of Neuhausen on the Rhine Falls in a wide arc. All in all, the Galgenbuck Tunnel constitutes 2 short cut-and-cover sections in the portal zones as well as a 1,061 m long trenchless tunnel section. The 2-lane tunnel is operated bi-directionally. At both portals, before exiting the tunnel, in addition to the 2 lanes there is a so-called "pre-selection lane", which enables motorists to find the desired lane in the traffic hubs encountered directly after the tunnel. The Bahntal link facilitates the intersection free connection of the Galgenbuck Tunnel to the existing Schaffhausen South motorway hub as well as providing a link-up to the local road network. The tunnel gradient amounts to 4.5%. The rock overburden is generally shallow and varies between 15 and 60 m. In the proximity of Bahntal the tunnel passes below the existing Deutsche Bahn (DB) Charlottenfels Tunnel with a minimal gap of roughly 5.50 m.



3 Sprengvortrieb Kalotte 3-Spurprofil Engi  
Engi 3-lane crown drill&blast drive





4 Maschinell unterstützter Vortrieb Strosse 3-Spurprofil Engi  
Mechanically supported drive for Engi 3-lane bench drive

der damit verbundenen Schwankung der bautechnischen Auswirkungen ist für den bergmännischen Vortrieb ein flexibles Ausbruch- und Sicherungskonzept vorgesehen (Bild 3, 4).

Der Tunnel wird hauptsächlich fallend von der Engi ins Bahntal vorgetrieben. Der Ausbruch erfolgt im Sprengvortrieb und wird bei Bedarf mit dem Bagger mechanisch unterstützt. Auf der gesamten Tunnellänge findet ein Teilausbruch statt. Hierfür bricht man zunächst die Kalotte streckenweise aus und zieht die Strosse sowie die Sohle laufend nach. Bei guten geologischen Verhältnissen wird der ausgebrochene Hohlraum mit Felsankern, Bewehrungsnetzen und Spritzbeton gesichert. Bei bautechnisch weniger optimaler Geologie sind zusätzlich Gitterträger sowie Mikropfähle im Bereich der Kalottenfüsse vorgesehen. Ausserdem werden je nach Bedarf weitere vorausseilende Sicherungsmassnahmen wie ein Spiess- oder Rohrschirm und lange Brustanker eingesetzt.

Beim Portal Bahntal sollen nach dem Aushub des Voreinschnitts 2 parallele 124 m lange Sondierstollen erstellt werden. Diese Stollen entstehen unabhängig vom Tunnelhauptvortrieb. Ziel ist es, durch den Bau der Sondierstollen die geologischen Verhältnisse im Kreuzungsbereich mit dem Charlottenfelstunnel der Deutschen Bahn detailliert zu erkunden. Dank dieser Informationen ist es möglich, die heikle Unterquerung des unter Betrieb stehenden Charlottenfelstunnels besser zu planen. Gleichzeitig soll die Frage geklärt werden, ob in diesem Bereich gebirgsverbessernde Massnahmen notwendig werden.

Eine systematische, vortriebsbegleitende Vorauserkundung mittels mehreren, im Profil verteilten und sich überlappenden Zerstörungsbohrungen (Drehschlagbohrungen mit einem Durchmesser von 76 mm) ist über die ganze Länge der bergmännisch aufzufahrenden Strecke zwingend erforderlich. Die Vorauserkundungsbohrungen erlauben eine bessere Interpretation der sehr heterogenen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse. Im Speziellen wird das Vorhandensein von Bolustontaschen bzw. Karsthohlräumen in der unmittelbar bevorstehenden Vortriebszone erkundet.

The structural safety elements include 3 emergency exits (emergency exits Engi, emergency bay and Bahntal), 2 emergency bays lying opposite to each other at the centre of the tunnel as well as SOS and hydrant recesses at 150 m gaps. These emergency exits lead to a combined evacuation and utility service tunnel ventilated with overpressure below the carriageway, leading into the open via locks in the Engi and Bahntal portal zones. Further elements of the Galgenbuck Tunnel are a covered ventilation and electric control central at the Engi portal (UV Engi), the electric control centre at Bahntal portal (UV Charlottenfels) and an underground sub-distributor station at the centre of the tunnel, close to the emergency bays (UV emergency bay).

## 2 Driving Concept

The trenchless tunnel is driven in extremely variable and heterogeneous geological conditions prone to karstification. On account of the variable geology and the associated fluctuation of the construction technical effects, a flexible excavation and support concept is foreseen for the trenchless drive (Figs. 3 + 4).

The tunnel is mainly driven on the dip from Engi to Bahntal. The excavation is carried out by drill & blast and is supported mechanically by excavator if need be, Part-excavation is undertaken over the entire length of the tunnel. For this purpose, the crown is first excavated stage-by-stage with the bench and the floor invert continuously following up. Given good geological conditions the excavated cavity is secured by rock anchors, reinforcement netting and shotcrete. Should the geology be less optimal in engineering terms, lattice girders and micro piles at the crown base are additionally foreseen. Furthermore, further advance securing measures such as spile or pipe umbrellas and long face anchors are applied.

After the precut 2 is excavated, 2 parallel 124 m long exploratory tunnels are to be produced at the Bahntal portal. These tunnels are created independent from the tunnel main drive. The aim is to thoroughly investigate the geological conditions at the intersection area with the Charlottenfels Tunnel by building these exploratory tunnels. On the basis of this information it is possible to plan the complicated procedure of underpassing the Charlottenfels Tunnel while still operational more effectively. At the same time, the issue of whether rock improvement measures are necessary in this area will be clarified.

A systematic advance investigation accompanying the drive by means of several, overlapping destructive drill holes distributed over the cross-section (percussion drilling with a diameter of 76 mm) is absolutely necessary over the entire length of the trenchless section. These advance exploratory drill holes enable a better interpretation to be obtained of the extremely heterogeneous geological and hydrogeological conditions. The presence of Bolus clay pockets and karst cavities in particular in the immediate imminent driving zone



5 Verkarsteter Malmkalk  
Karstified malm limestone

Die Ergebnisse der Vorauserkundungsbohrungen bilden u.a. die Grundlage für die Festlegung der Bauhilfs- und Sicherungsmassnahmen sowie des Vortriebsverfahrens. Die Vorauserkundungsbohrungen dienen zusätzlich als Drainage bzw. Entlastung von allfällig wassergefüllten Karstsystemen.

### 3 Geologie

Der Vortrieb des Galgenbucktunnels erfolgt durch stark heterogene und wechselhafte, geologisch unsichere Verhältnisse. Der grösste Teil des bergmännischen Tunnels liegt im Malmkalk, einem äusserst feinkörnigen (mikritischen) Kalkstein mit teilweise sehr hohen Festigkeiten. Die zu durchquerenden Malmkalke sind unregelmässig und unterschiedlich geklüftet bzw. gebankt und können mergelige Zwischenlagen aufweisen. Des Weiteren ist die Malmkalkformation im Projektgebiet des Galgenbucktunnels im Bereich der Felsoberfläche verkarstet. Die Existenz von Karsthohlräumen unterschiedlicher Abmessungen ist daher auf der ganzen Tunnellänge nicht auszuschliessen. Die Klüfte und Karsthohlräume dürften häufig mit Boluston, teilweise auch zusätzlich mit Kalksteinbruchstücken verfüllt sein. Ab einer Tiefe von 30 m unter der Kalkoberfläche ist vermehrt mit leeren oder mit Wasser gefüllten Karsthohlräumen zu rechnen. Es sind sowohl vertikale als auch horizontale Karstsysteme möglich, welche sich über mehrere Meter in alle Richtungen erstrecken können.

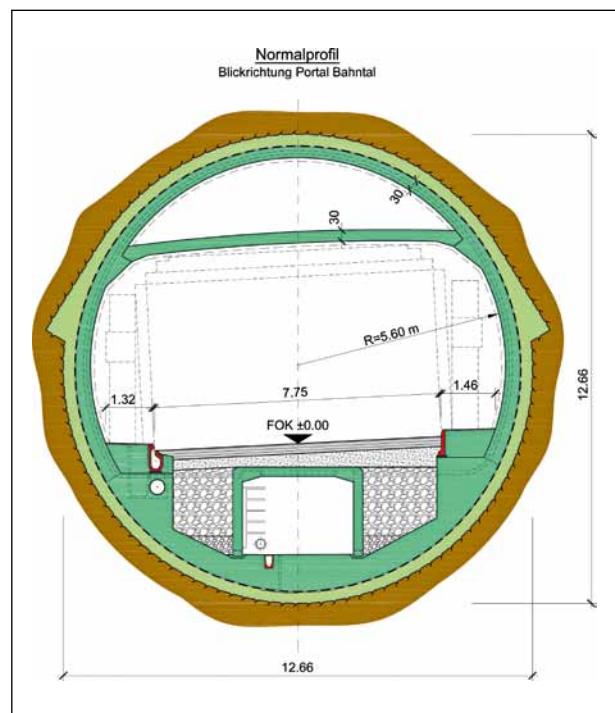
In gewissen Abschnitten durchquert der bergmännische Tunnel die Boluston-Formation. Diese kommt in flächiger Verbreitung über den Malmkalke vor. Somit muss im Bereich des Tunnelniveaus auf grossräumigen Abschnitten im Projektgebiet mit heterogenen Verhältnissen gerechnet werden. Die Boluston-Formation wird als Festgestein mit lockergesteinsähnlichen Eigenschaften klassiert, ist quellfähig, wasserempfindlich und kann stellenweise viel Kalkschutt enthalten. Der Boluston weist ungünstige geotechnische Eigenschaften auf. Er kann in sehr unterschiedlichen Zuständen vorkommen, von hartem Tonstein bis zum weich gelagerten Ton (Bild 5).

will be investigated. The results of the advance exploratory drilling will among other things form the basis for ancillary and supporting measures as well as the driving methods. Furthermore, the advance exploratory drilling also serves as drainage or relief for the karst systems filled with water that are possibly present.

### 3 Geology

The Galgenbuck Tunnel is driven through extremely heterogeneous and alternating, geologically unsafe conditions. The main portion of the trenchless tunnel is located in Malm limestone, a very fine-grained (micritic) limestone with in some cases, extremely high strengths. The malm limestones to be penetrated are irregularly and varyingly fissured or bedded and can possess marly interbedding layers. Furthermore, the Malm limestone formation in the Galgenbuck Tunnel's project area are karstified close to the rock surface. As a result, it is not possible to preclude the existence of karst cavities of different dimensions along the entire length of the tunnel. The fissures and karst cavities are probably frequently filled with Bolus clay and also in addition with limestone fragments. As from a depth of 30 m beneath the limestone surface, empty or water-filled karst cavities become increasingly more likely. Vertical as well as horizontal karst systems are probable, which can extend over several metres in all directions.

The trenchless tunnel penetrates Bolus clay formation in certain sections. These are spread areally over the Malm limestones. As a result, heterogeneous conditions are to be reckoned with in the tunnel level zone over extensive sections of the project area. The Bolus clay formation is classified as



6 Normalprofil 2-Spurstrecke  
2-lane section standard profile





7 Installationsplatz Engi  
Engi installation yard

Die Höhe des Grundwasserspiegels ist in Tunnellängsrichtung generell variabel und mit Unsicherheiten behaftet. Der grösste Teil des bergmännischen Tunnels liegt jedoch in teilweise bis komplett wassergesättigtem Gebirge. Der Bergwasserspiegel kann in der zentralen Felsstrecke stellenweise bis zu 25 m über der Tunnelfirste liegen. Für den gesamten Galgenbucktunnel ist laut Prognose von einem stationären Bergwasseranfall in Höhe von max. 45 l/s auszugehen. Beim Antreffen von wassergefüllten Karsthohlräumen sind grosse Wasserzuflüsse (wenige 100 l/s über eine Dauer von einigen Minuten bis maximal wenige Stunden) möglich.

#### 4 Gewölbe- und Innenausbau

Erst wenn die Vortriebsarbeiten komplett abgeschlossen sind, werden die Verkleidungs- und Innenausbauarbeiten (Rohbau I) fallend vom Portal Engi in Richtung Portal Bahntal in Angriff genommen (Bild 6).

Die Innenschale aus Ortbeton (Sohl- und Innengewölbe) weist im Zweispurprofil eine minimale Dicke von 30 cm, bzw. 50 cm im Dreispurprofil auf und ist im Regelfall unbewehrt. Im Bereich der Auflagerkonsolen und der Aufhängestangen der Zwischendecke ist eine lokale Bewehrung vorgesehen. Hingegen muss in Zonen mit ungünstigen geologischen Verhältnissen und im Querungsbereich Charlottenfelstunnel die Innenschale aus statischen Gründen vollständig bewehrt werden (Sohle und Gewölbe).

Auf der ganzen Länge des bergmännischen Tunnels sowie in der Ausstellbucht und den Notausgängen ist eine druckhaltende Vollabdichtung mit Leckwasserleitung vorgesehen.

solid rock with characteristics resembling soft ground, is prone to swelling, reacts with water and can contain a great deal of limestone debris in places. The Bolus clay possesses unfavourable geotechnical properties. It can be present in extremely different states, from hard claystones right up to softly bedded clay (Fig. 5).

The height of the groundwater level is in general variable in the longitudinal direction of the tunnel and affected by uncertainties. The greatest part of the trenchless tunnel, however, is located in partially to completely water-saturated rock. The underground water level can in some cases lie up to 25 m above the tunnel roof in the central rock section. According to the prognosis, a stationary underground water incidence of max. 45 l/s is to be expected for the entire Galgenbuck Tunnel. High ingresses of water (a few 100 l/s lasting for several minutes up to a maximum of a few hours) occur if karst cavities filled with water are encountered.

#### 4 Lining the Vault and Interior

The lining and interior furnishing operations (roughwork I) are only due to start dipping from the Engi portal towards the Bahntal portal once the driving operations have been completely finished (Fig. 6).

The in situ concrete inner shell (invert and inner vault) possesses a minimal thickness of 30 cm in the 2-lane cross-section, and 50 cm in the 3-lane one and is usually unreinforced. Local reinforcement is foreseen at the abutment brackets and the suspension rods for the intermediate ceiling. On the other hand, the inner shell must be entirely reinforced (invert



8 Portalriegel mit Rohrschirm am Portal Engi  
Portal bar with pipe umbrella at the Engi portal

Im bergmännischen Tunnel ist bis auf die Dreispurstrecke Bahntal eine Zwischendecke mit insgesamt 13 Brandklappen vorgesehen. Im unter der Fahrbahnebene liegenden Werkleitungskanal, welcher aus vorfabrizierten Betonelementen besteht, werden sämtliche Kabelanlagen und die Hydrantenleitung verlegt. Im Tunnelbetriebszustand dient der begehbare Werkleitungskanal gleichzeitig als Fluchtweg und ist von beiden Portalen sowie von den 3 Notausgängen aus für Personen zugänglich.

## 5 Erste Erfahrungen des Unternehmers/Stand der Arbeiten

Das Bundesamt für Strassen ASTRA hat die Baumeisterarbeiten für das Los 3 am 5. Oktober 2012 an die Arge WIGA vergeben; der Werkvertrag konnte am 25. April 2013 zwischen den Vertragsparteien unterzeichnet werden. Die Werkvertragssumme beträgt 78 Mio. CHF.

Die Arbeitsgemeinschaft WIGA wurde für den Bau des Galgenbucktunnels gebildet und setzt sich aus den Schweizer Bauunternehmungen Walo Bertschinger AG, Zürich und Implenia Schweiz AG, Wallisellen zusammen. Die Federführung der Arge wird durch die Walo Bertschinger AG wahrgenommen. Die Technische Leitung der Tunnelbaustelle teilen sich beiden Partner. Die Baustellenleitung wird durch Implenia Schweiz AG gestellt.

Am 14. Juni 2013 hat die Arge WIGA den Voreinschnitt mit Installationsplatz Engi vom Vorlos 2 übernommen (Bild 7). Bis zum Sommer sind die nötigen Bauplatzinstallationen einge-

and vault) in zones with unfavourable geological conditions and in the intersection area with the Charlottenfels Tunnel.

A pressure-resistant full seal with leakage water line is foreseen along the entire length of the trenchless tunnel as well as in the emergency bay and the emergency exits.

An intermediate ceiling with a total of 13 fire flaps is planned for the trenchless tunnel with the exception of the Bahntal 3-lane section. All cable systems and the hydrant pipeline are to be laid in the utility duct, made of prefabricated concrete elements, located below the carriageway. When the tunnel is operational, the accessible utility duct also serves as an evacuation route and can be reached from the 2 portals as well as the 3 emergency exits.

## 5 Initial Findings by the Contractor/Stage reached by Work

The Federal Roads Office (FEDRO) awarded the construction work for contract section 3 to the WIGA JV on October 5, 2012. The works contract was signed by the contractual partners on April 25, 2013. The works contract is worth 78 million CHF.

The WIGA JV was formed to build the Galgenbuck Tunnel and consists of the Swiss construction companies Walo Bertschinger AG, Zurich and Implenia Schweiz AG, Wallisellen. The Walo Bertschinger AG is responsible for the general management. Both partners share the technical management of the JV. Implenia Schweiz AG provides the site management.



richtet worden, während man zeitgleich die Vorarbeiten am Tunnelportal ausgeführt hat. Letztere umfassten im Wesentlichen einen Ort beton-Portalriegel und einen Rohrschirm, der als Bauhilfsmassnahme für die Portalzone Engi auszuführen war (Bild 8).

Nachdem am 4. Juli 2013 mit der offiziellen Anschlagfeier der Startschuss für den eigentlichen Tunnelbau fiel, konnten die Vortriebsarbeiten in der Portalzone Engi aufgenommen werden (Bild 9).

Der Tunnelanschlag erfolgte mit dem Abbruch der Bohrpfahlwand. Zuerst wurde die Kalotte im Schutze des 13 m langen Portal-Rohrschirms, anschliessend unter Einsatz von Spiessschirmen mechanisch vorgetrieben. Am 13. August 2013 erfolgte die erste Sprengung, die als Lockerungssprengung ausgeführt wurde. Die nahe Klettgauerstrasse und die Bahnlinie der Deutschen Bahn mussten dabei kurzzeitig für den Verkehr gesperrt werden. Für die elektrische Hochspannungsleitung, welche quer über den Installationsplatz verläuft, wurden mit dem Elektrizitätswerk des Kantons Schaffhausen spezielle Sicherheitsmassnahmen vereinbart.

Der Vortrieb im Galgenbucktunnel steht per Ende Februar 2014 bei Tunnelmeter 125, unmittelbar vor der prognostizierten ersten Felsdepression. Strosse und Sohle sind bis über Tunnelmeter 90 ausgebrochen: Somit ist der Sicherungs-Ringschluss in der knapp 80 m langen Dreispurstrecke fertig erstellt.

Aufgrund der bisherigen Erfahrungen bestätigen sich die schwierigen, wechselhaften geologischen Verhältnisse. Die

On June 14, 2013, the WIGA JV took over the precut with the Engi installation yard from preliminary lot 2 (Fig. 7). The necessary construction yard installations were set up by the summer, with the preliminary work on the tunnel portal being undertaken at the same time. The latter by and large comprised an in situ concrete bar and a pipe umbrella, required as an ancillary construction measure for the Engi portal zone (Fig. 8).

After the starting shot for tunnelling itself was sounded at the official start-up ceremony on July 4, 2013, the driving operations commenced in the Engi portal zone (Fig. 9).

Tunnelling began with the drilled piling wall being demolished. First of all, the crown was driven mechanically protected by the 13 m long portal pipe umbrella, then subsequently using lance umbrellas. On August 13, 2013, the first round of blasting was carried out designed to loosen the rock. The nearby Klettgauerstrasse and the Deutsche Bahn railway line had thus to be closed to traffic for a short time. Special safety measures were agreed on with the Canton of Schaffhausen's electricity works for the high-voltage cable, which runs right across the installation yard.

At the end of February 2014, the drive in the Galgenbuck Tunnel had reached tunnel metre 125, immediately in front of the first rock depression that was forecast. The bench and floor invert have been excavated up to tunnel metre 90. This means that the safety ring closure has been completed in the almost 80 m long 3-lane section.

Based on the findings so far, the tricky, alternating geological conditions have been confirmed. Safety class 5, which was



9 Mechanischer Ausbruch Kalotte Portalzone Engi im Schutze des Rohrschirmes  
Mechanized excavation of crown in the Engi portal zone protected by the pipe umbrella



Sicherungsklasse 5, die durchwegs gefahren wurde, erlaubt dabei Abschlagslängen von max. 1 m. Häufige Wechsel der Vortriebsverfahren sowie ein generell hoher Einsatz an Sicherungsmitteln bestimmten bisher die Vortriebsarbeiten. Ferner sind neben den erwähnten vorauseilenden Bauhilfsmassnahmen wie Rohrschirm und Spiesse auch bis zu 18 m lange Ortsbrustanker zum Einsatz gekommen.

### 6 Ausblick/Herausforderungen

Voraussichtlich im Sommer 2014 können der kurze Gegenvortrieb und die Sondierstollen ab dem Portalbereich Bahntal in Angriff genommen werden. Eine 6 m lange Zielröhre wird in Teilausbrüchen auf den vollen Dreispur-Querschnitt ausgebrochen, um dem Aussenbaulos den Anschluss an den bergmännischen Tunnel frühzeitig zu ermöglichen. Danach werden 2 Sondierstollen, welche innerhalb des späteren Kattotenquerschnittes angeordnet sind, bis unter den Charlottenfelstunnel vorgetrieben.

Der beschriebene Vortrieb läuft parallel zu den Arbeiten im Hauptvortrieb Engi. Dieser liegt im Gesamtprogramm des Galgenbucktunnels auf dem kritischen Weg. Nach dem für Sommer 2016 geplanten Durchschlag werden die Ausbrucharbeiten erst gegen Ende 2016 komplett beendet sein.

Die Betonarbeiten für den Gewölbe- und Innenausbau starten voraussichtlich ab 2017. Der Rohbau der Portalbauwerke Engi muss unter laufendem Betrieb im Tunnel erfolgen. Der Abschluss der Arbeiten Los 3 ist für Mitte 2018 geplant. Nach dem Einbau der Betriebs- und Sicherheitsanlagen rechnet die Bauherrschaft mit einer Eröffnung und Inbetriebnahme des Galgenbucktunnels im Jahr 2019.

Der Bau des Galgenbucktunnels im urbanen Projektgebiet stellt spezielle Herausforderungen dar, die im Rahmen der Ausführung berücksichtigt werden müssen. Der grösste Teil des bergmännischen Vortriebs erfolgt in einem dicht überbauten Gebiet. Über die gesamte Tunnellänge sind nur geringe Überlagerungen vorhanden, wodurch die Tunnelumgebung bezüglich Setzungen und Sprengerschütterungen äusserst sensibel reagieren kann. Bei der Ausführung des bergmännischen Vortriebs sind Auswirkungen auf benachbarte Bauwerke nicht auszuschliessen. Die Aussenbereiche, insbesondere der Raum Bahntal, sind bezüglich Immissionen aus dem Baubetrieb besonders heikel. Daher werden alle gefährdeten Objekte, welche potentiell vom Bau des Galgenbucktunnels beeinträchtigt werden könnten, vorsorglich überwacht. Deshalb ist ein durch den Bauherrn übergeordnetes Beweissicherungskonzept für den gesamten Projektperimeter erstellt worden.

Zum Schutz der Bevölkerung sind die Arbeitszeiten im Galgenbucktunnel zeitlich beschränkt. So kann der Tunnelvortrieb lediglich im Zweischicht-Betrieb, während 5 Tagen pro Woche, erfolgen. Dieser Umstand verlängert die Bauzeit des Galgenbucktunnels signifikant. Lärmintensive Arbeiten und Sprengungen sind zeitlich zusätzlich eingeschränkt. Über-

employed throughout, thus permits lengths of advance of a maximum of 1 m. Frequently modifying the driving mode as well as a generally high application of supporting media have so far governed driving activities. Furthermore, face anchors up to 18 m in length have also been utilized in addition to the previously mentioned advance ancillary measures such as pipe umbrella and lances.

### 6 Outlook/Challenges

The short counter-drive and the exploratory tunnels can probably be embarked on from the Bahntal portal area as from summer 2014. A 6 m long access section is driven in the form of part-excavations and enlarged to reach the full 3-lane cross-section in order to link-up with the trenchless tunnel as soon as possible. Subsequently, 2 exploratory tunnels, which are set up within the future crown cross-section, are driven until under the Charlottenfels Tunnel.

The described drive runs parallel to the activities in the Engi main drive. This finds itself at a critical point within the overall programme for the Galgenbuck Tunnel. After the breakthrough planned for summer 2016, the excavation operations will first be completed in late 2016.

The concreting work for the vault and interior lining will probably begin in 2017. The roughwork for the Engi portal structures have to take place with ongoing operations continuing in the tunnel. It is planned to complete the work for contract section 3 in mid-2018. After the operating and safety facilities have been installed, the client figures that the Galgenbuck Tunnel can be opened and start operating in 2019.

The construction of the Galgenbuck Tunnel in an urban project area poses special challenges, which have to be taken into consideration during execution. The major portion of the trenchless drive is undertaken in a densely built-up area. Only shallow overburdens prevail along the entire length of the tunnel, as a result of which the tunnel surroundings can react with extreme sensitivity to settlements and vibrations caused by blasting. Effects on neighbouring buildings cannot be precluded during the execution of the trenchless drive. The outside areas, particularly the Bahntal area, are especially tricky with respect to emissions from construction operations. As a consequence, all endangered objects, which potentially could be affected by the construction of the Galgenbuck Tunnel, are monitored as a precaution. As a result, a superordinated concept for securing proof for the entire project perimeter was drawn up by the client.

All working periods in the Galgenbuck Tunnel are restricted in terms of time in order to ensure that the population is protected. For example, the tunnel is only permitted to be excavated in a 2-shift operation confined to 5 days per week. This state of affairs extends the construction time for building the Galgenbuck Tunnel significantly. Jobs involving lots of noise and blasting are subject to even greater time restrictions. In



10 *Übergang 3-Spur- auf 2-Spurprofil*  
*Transition zone from 3-lane to 2-lane cross-section*

dies müssen vorgegebene Sprengzeitfenster bei der Unterquerung des bestehenden Charlottenfelstunnels der Deutschen Bahn berücksichtigt werden.

Generell gelten der Vortrieb der Sondierstollen sowie das spätere Ausbrechen des vollen Ausbruchquerschnitts unter dem Charlottenfelstunnel bei laufendem Bahnbetrieb als die Hauptherausforderung am Projekt Galgenbucktunnel. Aber auch die Durchörterung der Felsdepressionen West und Ost ringen Planern und Unternehmern einiges an Wissen und Können ab. Nicht zuletzt bedingen sie eine enge, konstruktive Zusammenarbeit aller Beteiligten, um diese Abschnitte erfolgreich meistern zu können.

Zudem darf auch die Wasserhaltung im fallenden Vortrieb nicht unterschätzt werden. Das nicht ausschliessbare Antreffen von wassergefüllten Karsthöhlräumen bedingt erhöhte Anforderungen an die Wasserhaltung im Bauzustand. Aufgrund der Wasserempfindlichkeit gewisser vorhandener Gesteinsarten könnte ein Ausfall der Wasserhaltung die Stabilität der „unter Wasser stehenden Ortsbrust“ gefährden, insbesondere in Bereichen mit viel Boluston.

## 7 Schlusswort

Nach jahrelangem Planen konnten die Tunnelbauarbeiten am Projekt Galgenbucktunnel in Neuhausen am Rheinflall im Sommer 2013 aufgenommen werden (Bild 10). Die Vortriebsarbeiten haben sich nach dem Durchqueren der Portalzone Engi auf den Soll-Leistungen eingependelt. Bauherrschaft, Planung und Unternehmung sind zuversichtlich, die bevorstehenden Herausforderungen wie die Felsdepressionen oder die Unterquerung des Charlottenfelstunnels erfolgreich zu meistern.

addition, predetermined blasting time slots for undertunneling the existing Charlottenfels Tunnel must be taken into consideration.

Generally speaking, the main challenge of the Galgenbuck Tunnel project is seen to be the excavation of the exploratory tunnels as well as the subsequent production of the full excavated cross-section below the Charlottenfels Tunnel while train services are still running. However, penetrating the east and west rock depressions also really stretches the knowledge and skill of the planners and contractors. Last but not least they entail close, constructive collaboration among all those involved so that this section is successfully mastered.

Furthermore, the water drainage in the dipping drive must not be underestimated. The fact that encountering water-filled karst cavities cannot be precluded calls for increased demands on water drainage during construction. Should the water drainage system fail on account of the water susceptibility of certain types of rocks that are present, this could endanger the “face subject to water”, especially in areas with a great deal of bolus clay.

## 7 Conclusion

After many years of planning the tunnelling activities at the Galgenbuck tunnel project in Neuhausen on the Rhine Falls were embarked on in summer 2013 (Fig. 10). The driving operations have levelled off to the nominal rates after penetrating the Engi portal zone. The client, designers and contractors are confident that the upcoming challenges such as the rock depressions or undertunneling the Charlottenfels Tunnel will be mastered successfully.

Stefan Müller, Dipl. Bauing. HTL, Frutiger AG, Thun/CH

Martin Isler, Dipl. Bauing. HTL/NDS BWL FH, BLS Netz AG, Bern/CH

Ulrich Sennhauser, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Bächtold & Moor AG, Bern/CH

# Tunnel Rosshäusern/CH

## Herausforderungen und erste Erfahrungen

Der Tunnel Rosshäusern ist Teil der Eisenbahn- und S-Bahn-Verbindung der Schweizer Kantonshauptstädte Bern und Neuenburg. Der sanierungsbedürftige einspurige Tunnel wird durch einen neuen doppelspurigen ersetzt. Im folgenden Beitrag wird auf die unterschiedlichen Herausforderungen beim Bau und die ersten Erfahrungen bei der Realisierung des Projekts eingegangen.

# Rosshäusern Tunnel/CH

## Challenges and initial Findings

The Rosshäusern Tunnel is part of the railway and rapid transit network of the Swiss cantonal capitals Berne and Neuenburg. The single-track tunnel much in need of repair is to be expanded to accommodate 2 tracks. The following report examines various challenges encountered during construction and initial experiences during the completion of the project.

### 1 Einleitung

Das Projekt Doppelspurausbau Rosshäusern – Mauss ist für alle Beteiligten eine spannende Herausforderung. Eine Besonderheit im Projekt ist der Fokus auf die Umweltverträglichkeit, der bereits bei der Planung grosse Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Eine kluge Materialbewirtschaftung verdeutlicht das ausgeprägte Umweltbewusstsein: die Zuschlagstoffe werden nahe der Baustelle in einer Kiesgrube gewonnen und diese wird anschliessend mit dem anfallenden Ausbruch- und Aushubmaterial wieder verfüllt. Zudem wurden mit der Ausführungsvariante des einseitigen, fallenden Vortriebs die Strassentransporte auf dem öffentlichen Strassennetz wesentlich reduziert. Gleichzeitig erhöht diese Massnahme die Sicherheit von Kindern auf dem Schulweg. Eine weitere Herausforderung stellt das oft unvorhersehbare Verhalten der unteren Süsswassermolasse dar. Die angebotenen spontanen und nicht vorhersehbaren Nieder- und Nachbrüche stellten hohe Anforderungen an die Unternehmung in den ersten Monaten des Sprengvortriebs. Nach erfolglosen Versuchen mit verschiedenen Sicherungskonzepten entschieden sich die Projektbeteiligten, ab Januar 2014 mit Rohrschirm im Sprengvortrieb zu arbeiten und so einen mechanischen Kopfschutz gegen Niederbrüche herzustellen, bis die heikle Zone durchschritten sein wird.

### 2 Projektziel

Die Eisenbahnstrecke Bern – Neuenburg verbindet nicht nur die 2 Kantonshauptstädte miteinander, sondern ist

### 1 Introduction

The Rosshäusern – Mauss twin-track development project represents an exciting challenge for all those involved. A special feature of this project is concentration on environmental compatibility, which was accorded major prominence during the planning stage. Clever material management underlines the heightened ecological awareness: the aggregates are obtained from a quarry close to the construction site, which is refilled with excavated material from the project. In addition, transportation by road on the public highway network was substantially reduced thanks to the choice of a drive dipping from one point of attack. At the same time this measure enhances the safety of children on their way to school. A further challenge is provided by the often unpredictable behaviour of Lower Sweetwater Molasse. The unforeseeable cave-ins and breaks that are spontaneously encountered placed high demands on the contractor during the first months of the drill & blast excavation. Following unsuccessful attempts with different supporting concepts, those responsible for the project decided to work with a pipe umbrella using drill & blast from January 2014 thus providing mechanized overhead protection against cave-ins until the tricky zone was negotiated.

### 2 Aim of Project

The Berne – Neuenberg rail link connects the 2 cantonal capitals with each other quite apart from being a part of the Berne S-Bahn rapid transit network. The BLS intends

## Tunnel de Rosshäusern/CH

### Défis et premières expériences

Le tunnel de Rosshäusern fait partie intégrante de la liaison ferroviaire et du RER entre les 2 capitales cantonales suisses Berne et Neuchâtel. Le tunnel à voie unique, qui nécessitait une réfection, va être élargi à 2 voies. L'article suivant revient sur les différents défis posés par cette construction et sur les premières expériences faites lors de la réalisation du projet.

## Tunnel di Rosshäusern/CH

### Sfide e prime esperienze

Il Tunnel di Rosshäusern è parte del collegamento ferroviario e metropolitano tra i capoluoghi cantonali svizzeri di Berna e Neuchâtel. Il tunnel a binario unico che necessita di interventi di recupero, verrà ora ampliato a 2 binari. Nel seguente intervento si esaminano le diverse sfide incontrate durante la costruzione e le prime esperienze nel corso della realizzazione del progetto.

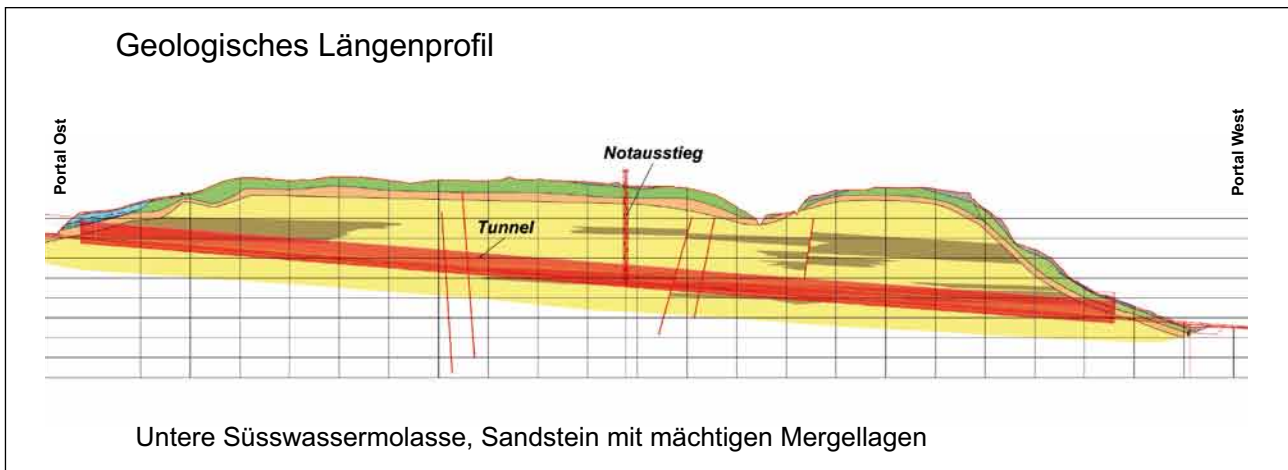
auch Teil der Berner S-Bahn. Die BLS will die heute überwiegend einspurige Strecke etappenweise auf Doppelspur ausbauen. Einen grossen Engpass auf der ansonsten grosszügig trassierten Route stellt der kurvenreiche Abschnitt zwischen Rosshäusern und Mauss dar. Hier befindet sich der aus der Gründerzeit stammende alte einspurige Rosshäuserntunnel, der dringend sanierungsbedürftig ist. Im Rahmen des Projekts „Doppelspurausbau Rosshäusern –

gradually developing the what is today mainly a single-track line into a twin-track system. The curved section between Rosshäusern and Mauss is a major bottleneck on this otherwise generously designed route. This is where the old single-track Rosshäusern Tunnel, dating back to the Wilhelminian period is located, which desperately needs to be renovated. The BLS intends upgrading the Rosshäusern – Mauss section on the Berne – Neuenberg



1 Übersichtplan Projekt Doppelspurausbau Rosshäusern - Mauss  
Overview plan of the twin-track Rosshäusern – Mauss upgrade project





2 Geologisches Längensprofil  
Geological longitudinal profile

Mauss, Rosshäuserntunnel“ wird die BLS den Abschnitt Rosshäusern – Mauss auf der Strecke Bern – Neuenburg doppelspurig ausbauen und den alten Tunnel durch ein den heutigen Anforderungen entsprechendes Bauwerk ersetzen. Eine neue Linienführung wird den Zügen erlauben, mit 160 statt 90 km/h zu verkehren. Die Strecke wird durch die Begradigung zudem um 300 m kürzer, was zu der angestrebten Fahrzeitverkürzung zwischen Bern und Neuenburg entscheidend beitragen wird. Das Projekt umfasst nebst dem Kernstück – dem neuen Rosshäuserntunnel – auch die Modernisierung des Bahnhofs Rosshäusern und den Doppelspurausbau der offenen Strecke westlich des Tunnels bis zum Saaneviadukt (Bild 1).

### 3 Projektvorstellung

#### 3.1 Projektelemente

Der neue Rosshäuserntunnel der BLS wird ein doppelspuriger 2080 m langer Bahntunnel mit einem einseitigen Gefälle von Ost nach West von rund 1,82%. Der Tunnel unterteilt sich in eine 120 m lange Tagbaustrecke Ost, eine 1910 m lange bergmännisch aufzufahrende Strecke und eine 50 m lange Tagbaustrecke West. Die Überdeckung beträgt zwischen rund 10 m bei den Portalen und maximal 50 m. Beidseitig werden in den Einschnitten der Vorportalzonen umfangreiche Stützbauwerke erstellt. Ungefähr in der Tunnelmitte ist entsprechend den aktuellen Sicherheitsbestimmungen ein Notausstiegschacht vorgesehen. Die Höhe des runden Schachtes beträgt ca. 50 m und er hat einen Ausbruchdurchmesser von ca. 10,9 m. Der Schacht ist rund 10 m neben der Tunnelröhre angeordnet. Die Verbindung zwischen Bahntunnel und Notausstieg wird über einen Verbindungsstollen sichergestellt, in welchem Lüftungsschleusen und Technikräume untergebracht sind. Bei beiden Portalen wird in die Portalwände je 1 Technikzentrale integriert.

#### 3.2 Geologie

Der bergmännisch aufzufahrende Tunnel liegt vollständig im Fels der Unteren Süsswassermolasse (Gümnenen-Schichten,

line in the form of a twin track replacing the old tunnel with a structure that complies with modern standards. A new route alignment will enable trains to travel at 160 km/h rather than the present 90. The route will also be straightened to become 300 m shorter, something which will decisively favour cutting down on travelling times between Berne and Neuenburg. In addition to the core section – the new Rosshäusern Tunnel – the project includes modernizing Rosshäusern Station and developing the open line to the west of the tunnel leading to the Saane Viaduct with twin tracks (Fig. 1).

### 3 Project Presentation

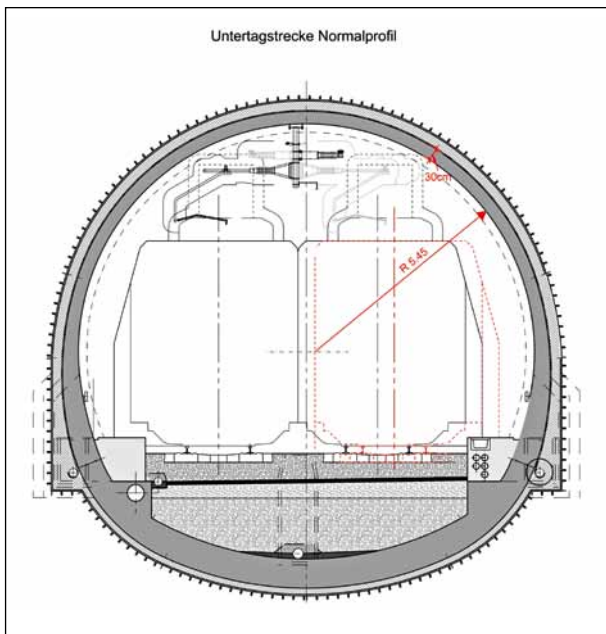
#### 3.1 Project Elements

The new BLS Rosshäusern Tunnel will be a twin-track 2,080 m long rail tunnel with a one-sided gradient from east to west of some 1.82%. The tunnel is divided into a 120 m long eastern cut-and-cover section, a 1,910 m long trenchless section and a 50 m long western cut-and-cover section. The overburden ranges from about 10 m at the portals to a maximum of 50 m. Extensive supporting structures are to be produced in the precuts for the portal access zones at both sides. An emergency evacuation shaft is foreseen roughly at the centre of the tunnel to comply with current safety regulations. The round shaft is some 50 m high with an excavated diameter of roughly 10.9 m. The shaft is set up some 10 m away from the tunnel bore. The link between the running tunnel and the emergency exit is secured by means of a connecting tunnel, in which ventilation locks and technical rooms are accommodated. A technical control room is to be installed in the portal walls at both portals.

#### 3.2 Geology

The trenchless tunnel is located completely in rock of the Lower Sweetwater Molasse (Gümnenen layers, Aquitania). This layer consists of intermittent green-gray, marly fine to coarse sandstones and clay-rich marls. Weakly cemented sandstones have a tendency to weather. The stratification





3 Normalprofil Untertagstrecke  
Standard profile of underground section

Aquitaniens). Diese Schicht besteht aus einer Wechselfolge von grün-grauen, mergeligen Fein- bis Grobsandsteinen und bunten, häufig tonigen Mergeln. Schwach zementierte Sandsteine neigen zu sandiger Verwitterung. Die Schichtung und Gesteinsgrenzen fallen grossräumig leicht ( $3^\circ$  bis  $7^\circ$  Grad) gegen Nordwesten ein. Die zum Teil mehrere Meter mächtigen tonigen Mergel weisen ein beträchtliches Quellpotenzial auf (Bild 2).

### 3.3 Normalprofil

Das bergmännische Tunnel-Normalprofil basiert auf den Grundlagen der bahntechnischen Anforderungen (Schotterfahrbahn, Fahrleitung, Fluchtwege), auf dem hohen Quellpotenzial und auf einen konventionellen Tunnelvortrieb. Es weist eine Gesamtausbruchfläche von rund  $120 \text{ m}^2$  auf (Bild 3).

### 3.4 Projektbeteiligte

In Tabelle 1 sind die am Projekt beteiligten Unternehmen aufgeführt.

## 4 Materialmanagement

Wie bei den meisten Tunnelbaustellen in der Schweiz war eine der grösseren Herausforderungen, eine geeignete Deponie für die umweltverträgliche Ablagerung des Ausbruchmaterials zu finden. In der Region Bern bestehen nur sehr wenige entsprechende Stellen.

Aus dem Tunnelausbruch, den Aushüben der Voreinschnitte und aus den Trasseebaustellen fallen rund  $430\,000 \text{ m}^3$  Festmaterial an. Davon können rund  $20\,000 \text{ m}^3$  festes Material für Hinterfüllungen wiederverwendet werden. Es müssen demnach ca.  $410\,000 \text{ m}^3$  Festmaterial abgelagert werden, was rund  $580\,000 \text{ m}^3$  losem Material entspricht.

and rock boundaries by and large dip gradually ( $3^\circ$  to  $7^\circ$ ) to the north-west. The in some cases up to several metres thick clayey marls possess a considerable swelling potential (Fig. 2).

### 3.3 Standard Cross-Section

The standard cross-section of the trenchless tunnel is based on the principles of rail engineering requirements (ballast track, catenary line, evacuation routes), the high swelling potential and a conventional tunnel drive. The total excavated area amounts to some  $120 \text{ m}^2$  (Fig. 3).

### 3.4 Involved in Project

The companies involved in the project are listed in Table 1.

## 4 Material Management

As is true of most tunnelling sites in Switzerland one of the greatest challenges was to find a suitable dump for storing the excavated material in an ecological manner. There are very few suitable locations in the Berne region.

Some  $430,000 \text{ m}^3$  of solid material accumulates from the tunnel muck, excavating the precuts and the sites along the route. Around  $20,000 \text{ m}^3$  of solid material was reutilized for backfilling purposes. As a result, some  $410,000 \text{ m}^3$  of solid material had to be stored, which corresponds to roughly  $580,000 \text{ m}^3$  of loose material.

Removal per rail was conceivable. However it was shown that the time frame for such a solution would have been very constricted and fairly inflexible given the existing timetable. Removal by road faced the difficulty that only narrow local roads were available in the project area, which also serve schools. It emerged that the project would have to come up with its own tailor-made solution.

Bauherr/Client	BLS Netz AG, Bern
Projektverfasser/ Project designer	IG Ross-Hü Bächtold & Moor AG B + S AG Kissling + Zbinden AG
Oberbauleitung/ Overall project management	IG Ross-Hü
Örtliche Bauleitung/Local site management	IG Ross-Hü
Geologe/Geologist	Kellerhals + Häfeli AG
Unternehmungen/ Contractors	Arge Tunnel Rosshäusern Frutiger AG Rothpletz, Lienhard + Cie AG HM Kies- und Beton AG JMS Risi AG Greuter AG

Tabelle 1 Projektbeteiligte  
Table 1 Involved in Project

Der Abtransport per Bahn war zwar denkbar. Es zeigte sich aber, dass aus fahrplantechnischen Gründen die Zeitfenster für eine solche Lösung sehr eng und wenig flexibel wären. Der Abtransport über die Strasse stünde vor den Schwierigkeiten, dass im Projektgebiet nur enge Gemeindestrassen vorhanden sind, die auch als Schulweg dienen. Es kristallisierte sich deshalb heraus, dass eine projektinterne Lösung gesucht werden muss.

Eine alte Kiesgrube in Projektnähe, die beim Projektstart vollständig aufgefüllt und aufgeforstet war, brachte die Projektverfasser auf folgendes Konzept: Im nur rund 700 m vom Tunnelportal entfernten Mädersforst sollte eine Kiesgrube eröffnet werden. Der dort zur Verfügung stehende hochwertige Kies sollte den Kiesbedarf der gesamten Baustelle Doppelspurausbau Rosshäusern – Mauss inklusive des Rosshäuserntunnels decken. Die Kiesgrube sollte sofort wieder mit dem Ausbruchmaterial des Tunnels und dem überschüssigen Material der Voreinschnitte aufgefüllt und überschüttet werden (Bild 4).

Dieses sehr umweltfreundliche Materialbewirtschaftungskonzept reduziert die Transportdistanzen auf ein Minimum, trägt wesentlich zur Umweltverträglichkeit des Gesamt-

An old gravel quarry close to the project, which was completely filled and reforested when the project began, saw the project designers come up with the following concept: a gravel pit was to be opened in the Mädersforst only some 700 m away from the tunnel portal. The high-grade gravel available there was designed to cover the requirements for the entire Rosshäusern – Mauss twin-track redevelopment including the Rosshäusern Tunnel. The gravel pit was then to be filled and covered over with the tunnel muck and the surplus material from the precuts (Fig. 4).

This extremely environmental friendly material management concept reduces transport distances to a minimum, contributing substantially towards the environmental compatibility of the entire project although it also increases its extent. Muck and excavated material requiring storage accumulated from the very start of the project whereas the gravel for producing concrete was first needed at some later stage. For this reason it is essential to have a large intermediate dump. This was established at Jenkenacher, in the direct vicinity of the installation yard. For this purpose, a relatively large area of farmland had to be temporarily taken over. The intermediate dump is some 30,000 m<sup>2</sup> in size and is able to store around 160,000 m<sup>3</sup> of material (Fig. 5).



4 Kiesabbau Mädersforst  
Mädersforst gravel extraction site





5 Zwischendeponie Zuschlagstoffe Jenkenacher  
Intermediate dump for aggregates at Jenkenacher

projektes bei, erhöht aber auch dessen Umfang. Bereits ab Projektanfang fällt abzulagerndes Aushub- und Ausbruchmaterial an, während der Kies für die Betonproduktion erst später benötigt wird. Aus diesem Grund ist eine grosse Zwischendeponie unerlässlich. Diese konnte im Jenkenacher, in unmittelbarer Nähe des Installationsplatzes, gefunden werden. Dafür musste relativ viel Landwirtschaftsfläche vorübergehend belegt werden. Die Zwischendeponie weist eine Fläche von rund 30000 m<sup>2</sup> auf und kann etwa 160000 m<sup>3</sup> Material aufnehmen (Bild 5).

Sämtlicher Kiesbedarf der Baustelle und des Nachbarloses wird durch das Material aus dem Jenkenacher gedeckt. Dieser Kies wird auf der Baustelle zu Betonzuschlagstoffen und zu ungebunden Gemischen aufbereitet. Auch die Betonproduktion wird auf der Baustelle durchgeführt (Bild 6).

## 5 Ausschreibung

Die Ausschreibung Hauptlos Rosshäuserntunnel umfasste neben dem beidseitig im Sprengvortrieb auszubrechenden Tunnel auch die Voreinschnitte und die gesamte Materialbewirtschaftung, d.h. den Betrieb der Kiesentnahmen, die Kies- und Betonaufbereitung, die Betonherstellung sowie den Betrieb der Ablagerungsstelle und der Zwischendeponie.

All the gravel needed by the construction site and the neighbouring contract section is covered by material stemming from Jenkenacher. This gravel is turned into concrete aggregates and loose mixtures on site. Concrete is also to be produced on the construction site (Fig. 6).

## 5 Tendering

The tender for the main contract section Rosshäusern Tunnel includes the precuts and the complete material management, i.e. operating the gravel extraction points, gravel and concrete preparation, concrete production as well as handling the storage facility and the intermediate dump in addition to the tunnels excavated by drill & blast.

Apart from the price, the evaluation criteria considered the aggregate management and transportation in particular, giving high importance to safety of the access to a nearby public school. Solutions, which minimize transportation over public roads, were assessed more favourably.

## 6 Sinking the Emergency Exit

The first 20 m of the shaft being sunk is located in soft ground. The excavation was mainly supported by an overlapping drilled pile wall. The muck is mostly removed from the shaft



Bei den Kriterien für den Zuschlag wurde neben dem Preis grosses Gewicht auf die vorgängig beschriebene Materialbewirtschaftung und auf die Schulwegsicherheit gelegt. Lösungen, welche Transporte auf öffentlichen Strassen minimieren, wurden höher bewertet.

### 6 Abteufen Notausstieg

Die ersten 20 m Schachtabteufung befinden sich im Lockergestein. Die Ausbruchssicherung erfolgte vorgängig mittels einer überschnittenen Bohrpfahlwand. Das Ausbruchmaterial wird grösstenteils mittels eines Hydraulikbaggers mit Greifer aus dem Schacht gefördert. Die restlichen 30 m Schachttiefe werden im Sprengverfahren aufgeföhren. Als Hauptinstallationselemente dienen ein Turmdrehkran mit 230 mt sowie ein umgebauter Fassadenlift für den Personentransport. Für das Bohren der Sprenglöcher wird ein einarmiger Übertagbohrwagen eingesetzt. Der Bauablauf gliedert sich wie folgt:

- Eine Abschlagetappe, mit einer Abschlaglänge von 2 m, beinhaltet einen Einbruch sowie eine Ausweitung. Die Aufteilung der Abschlagetappe erfolgte einerseits aus logistischen Gründen, damit der Bohrwagen nicht über die geladenen Bohrlöcher fahren musste, und andererseits um die Wasserhaltung besser beherrschen zu können. Zudem konnten mit dieser Massnahme die Sprengerschütterungen auf die nahen Gebäude reduziert werden.
- Das Schüttern nach den 2 Sprengungen erfolgt mittels eines 8 t Raupenbaggers. Dieser belädt die Aushubkübel mit Ausbruchmaterial, die mit dem Turmdrehkran aus dem Schacht gefördert und auf dem Installationsplatz zwischengelagert werden.
- Nach dem Schüttern wird die Sicherung mit Gitterträgern, Systemankern mit Reibrohrankern und Spritzbeton appliziert. Der Spritzbeton wird mit einer Fallleitung in den Schacht gepumpt und dort von Hand gespritzt.

Als Herausforderung gestaltet sich das anfallende Bergwasser, welches das Applizieren der neuen Spritzbetonschichten stark behindert. Als Lösungsansatz wurde eine horizontale Rigole ausserhalb des Ausbruchquerschnitts herausgesprengt und an den Viertelpunkten mit vertikalen Ableitungen versehen. Somit kann das anfallende Wasser gefasst und abgeleitet werden.

Der Arbeitssicherheit im Schachtbau wird grosse Beachtung geschenkt. Bei der Risikoanalyse galt es, die sicherheitsrelevanten Punkte mit grösster Aufmerksamkeit zu analysieren und entsprechende Massnahmen abzuleiten (Bild 7).

### 7 Ausbruch Tunnel

#### 7.1 Baugrubensicherung MUL in Portalzone Ost, km 12200 bis 12219

Die Baugrubensicherung am Portal Ost besteht aus einer zurückverankerten Bohrpfahlwand. Die Überdeckung in

by a hydraulic excavator with grabs. The remaining 30 m of the shaft had to be completed by drill & blast. The main installation elements were a 230 mt tower slewing crane as well as a converted façade lift for carrying manpower. A single-arm surface drilling rig is used for producing the blast holes. The construction sequence takes place as follows:

- A round of advance with a length of 2 m involves a cut as well as an enlargement. The round of advance was divided on the one hand for logistical reasons so that the drilling rig did not have to travel over the charged drill holes and on the other to control the presence of water in a more capable manner. Furthermore, vibrations caused by blasting affecting nearby buildings could be reduced more effectively.
- Mucking after 2 shots takes place by means of an 8 t crawler excavator. This machine loads the bucket with muck, which is removed from the shaft by the tower swiveling crane and temporarily stored on the installation yard.
- After mucking is carried out, the support is applied involving lattice girders, an anchoring system with friction bolts and shotcrete. The shotcrete is pumped into the shaft via a downpipe and sprayed manually.

The presence of underground water emerged as a challenge as it greatly hampered the application of the new shotcrete layers. To resolve this problem a horizontal channel was created outside the excavated cross-section and provided with vertical discharge pipes at the quarter points. In this way, ingressing water can be collected and carried away.

Workers safety is accorded major importance in shaft construction. During the risk analysis it was essential to analyze the aspects relevant for safety as closely as possible and introduce corresponding measures (Fig. 7).

### 7 Tunnel Excavation

#### 7.1 Securing the Construction Pit MUL in the East Portal Zone, km 12,200 to 12,219

The construction pit at the east portal is secured by a back-anchored drilled pile wall. There is only 12 m of overburden in the portal zone. In the project a crown excavation over a length of 50 m with lances as an ancillary construction measure is foreseen. Supporting is executed by lattice girders with shotcrete and reinforcement netting. After driving roughly 6 m it was revealed that the rock was so compact that extraction could only be accomplished by drill & blast. For this purpose, 1 m lengths were selected to excavate the rock as gently as possible. After producing roughly 20 m of the crown cross-section it was decided to follow up with the bench and subsequently carry out a full-face excavation by drill & blast.

#### 7.2 Full-Face Drill & Blast Excavation

##### 7.2.1 Safety Class 4a, km 12,219 to 12,236

As described, the full-face cross-section (excluding the base invert) amounts to some 100 m<sup>2</sup>. A 3-arm drill rig with loading basket is deployed to produce the drill holes. The drill

der Portalzone beträgt lediglich 12 m. Im Projekt ist ein Kalottenausbruch auf rund 50 m Länge mit Spiessen als Bauhilfsmassnahme vorgesehen. Der Ausbau erfolgt mittels Gitterträgern mit Spritzbeton und Bewehrungsnetzen. Nach ungefähr 6 m Vortrieb hat sich gezeigt, dass der Fels so kompakt war, dass der Abbau nur noch mittels Sprengverfahren erfolgen konnte. Dabei wurden 1 m Abschlüge gewählt, um das Gebirge möglichst schonend abzubauen. Nach rund 20 m Ausbruch im Kalotten-Querschnitt wurde entschieden, die Strosse nachzuziehen und anschliessend im Vollquerschnitt im Sprengverfahren weiter abzubauen.

### 7.2 Sprengvortrieb im Vollausbuch

#### 7.2.1 Sicherungsklasse 4a, km 12219 bis 12236

Wie beschrieben, beträgt der Querschnitt im Vollausbuch (exklusive Sohlausbruch) rund 100 m<sup>2</sup>. Für das Erstellen der Bohrlöcher wird ein dreiarmer Bohrwagen mit Ladekorb eingesetzt. Der Bohrwagen ist mit einer Vollautomatik ausgerüstet. Um ein paralleles Laden und Bohren zu ermöglichen, wird die Vollautomatik dahingehend modifiziert, dass nach Beendigung eines Bohrvorganges eine manuelle Be-

rig possesses a fully automatic system. In order to facilitate parallel loading and drilling, the fully automatic system is modified to such an extent that manual confirmation is essential for relocating the drilling unit after completing the drilling procedure.

Based on the prevailing geology a safety class (SK) 4a was established after the 20 m MUL section, calling for lattice girders, an anchoring system with friction bolts, shotcrete and reinforcement netting. The first cave-in occurred some 10 m into the SK 4a drive. The cavity that resulted was filled in with shotcrete employing meshing. At the time this incident was not classified as disturbing for the drive was then categorized as safety class 3 following a further 7 m of advance. The assessment was reached jointly on the basis of the prevailing geology (Fig. 8).

#### 7.2.2 Safety Class 3, km 12,236 to 12,262

Safety class 3 calls for a maximum length of advance of 3 m. The rock is secured by shotcrete, reinforcement netting and an anchoring system with friction bolts. After driving for some 8 m a cave-in again took place after a round of advance. In



6 Kiesaufbereitung mit Betonzentrale  
Gravel preparation with concrete plant





7 Schacht Notausstieg  
Emergency exit shaft



8 Sicherungsklasse 4a  
Safety class 4a



9 Sicherungsklasse 3  
Safety class 3

this connection, it was determined that the rock very quickly decomposes and disintegrates within a few hours after contact with water and air. The number of cave-ins and breaks began to occur more frequently. In the process it was established that this phenomenon took place in the area of crown and crossbar. Often the shotcrete disintegrated together with a thin layer of rock, something which was hard to predict. The following measures were decided on and applied taking advantage of all the available support measures available within class 3:

- The number of anchors was increased for execution
- Large anchor plates in order to enlarge the ratio of netting to friction bolts
- Reducing the length of advance to 1.50 m

A further difficulty was posed by the fact that cave-ins constantly occurred behind the already existing rock support. This meant that the existing rock support had to be in part removed and replaced. After driving almost 30 m it was decided to switch to safety class 4b (Figs. 9 + 10).

### 7.2.3 Safety Class 4b, km 12,262 to 12,283

Safety class 4b involves lattice girders, an anchoring system with friction bolts, shotcrete, reinforcement netting and advance lances between 5 and 6 m in length. By applying the lances it was hoped to nail the rock in advance thus reducing the occurrence of cave-ins. In practice, however, it was revealed in this case that the lances did not achieve the desired effect. The rock around the lances transformed into grainy soft material due to the penetration of drilling water and air as well as the varying vibration behaviour of the lances in the rock during blasting. As a result, the lances were unable to hold the rock together and were exposed after blasting took place.

Following thorough analysis of the prevailing geological behaviour and exploiting all contractually available safety classes for a full-face excavation, a working group was convened.

The client, the project designer with the central site management, local site management, geologists and the contractor jointly sought solutions, which properly took aspects of occupational safety and economy into consideration (Fig. 11).

## 7.3 Drill & Blast Drive with vertically divided Cross-Section

### 7.3.1 Safety Class 4d, km 12,283 to 12,292

The findings made so far were discussed intensively within the working group. In this connection, the following points are worth mentioning in conjunction with finding a solution:

- The period after the round until the shotcrete is placed has to be reduced.
- The set-up of the rock support must possess a stiffer characteristic than hitherto. In this way, the supporting width in a longitudinal direction can be optimized.
- Steel fibre shotcrete must be applied immediately for supporting purposes.



stätigung für die Verschiebung der Bohrlafette zwingend nötig ist.

Anhand der angetroffenen Geologie nach der MUL Strecke von 20 m wurde eine Sicherungsklasse (SK) 4a festgelegt, die Gitterträger, eine Systemankerung mit Reibrohranker, Spritzbeton und Bewehrungsnetze vorsieht. Nach rund 10 m Vortrieb in der SK 4a ereignete sich ein erster Niederbruch. Mittels Einbau von Schalungsgittern wurde der entstandene Hohlraum mit Spritzbeton aufgefüllt. Zu diesem Zeitpunkt wurde dieses Ereignis als nicht beunruhigend eingestuft, denn nach weiteren 7 m Vortrieb wurde auf die Sicherungsklasse 3 umgestellt. Die Beurteilung wurde gemeinsam anhand der vorherrschenden Geologie getroffen (Bild 8).

### 7.2.2 Sicherungsklasse 3, km 12236 bis 12262

Die Sicherungsklasse 3 sieht eine maximale Abschlaglänge von 3 m vor. Die Felssicherung besteht aus Spritzbeton, Bewehrungsnetzen und einer Systemankerung mittels Reibrohranker. Nach rund 8 m Vortrieb erfolgte nach dem Abschlag wieder ein Niederbruch. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich der Fels innert weniger Stunden, in Kontakt mit Wasser und Luft, sehr stark zersetzt und sich auflöst. Die Anzahl der Nieder- und Nachbrüche begann sich zu häufen. Dabei konnte festgestellt werden, dass sich das Phänomen jeweils im Scheitel- respektive Kämpferbereich ereignete. Oft löste sich der Spritzbeton zusammen mit einer dünnen Felsschicht, was die Vorausehbarkeit erschwerte. Unter Ausschöpfung der möglichen Sicherungsmittel innerhalb der SK 3 wurden folgende Massnahmen entschieden und umgesetzt:

- Erhöhung der Ankeranzahl auf der Abwicklung
- Grosse Ankerplatten für Vergrösserung der Auflage Netz zu Reibrohranker
- Verkürzung der Abschlaglänge auf 1,50 m

Als zusätzliche Schwierigkeit kam es hinter der bereits vorhandenen Felssicherung immer wieder zu Nachbrüchen. Dies hatte zur Folge, dass die bestehende Felssicherung zum Teil abgebrochen und neu erstellt werden musste. Nach knapp 30 m Vortrieb wurde beschlossen, auf die Sicherungsklasse 4b zu wechseln (Bild 9, 10).

### 7.2.3 Sicherungsklasse 4b, km 12262 bis 12283

Die Sicherungsklasse 4b beinhaltet Gitterträger, eine Systemankerung mit Reibrohranker, Spritzbeton, Bewehrungsnetze und vorausseilende Spiesse mit einer Länge von 5 bis 6 m. Mit dem Bohren von Spiesen erhoffte man sich eine vorausseilende Vernagelung des Gebirges, um damit die Niederbrüche einzudämmen. In der Praxis hat sich aber gezeigt, dass im vorliegenden Fall die Spiesse ihre Wirkung nicht entfalten konnten. Durch das Eindringen von Bohrwasser und Luft sowie durch das unterschiedliche Schwingungsverhalten der Spiesse im Fels beim Sprengen, hat sich der Fels im Bereich des Spießes jeweils zu körnigem Lockermaterial verwandelt. Dadurch konnten die Spiesse den Fels nicht zusammenhalten und lagen nach einer Sprengung jeweils frei.



10 Sicherungsklasse 3  
Safety class 3



11 Sicherungsklasse 4b  
Safety class 4b



12 Sicherungsklasse 4d  
Safety class 4d

Nach eingehender Analyse des vorherrschenden geologischen Verhaltens und dem Ausschöpfen aller vertraglich vorgesehenen Sicherungsklassen im Vollausbruch wurde eine Arbeitsgruppe einberufen. Bauherr, der Projektverfasser mit der Oberbauleitung, die örtliche Bauleitung, Geologen und der Unternehmer entschieden gemeinsam nach Lösungen zu suchen, welche die Aspekte der Arbeitssicherheit und der Wirtschaftlichkeit gebührend berücksichtigen (Bild 11).

### 7.3 Sprengvortrieb mit vertikal unterteiltem Querschnitt

#### 7.3.1 Sicherungsklasse 4d, km 12283 bis 12292

Innerhalb der Arbeitsgruppe wurde intensiv über die bisherigen Erfahrungen diskutiert. Dabei sind für eine Lösungsfindung folgende Punkte erwähnenswert:

- Die Zeit nach dem Abschlag bis zum Aufbringen des Spritzbetons muss reduziert werden.
- Der Aufbau der Felssicherung muss ein steiferes Verhalten aufweisen als bisher. Damit kann die Stützweite in Längsrichtung optimiert werden.
- Stahlfaserspritzbeton wird als Sofortsicherung eingesetzt.

Anhand der zuvor aufgeführten Punkte ist die Arbeitsgruppe zum Schluss gekommen, dass ein Vollausbruch mit vertikal unterteiltem Querschnitt die erfolgversprechendste Lösung darstellt. Eine vertikale Unterteilung mit einer vorausliegenden Seite von rund 10 m bringt den Vorteil, dass durch die Reduktion des Querschnittes auch die Offenzeit der Felsoberfläche reduziert wird. Ebenfalls wird die Spannweite um die Hälfte reduziert, was sich positiv auf das Tragverhalten des Gebirges auswirken sollte. Der starre Ausbau wird mit HEB 200 Träger, Spritzbeton und Bewehrungsnetzen umgesetzt. Für die Erstsicherung kommt Stahlfaserspritzbeton zum Einsatz. Bei der Umsetzung der Sicherungsklasse 4d wurde aber nach wenigen Vortriebsmetern festgestellt, dass die Annahmen und die daraus abgeleiteten Massnahmen nicht den erwünschten Effekt erzielen. Trotz Reduktion des Querschnittes und einem starren Ausbau kam es wieder zu unkontrollierten Niederbrüchen. Innerhalb der Arbeitsgruppe war man sich schnell einig, dass die SK 4d keine genügende Verbesserung mit sich bringt. Aus den bisherigen Erkenntnissen kann festgehalten werden, dass bei den vorliegenden Verhältnissen das Phänomen Niederbruch nicht mit herkömmlichen Sicherungsmitteln im Sprengvortrieb beherrscht werden kann. Als Konsequenz daraus ist man zum Schluss gekommen, dass die Niederbrüche nur mit einem mechanischen Schutz zu beherrschen sind und dieser mit einem Rohrschirm erfolgt (Bild 12).

## 8 Rohrschirm als Kopfschutz

### 8.1 Sicherungsklasse 5c, km 12292 bis 12442

In Anbetracht der bisherigen Erfahrungen wurde das Ausbruchkonzept mit Rohrschirm wie in Tabelle 2 dargestellt umgesetzt.

On the basis of the above-mentioned points, the working group came to the conclusion that the most promising solution would be a full-face excavation with vertically divided cross-section. A vertical division with an advance side of roughly 10 m provides the advantage that the time during which the rock surface is exposed is also reduced along with the cross-section. In addition, the span width is reduced by half, something that should exert a positive effect on the rock's bearing behaviour. The rigid support is arrived at by using HEB 200 girders, shotcrete and reinforcement netting. A steel fibre shotcrete is applied for the initial support. However, after translating safety class 4d into practice it was established after driving a few metres that the assumptions and the measures derived from them did not achieve the desired effect. In spite of reducing the cross-section and a rigid support uncontrolled cave-ins again occurred. It was quickly decided within the working group that the SK 4d fails to provide an adequate improvement. It can be determined from the findings made so far that the caving phenomenon cannot be resolved using conventional supporting media for drill & blast. As a result, the conclusion was arrived at that the cave-ins were only to be mastered by mechanized protection in the form of a pipe umbrella (Fig. 12).

## 8 Pipe Umbrella as Overhead Protection

### 8.1 Safety Class 5c, km 12,292 to 12,442

In view of the findings made hitherto, it was decided to apply the excavation concept with pipe umbrella as presented in Table 2.

A jumbo is applied to drill the pipe umbrella, which is fitted with 2 arms and 2 working platforms. The complete 15 m pipe length is supplied with 4 pipes in a magazine, which can be attached directly to the working platform. In this way, parallel drilling with 2 drilling arms is assured. The drilling process is controlled from the working platform. It is not yet possible to provide reports on findings for the excavation using the newly started safety class 5c.

## 9 Findings

The Rosshäusern – Mauss twin-track upgrade project once again shows that tunnelling is always good for surprises. Lower Sweet Water Molasse is known in the Swiss Plateau. It was revealed in the case of other projects that a drill & blast drive makes sense and is economic in this geology. The geology of the existing Rosshäusern Tunnel is known. The geology was further investigated through additional vertical core drilling along the new tunnel axis. The geology encountered conforms to these forecasts. The extremely rapid decomposition of the exposed rock and the constant caving of material that accompanies this phenomenon together with a number of water ingresses must be mentioned as special features here.

The work carried out so far indicates that conventional supporting medium concepts fail to provide sufficient protec-

Für das Bohren der Rohrschirme wird ein Bohrwagen eingesetzt, der mit 2 Bohrarmen und 2 Arbeitsbühnen ausgestattet ist. Die komplette Rohrlänge von rund 15 m wird in 4 Rohren in einem Magazin angeliefert und kann direkt an der Hebebühne befestigt werden. Somit ist ein paralleles Bohren mit 2 Bohrarmen gewährleistet. Die Steuerung des Bohrvorganges findet auf der Arbeitsbühne statt. Für den Ausbruch mit der gerade begonnenen Sicherungsklasse 5c können noch keine Erfahrungsberichte angeführt werden.

### 9 Erkenntnisse

Das Projekt Doppelspurausbau Rosshäusern – Mauss zeigt einmal mehr, dass der Tunnelbau immer wieder für Überraschungen sorgen kann. Im Schweizer Mittelland kennt man die Untere Süsswassermolasse. Bei anderen Projekten hatte sich gezeigt, dass ein Sprengvortrieb in dieser Geologie zweckmässig und wirtschaftlich ist. Die Geologie des bestehenden Tunnel Rosshäusern ist bekannt. Mit zusätzlichen vertikalen Kernbohrungen auf der neuen Tunnelachse wurde die Geologie weiter aufgeschlossen. Die angetroffene Geologie entspricht diesen Prognosen. Als Besonderheit sind die extrem rasche Aufweichung des frisch freigelegten Felsens und das dadurch entstehende laufende Nachbrechen von Material sowie einige Wasserzutritte zu nennen.

Die bisherigen Arbeiten haben gezeigt, dass herkömmliche Sicherungsmittel-Konzepte gegen die Besonderheiten eines raschen Aufweichens des freigelegten Felsens nicht genügend Schutz bieten. Der gewählte Lösungsansatz, im Sprengfels einen Rohrschirm als mechanischen Kopfschutz einzubauen, scheint im ersten Moment zu erstaunen. Es ist daher auch nicht weiter erstaunlich, dass dieses Konzept gereift ist, nachdem mit den herkömmlichen Mitteln kein Erfolg erzielt werden konnte. Betrachtet man den gesamten Prozess auf der Zeitachse darf kritisch hinterfragt werden, wieso man nicht früher auf diese eher unkonventionelle Methode umgestiegen ist. Dazu ist zu sagen, dass im Rahmen eines Werkvertrages immer auch Randbedingungen und Zielvorstellungen definiert sind, an welchen man möglichst festhält.

Bei der Lösungsfindung insbesondere bei den aktuell angetroffenen Herausforderungen ist die partnerschaftliche und tragfähige Zusammenarbeit unter den Projektbeteiligten massgeblicher Erfolgsfaktor. Weiterhin sind Bauherr, Projektverfasser mit Oberbauleitung, örtliche Bauleitung, Geologen und die Unternehmung gefordert, zusammen am Tisch nach innovativen Lösungen zu suchen und diese auch partnerschaftlich und gemeinsam zu tragen. So – davon sind die Beteiligten überzeugt – kann die aktuell herausfordernde Geologie überwunden und möglichst bald auf die projektierte Vortriebsart zurück gewechselt werden.

<b>Ausbruchart/ Type of excavation</b>	Kalotte im Sprengverfahren/ Crown with drill & blast
<b>Abschlaglänge/ Length of advance</b>	Maximal/Max. 2,5 m
<b>Ausbruchquer- schnitt/Excavated cross-section</b>	im Mittel 70 m <sup>2</sup> /on average 70 m <sup>2</sup>
<b>Rohrschirmrohr/ Pipe umbrella pipe</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ROR 139.7, Wanddicke 10 mm/ wall thickness 10 mm</li> <li>• S235, Länge/length 15 m</li> <li>• Überlappung/Overlap 2 m</li> </ul>
<b>Anordnung Rohrschirm/Pipe umbrella set-up</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• zwischen/between 10 und/and 14 Uhr/hours</li> <li>• Rohrabstand/Pipe gap 35 cm</li> </ul>
<b>Felssicherung/ Rock support</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Stahlfaserspritzbeton als Sofortsicherung/ Steel fibre shotcrete as immediate support</li> <li>• HEB 200, a = 1 m</li> <li>• Hinterfüllbeton/ Backfill concrete C25/30</li> <li>• Mikropfahl als Fussverankerung/ Micropile as foot anchor</li> </ul>
<b>Ortsbrustsicherung/ Face support</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sofortsicherung mit Stahlfaserspritzbeton/ Immediate support with steel fibre shotcrete</li> <li>• Ortsbrustanker nach Erfordernis/ Face anchors according to Requirement</li> </ul>

**Tabelle 2** Ausbruchkonzept mit Rohrschirm

**Table 2** Excavation Concept with Pipe Umbrella

tion against the rapid decomposition of the exposed rock. The selected approach to solving this by installing mechanized overhead protection in the form of a pipe umbrella appears rather surprising at first glance. It is thus no longer surprising that this concept was first envisaged after conventional means failed to register success. If the overall process is considered over its time frame, it can be justifiably asked why this rather unconventional method was not applied at an earlier stage. It has to be said that within the scope of a works contract, general conditions and objectives are also defined, which must be adhered to as far as possible.

Collaboration among those involved in the project in a sustainable spirit of partnership represents a decisive factor for success in coming up with solutions especially given the challenges that were encountered. The client, project designer together with the central site management, local site management, geologists and the contractors are still required to sit around the table to seek innovative solutions and jointly apply them as partners. In this way – those involved are convinced – the current challenging geology can be mastered and the proposed form of excavation resorted to in the very near future.



Markus Keller, Dipl. Bau-Ing. ETH, Projektleitung Arge TRANSCO Sedrun, Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH  
Hartmuth Höfle, Dipl.-Ing. TU, Abschnittsleiter Gotthard-Basistunnel Mitte, Alptransit Gotthard AG, Luzern/CH

# Logistikschächte Sedrun/CH

## Der Schlüssel zum Erfolg

Der Tunnel Sedrun war in der Rohbauphase nur über die zwei 800 m tiefen Vertikalschächte zugänglich. Der gesamte Baubetrieb wurde über die beiden Logistikschächte abgewickelt. Sie teilten die Versorgung in 2 Ebenen und unterbrachen die Transportkette. Die Schächte waren der Lebensnerv, die logistische Hauptschlagader der Baustelle und der massgebende Schlüsselfaktor für die erfolgreiche Projekt-  
abwicklung.

# Logistics Shafts Sedrun/CH

## The Key to Success

During the roughwork phase the Sedrun Tunnel was only accessible via two 800 m deep vertical shafts. The entire construction operation took place through the 2 logistics shafts. They split supplies into 2 levels and interrupted the transportation chain. These shafts represented the vital nerve, the main artery of the construction site and the determining key factor for successfully tackling the project.

### 1 Einleitung

Der 9,2 km lange Teilabschnitt Sedrun war in der Rohbauphase nur über zwei 800 m tiefe Versorgungs- und Förderschächte zugänglich. Dies bedeutete eine besondere baubetriebliche und logistische Herausforderung, da die Transportkette mehrfach unterbrochen wurde. Sämtliches Material musste über die beiden Schächte an- und abtransportiert werden. Zudem war die Schachtförderanlage Transportmittel für alle Mineure.

Der Beitrag erläutert die verschiedenen Bauphasen sowie die „lebenswichtige“ Bedeutung der beiden Logistikschächte während des Baubetriebs und beschreibt die umfangreiche, kostenintensive Baustelleninfrastruktur zur erfolgreichen Projektabwicklung.

### 2 Projektübersicht

Der Gotthard-Basistunnel (GBT) ist das Kernstück der Neuen Eisenbahn Alpentransversale (NEAT) von Basel nach Mailand und besteht aus 2 Tunnelröhren von je 57 km Länge. Der Basistunnel gliedert sich in 5 Teilabschnitte (Erstfeld, Amsteg, Sedrun, Faido und Bodio) und ist von mehreren Angriffspunkten aus erstellt worden. Einer dieser Angriffspunkte ist der Zwischenangriff Sedrun, der aus terminlichen und logistischen Gründen in der Bauphase unverzichtbar war (Bild 1). Die beiden Vertikalschächte werden in der Betriebsphase als Zu- und Abluftschächte genutzt.

### 1 Introduction

The 9.2 km long Sedrun part-section was only accessible via two 800 m deep supply and transport shafts during the roughwork phase. This signified a particular operational and logistical challenge, as the transportation chain was interrupted on several occasions. All material had to be supplied and removed through the 2 shafts. In addition, the shaft conveyor system was the means of transportation for all the tunnellers.

This report explains the various construction phases as well as the “essential” significance of the 2 logistics shafts during construction operations and describes the extensive, cost-intensive construction site infrastructure for successfully winding up the project.

### 2 Project Overview

The Gotthard Base Tunnel (GBT) represents the core of the new rail routes crossing the Alps (NEAT) from Basle to Milan and consists of 2 tunnel bores each 57 km long. The Base Tunnel is divided into 5 part-sections (Erstfeld, Amsteg, Sedrun, Faido and Bodio) and was produced from several points of attack. One of these points of attack is the Sedrun intermediate point of attack, which was indispensable during the construction phase for scheduling and logistical reasons (Fig. 1). The 2 vertical shafts are used as intake and exhaust air shafts during the operational phase.

## Les puits logistiques de Sedrun/CH

### La clé du succès

Pendant la phase de gros œuvre, le tunnel de Sedrun n'était accessible que par 2 puits verticaux de 800 m de profondeur. Toute la construction du tunnel a été desservie par l'intermédiaire de ces 2 puits logistiques. Ils ont réparti l'approvisionnement sur 2 niveaux et interrompu la chaîne de transport. Les puits ont été le centre vital, l'artère logistique principale du chantier et le facteur de succès déterminant pour le déroulement réussi du projet.

## Pozzi logistici Sedrun/CH

### La chiave del successo

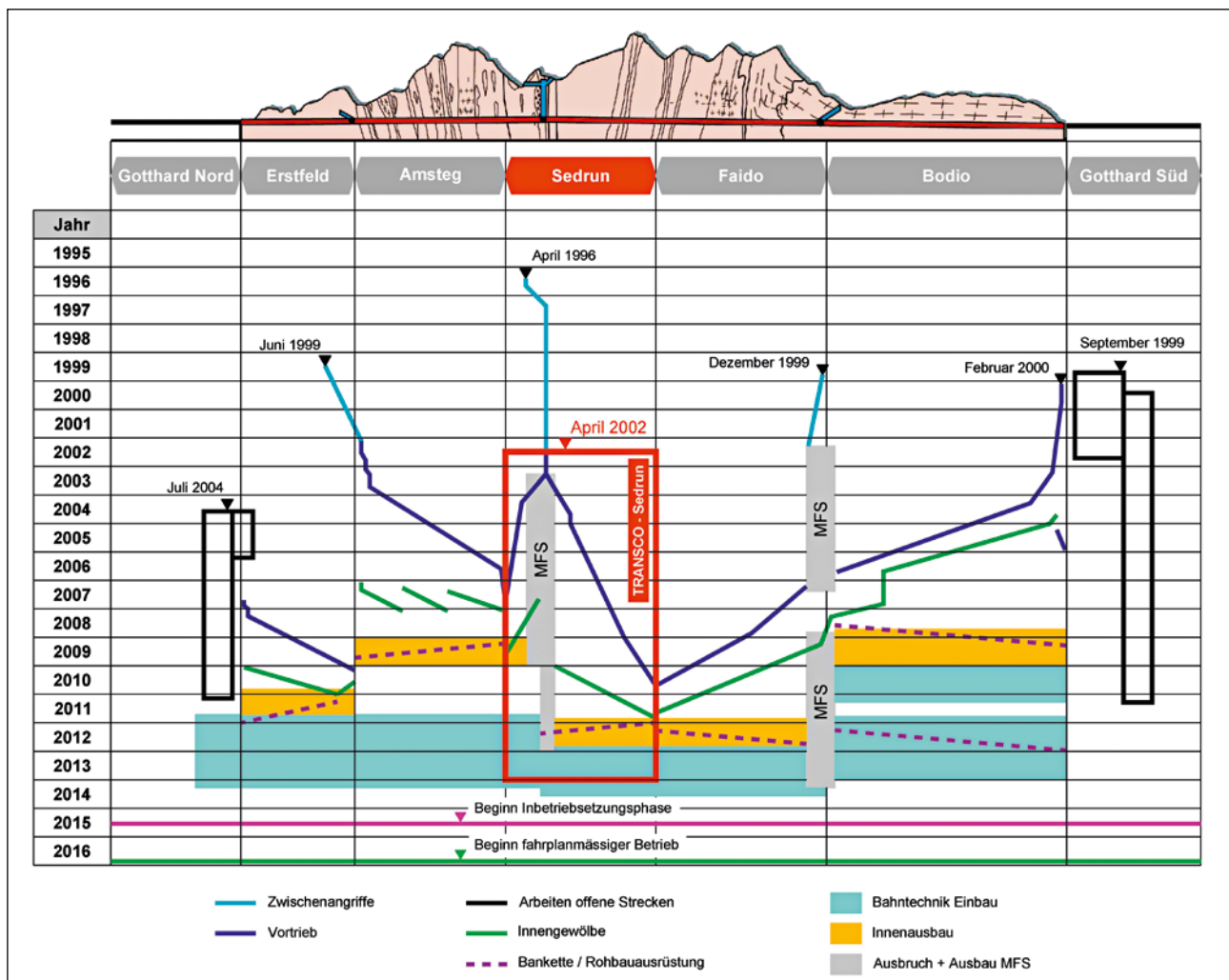
La galleria di Sedrun nella fase di "opera grezza" poteva essere raggiunta soltanto tramite due pozzi verticali di 800 m. Tutti i lavori di costruzione sono stati gestiti attraverso i due pozzi logistici. Questi hanno suddiviso l'approvvigionamento su 2 livelli interrompendo catena di trasporto. I pozzi erano il centro vitale, l'aorta logistica del cantiere e la chiave di volta per il successo dell'esecuzione di questo progetto.

Der Abschnitt Sedrun war der bautechnisch anspruchsvollste Teil des Gotthard-Basistunnels – das Kernstück der NEAT.

The Sedrun section was the most challenging part of the Gotthard Base Tunnel – the core of the NEAT – in structural engineering terms.

Über einen 1 km langen, horizontalen Zugangsstollen gelangt man vom Niveau des Vorderrheins (1350 m.ü.M.) in Sedrun zum Schachtkopf im Berg und von dort durch den 800 m tiefen Förderschacht zur Multifunktionsstelle

Via a 1 km long, horizontal access tunnel, it was possible to reach the shaft head from the level of the Vorderrhein (1,350 m ASL) in Sedrun and from there to the Multi-



1 Reales Gesamtbauprogramm Gotthard-Basistunnel  
Real overall construction programme for the Gotthard Base Tunnel

(550 m.ü.M.). In nördlicher und südlicher Richtung schliessen sich hier die beiden Tunnelröhren für den Bahnbetrieb an (Bild 2). Die Multifunktionsstelle Sedrun dient in erster Linie dem Betrieb und der Sicherheit des Gotthard-Basistunnels.

Im April 1996 wurden bereits die Aussenarbeiten und die Bauarbeiten am Zugangsstollen in Angriff genommen. In einem gesonderten Baulos wurde vorab der Schacht 1 erstellt und anschliessend mit einer Schachtförderanlage (eigenständiges Los) ausgestattet.

Im April 2002 startete die Arge TRANSCO Sedrun (Implenia, Frutiger, Bilfinger Berger, Pizzarotti) mit dem Bau des Tunnels Sedrun (Hauptlos 360), der folgende Leistungen umfasste:

- Installationen inkl. Betrieb der Schachtförderanlage Schacht 1
- Schacht-, Zugangs- und Entlüftungstollen: Abdichtung, Verkleidung, Innenausbau
- Schacht II: Ausbruch und Sicherung (Mechanisches Abteufen  $D_a = 7,0 \text{ m}$ ,  $T = 800 \text{ m}$ )
- Multifunktionsstelle (MFS): Ausbruch, Sicherung, Abdichtung, Verkleidung, Innenausbau, Innere Baustruktur, Technische Räume für bahntechnische Ausrüstung
- Einspur-Tunnelröhren (EST) inkl. Querschläge: Ausbruch, Sicherung, Abdichtung, Verkleidung, Innenausbau

### 3 Bauphasen

Die gesamte Bauzeit gliederte sich in 3 Phasen (Bild 3):

- Startphase (2002 bis 2003)
- Ausbruch- und Verkleidungsphase (2004 bis 2011)
- Endausbauphase (2012 bis 2013)

Function Station (550 m ASL) via the 800 m conveyor shaft. The 2 tunnel bores for train services link up here towards the north and south (Fig. 2). The Sedrun Multi-Function Station first and foremost serves operations and safety in the Gotthard Base Tunnel.

In April 1996, external activities and construction operations began on the access tunnel. Prior to this Shaft I was created in a special contract section and subsequently fitted with a shaft conveyor system (separate lot).

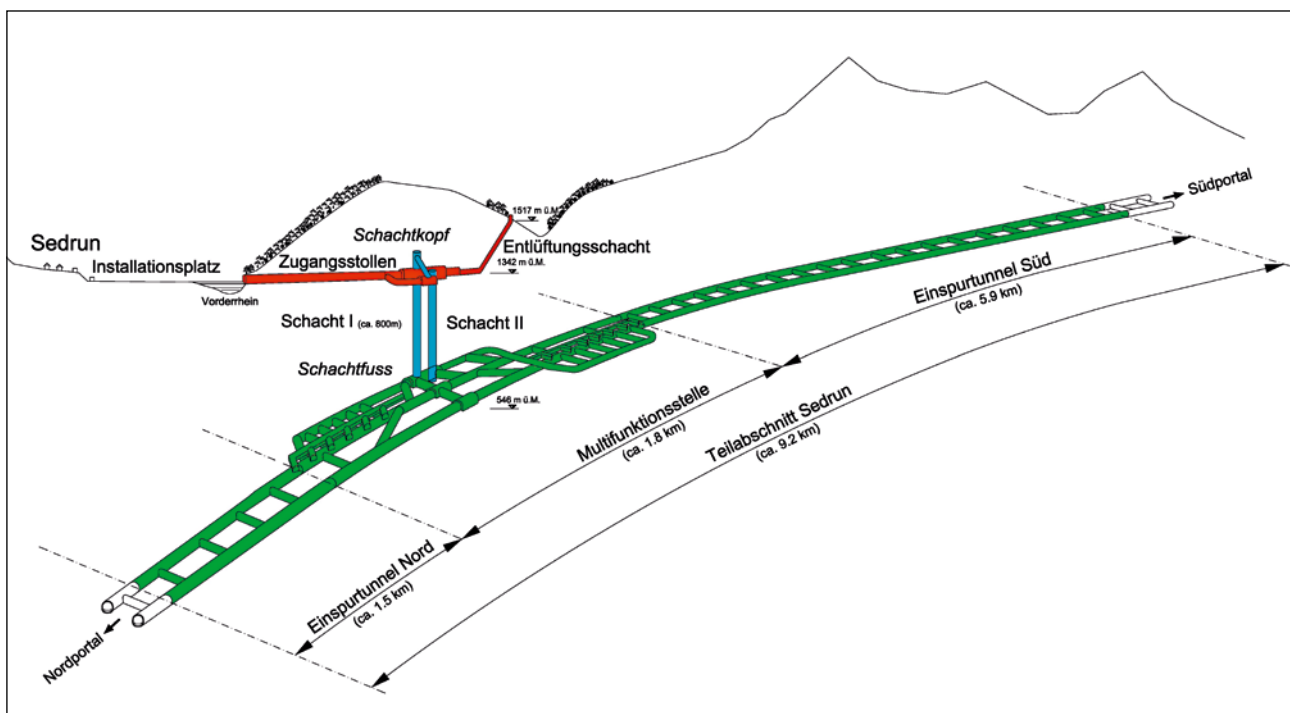
In April 2002, the TRANSCO Sedrun JV (Implenia, Frutiger, Bilfinger Berger, Pizzarotti) began building the Sedrun Tunnel, which consisted of the following services:

- Installations incl. operation of the shaft conveyor system Shaft I
- Shaft, access and ventilation tunnel: sealing, lining, internal furnishing
- Shaft II: excavation and support (mechanized sinking  $D = 7.0 \text{ m}$ , depth = 800 m)
- Multi-Function Station (MFS): excavation, support, building structure, technical rooms for rail engineering equipment
- Single-track tunnel bores (EST) incl. cross-passages: excavation, support, sealing, lining, internal furnishing

### 3 Construction Phases

The entire construction period was split into 3 phases (Fig. 3):

- Starting phase (2002 to 2003)
- Excavation and lining phase (2004 to 2011)
- Final development phase (2012 to 2013)



2 Abschnitt Sedrun im Überblick  
Overview of Sedrun section



In der installationsintensiven Startphase hatte das Erstellen der Betriebsbereitschaft der Förderanlagen Schacht I und Schacht II erste Priorität und umfasste folgende Tätigkeiten (chronologisch):

- Baustelleneinrichtung Übertag: Einrichten Installationsplatz, Montage Gleisanlagen, Montage Kippstellen und Förderanlagen
- Installationen Zugangsstollen: Montage Gleisanlage, Leitungen und Kabel
- Installation Schachtförderanlage Schacht 1: Montage durch den zugewiesenen Subunternehmer SIEMAG
- Installationen Schachtkopfbereich: Montage Gleisanlage und Wagenumlauf Schacht 1
- Schachtbau Schacht II: Ausführung Pilotbohrung/Aufweitung, Montage Schwerlastfördereinrichtung
- Installationen im Schacht I: Montage Leitungen und Kabel, Leistungstest Schacht I
- Fertigstellung (Ausbruch) der MFS-Kavernen und Vorinstallationen
- Installationen Untertag im Bereich der Multifunktionsstelle: Montage Gleisanlagen mit Wagenumlauf, Montage Betonanlage und Pumpenanlage, Testen der Einrichtungen

In der bautechnisch sehr anspruchsvollen Ausbruch- und Verkleidungsphase hatten die Vortriebsarbeiten in der Multifunktionsstelle erste Priorität, weil der Start der Tunnelröhren direkt davon abhängig war. Diese Phase umfasste folgende Tätigkeiten:

- Ausbruch und Verkleidung der MFS während der Vortriebe der beiden Tunnelröhren
- Gleichzeitiger Vortrieb der beiden Tunnelröhren nach Norden und Süden
- Erstellen der Querschläge (Regel- und baulegistische Querschläge)
- Demontage der Vortriebseinrichtungen nach erfolgreichem Durchschlag
- Einbau der Verkleidung im Einspurtunnel Süd und Nord

Die logistisch sehr komplexe Endausbauphase umfasste folgende Tätigkeiten:

- Demontage der Installationen am Schachtfuss
- Fertigstellung der Hochbauten (Technikräume) in der Multifunktionsstelle am Schachtfuss
- Rückbau der Schachtfördereinrichtungen (S 1 und S 2) inkl. Einbauten
- Einbau einer Druckleitung und Ringfugenverkleidung im Schacht I
- Fertigstellung der Hochbauten (Technikräume) in der Schachtkopfkaverne
- Verkleidung des Zugangsstollens und Entlüftungsschachtes am Schachtkopf

Nach erfolgter Demontage der Betonanlage und der Schachtförderanlage Schacht 1 musste der Schacht 2 die alleinigen Transportaufgaben übernehmen. Dies bedeutete, dass sämtlicher Beton ab der übertägigen Betonanlage über den Zugangsstollen in einer im Schacht 2 installierten Betonfalllei-

During the busy starting phase priority was accorded to producing the operability of the shaft conveyor systems for Shaft I and Shaft II and involved the following (chronological) activities:

- Installing the construction sites on the surface: setting up installation yard, assembling track facilities, assembly of dumping areas and conveyor systems
- Access tunnel installations: assembly of track facilities, pipelines and cables
- Installation of Shaft I conveyor system: assembly through the responsible sub-contractor SIEMAG
- Installation of shaft head area: assembly of Shaft I track facility and railcar circuit
- Shaft II shaft construction: execution of pilot drilling/enlargement, assembly of heavy-duty conveyor system
- Installations in Shaft I: assembly of pipelines and cables, performance test Shaft I
- Completion (excavation) of the MFS caverns and advance installations
- Installations underground at the Multi-Function Station: assembly of concrete plant and pump system, testing the installations

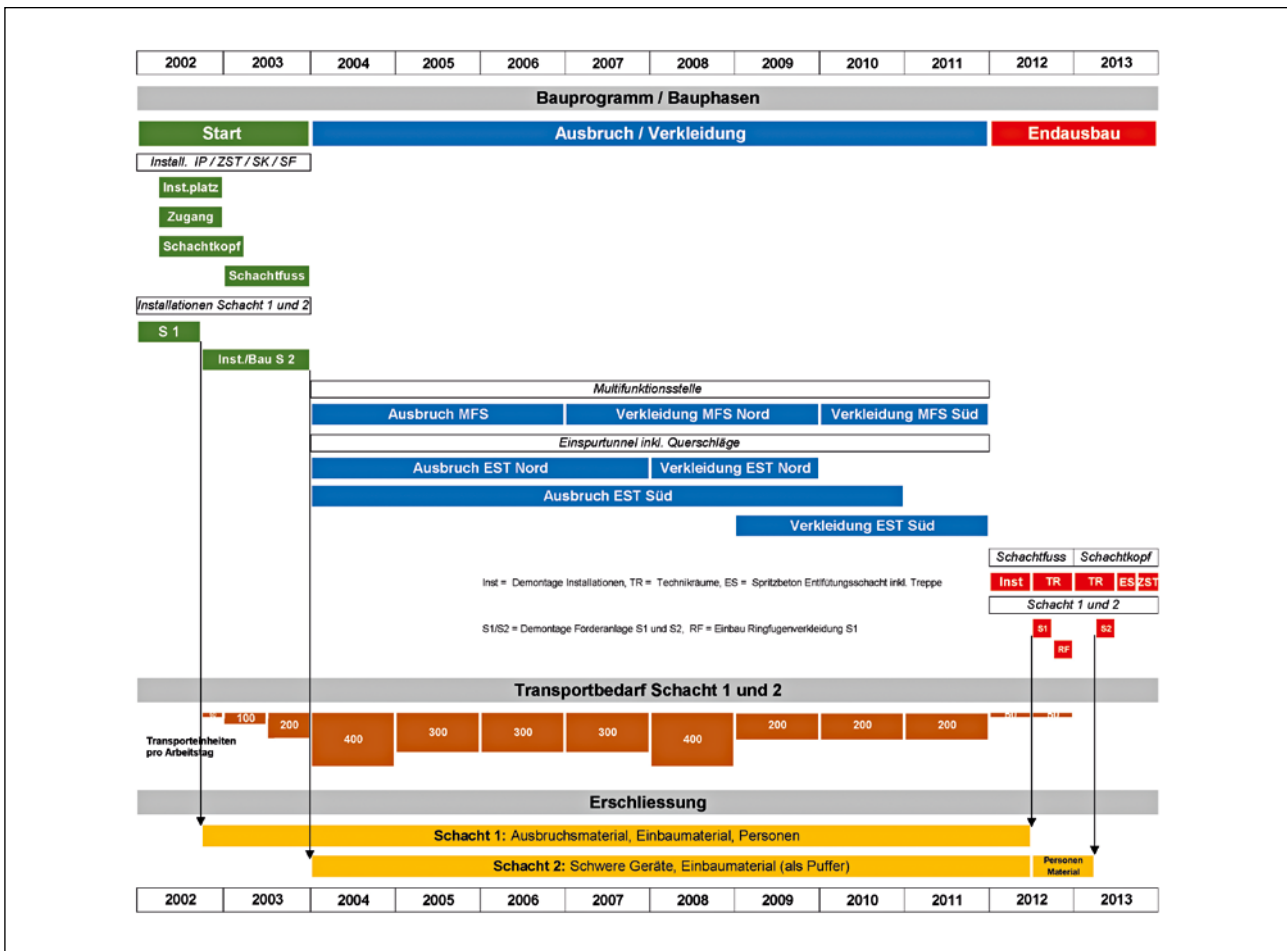
In the excavation and lining phase, which is extremely challenging in engineering terms, the driving operations in the Multi-Function Station enjoyed priority as the start of the tunnel bores depended directly upon them. This phase embraced the following activities:

- Excavation and lining of the MFS during the drive of the 2 tunnel bores
- Simultaneous excavation of the 2 tunnel bores towards north and south
- Creation of the cross-passages (standard and construction logistical cross-passages)
- Dismantling of the driving installations after successful breakthrough
- Installation of the lining in the north and south single-track tunnel

The logistically highly complex final completion phase embraced the following activities:

- Disassembly of the installations at the bottom of the shaft
- Completion of the high structures (technical rooms) in the Multi-Function Station at the bottom of the shaft
- Removal of the shaft conveyor systems (SI and SII) incl. fixtures
- Installation of a pressure line and annular gap lining in Shaft I
- Completion of the high structures (technical rooms) in the shaft head cavern
- Lining the access tunnel and ventilation shafts at the bottom of the shaft

After successfully dismantling the Shaft I concrete plant and the shaft head conveyor system, Shaft II was forced to take over all transportation tasks on its own. This signified



3 Bauphasen unter Einbezug der erforderlichen Transportmengen und deren Erschliessungsweg  
 Construction phases including the necessary transportation amounts and their development path

zung zu den Einbauorten am Schachtfuss transportiert werden musste. Die Versorgung der Baustellen mit dem „schnellsten Beton der Welt“ war eine „echte“ technische Herausforderung.

Der durch TRANSCO Sedrun gewählte Bauablauf berücksichtigte die anspruchsvollen bauleistungslogistischen Anforderungen und richtete sich nach einem klaren Konzept mit folgenden Schwerpunkten:

- Erste Priorität hatten die möglichst schnellen Durchschläge nach Norden und nach Süden. Die anderen Bauabläufe hatten sich dieser Priorität anzupassen, bzw. unterzuordnen.
- Die Arbeiten in der Multifunktionsstelle wurden so in den generellen Bauablauf eingefügt, dass der Transportbedarf und der Geräteaufwand minimiert werden konnte.
- Die Vortriebsarbeiten und die Verkleidungsarbeiten wurden nach Möglichkeit entflechtet.
- Alle Optimierungsmöglichkeiten und Kapazitätsreserven wurden ausgeschöpft, um eine termingerechte Fertigstellung des Bauwerks zu garantieren.

#### 4 Bedeutung der Schächte

Bei der „Erfolgsgeschichte“ Tunnel Sedrun standen die beiden 800 m tiefen Schächte im Mittelpunkt des Gesche-

that all concrete had to be carried from the surface concrete plant via the access tunnel and a concrete down pipe to the points of installation at the bottom of the shaft. Provision of the construction sites with the “world’s fastest concrete” was a real technical challenge.

The construction cycle chosen by TRANSCO Sedrun took the challenging construction logistical requirements into consideration and was geared to a clear concept with the following main aspects:

- First priority was accorded to the breakthroughs towards the north and south being achieved as soon as possible. The other construction sequences had to be geared or subordinated to this priority.
- The operations in the Multi-Function Station were integrated in the general construction scheme in such a way that transportation needs and the amount of equipment could be minimized.
- The driving operations and the lining work were separated as far as possible.
- All opportunities for optimization and capacity reserves were exploited in order to ensure that the structure was completed according to schedule.

hens und bildeten sowohl bei der Auftragsvergabe wie auch in der Ausführungsphase das zentrale Schlüsselement.

Im ursprünglichen Projekt war nur ein baubetrieblicher Schacht 1 und ein kleinerer Bewetterungsschacht 2 (D = 4,0 m) vorgesehen. Im Zuge des Angebotes unterbreitete die TRANSCO der Bauherrschaft die Variante, den Schacht 2 als ergänzenden Transportschacht (D = 7,0 m) für schwere, sperrige Geräte auszubilden. Die Bauherrschaft war überzeugt vom aufgezeigten Zusatznutzen durch

- Entlastung der Hauptschachtförderanlage im Schacht 1 während der zeitkritischen Ausbruch- und Verkleidungsphase sowie
- absolute Entkoppelung des Zugangs vom Schacht 1 während der Endausbauphase (dauernde und sichere Zugänglichkeit zu allen Arbeitsstellen auf Tunnelniveau) und erteilte den Zuschlag der Arge TRANSCO Sedrun.

Vertikalschächte dieser Abmessungen gab es in der Schweiz zuvor nicht und waren neu in der Geschichte des schweizerischen Tunnelbaus. Aufgrund der fehlenden Schweizer Normen für derartige Schachtbauwerke wurde mit dem Bundesamt für Verkehr und der SUVA vereinbart, dass die deutschen Bergbaunormen „Technische Anforderungen an Schacht- und Schrägförderanlagen“ (TAS) und die „Bergverordnung für Schacht- und Schrägförderanlagen“ (BVOS) für den Bau und die künftige Betriebsphase des Gotthard-Basistunnels anzuwenden sind.

Für den Bau und den Betrieb des Schachtes 2 verfügte die Baustelle nicht über die notwendigen Erfahrungen aus dem Bergbau und beauftragte deshalb die Firma Thyssen Schachtbau mit dieser anspruchsvollen Aufgabe.

Im Schacht 1 wurde bauseitig durch die Firma SIEMAG eine komplette Schachtförderanlage erstellt und der Arge TRANSCO betriebsbereit zur Verfügung gestellt. Der zugewiesene Subunternehmer war von zentraler Bedeutung und wurde entsprechend in die Organisation eingebunden.

Während des Zeitraums bis 2012 wurde der gesamte Baubetrieb über die beiden Schächte abgewickelt, welche die Versorgung in 2 Ebenen teilte. Zudem diktierten die beiden Schächte, respektive die Schachtförderanlagen den eigentlichen Transportablauf. Sie waren der „Lebensnerv“, die „logistische Hauptschlagader“ der Baustelle und einer der massgebenden Schlüsselfaktoren für die erfolgreiche Projektbewältigung. Nachfolgend werden die beiden Arten der Schachtförderung ausführlich erläutert.

### 4.1 Schachtförderung Schacht 1

Die Schachtfördereinrichtung im Schacht 1 wurde als komplette Schachtförderanlage mit den dazugehörigen Nebeneinrichtungen (Beschickungsanlage und Hilfsfahranlage) erstellt (Bild 4, 5).

## 4 Significance of the Shafts

The two 800 m deep shafts stand at the centre of all that occurred during the Sedrun Tunnel “success story” and represented the central key element when the tender was being awarded as well as during the execution phase.

In the original project only Shaft I for construction operations and a smaller ventilation shaft 2 (D = 4.0 m) were foreseen. In the course of the offer the TRANSCO suggested to the client the alternative of Shaft II to be built as an additional transportation shaft (D = 7.0 m) for heavy, bulky equipment. The client was convinced by the additional benefits that were afforded by:

- Relieving the main conveyor system in Shaft I during the time-critical excavation and lining phase as well as
- Absolute decoupling of access from Shaft I during the final completion phase (continuous and safe accessibility to all working places at tunnel level)

and accordingly granted the TRANSCO Sedrun JV permission.

Vertical shafts with such dimensions had not previously been used in Switzerland and represented something novel in Swiss tunnelling history. As there were no norms for such shaft structures it was agreed with the Federal Office of Transport (FOT) and the SUVA that the German mining standards “Technical Requirements for Shaft and inclined Conveyor Systems” (TAS) and the “Mining Ordinance for Shaft and inclined Conveyor Systems (BVOS) were applicable for the construction and the future operational phase of the Gotthard Base Tunnel.

The site did not possess the necessary mining experience for building and operating Shaft II and thus commissioned Thyssen Schachtbau to take over this complex task.

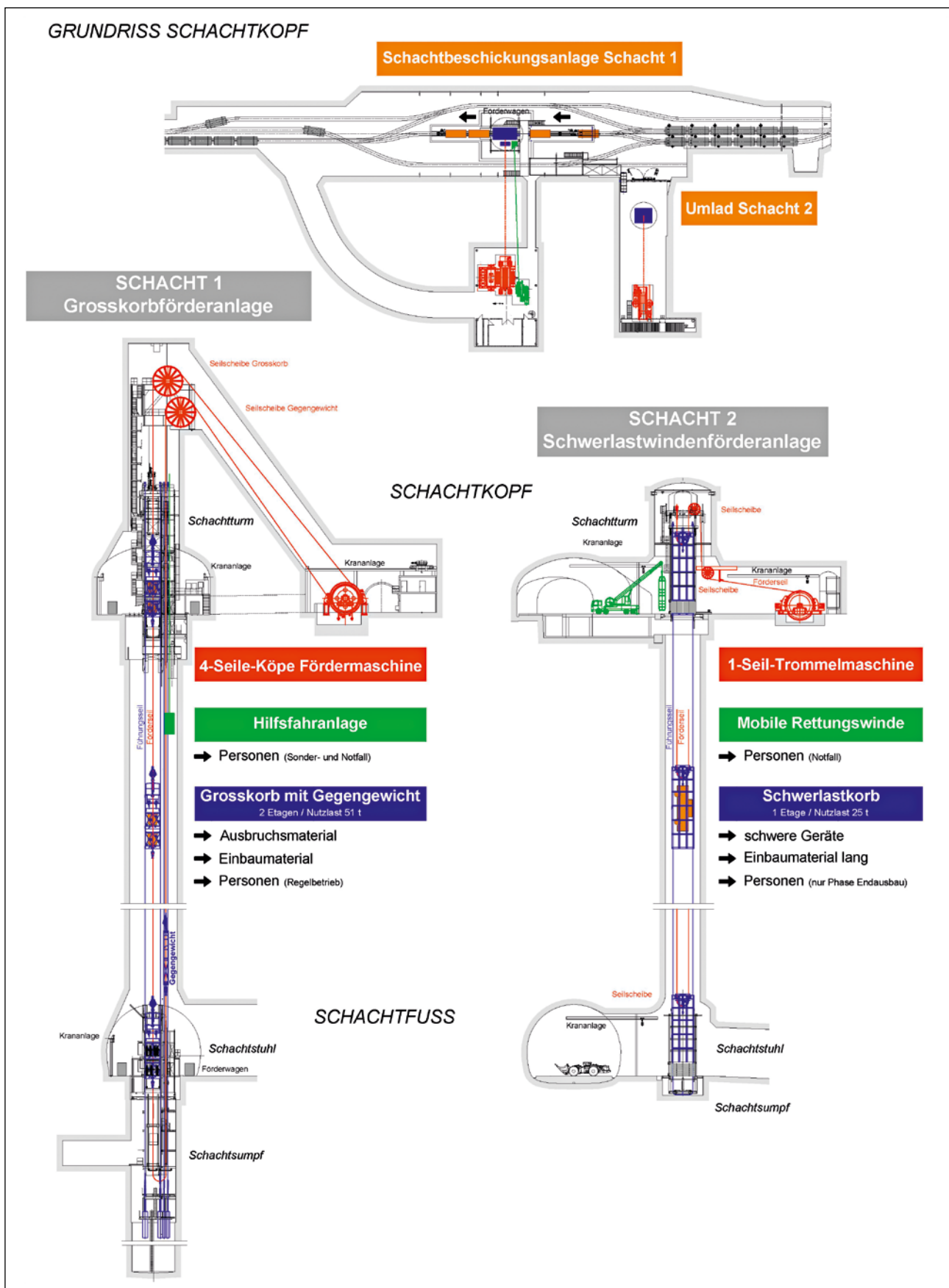
In Shaft I a complete shaft conveyor system was produced and handed over to the TRANSCO JV ready for use by the SIEMAG Company. The appropriate sub-contractor was of central importance and was correspondingly integrated in the organization.

During the period up until 2012 the entire construction operations were tackled via the 2 shafts, which split supplies up into 2 levels. In addition the 2 shafts or rather the shaft conveyor systems dictated the actual transportation cycle. They were the “vital nerve”, the “logistical main artery” of the construction site and one of the determining key factors for successfully mastering the project. The 2 types of shaft conveyance are explained at length in the following.

### 4.1 Shaft I Shaft Conveyance

The shaft conveyance system in Shaft I was produced as a shaft conveyor system with the relevant ancillary installations (charging unit and auxiliary hoisting unit) (Fig. 4, 5).





4 Logistikschächte 1 und 2 im Überblick  
Overview of logistics shafts I and II

Die Schachtförderanlage diente

- als Seilfahranlage zur Personenförderung mit einer
  - Fahrgeschwindigkeit von 12 m/s und
  - täglicher Förderzeit von 2,6 h
- als Grosskorbanlage zur Förderung des Ausbruchmaterials nach Übertage mit einer
  - Fahrgeschwindigkeit von 16 bis max.18 m/s und
  - täglicher Förderzeit von 15 h bei einer maximalen Förderleistung von 6350 t/Tag
- als Grosskorbanlage für den Materialtransport zu den untertägigen Arbeitsstellen mit einer
  - Fahrgeschwindigkeit von 16 bis max. 18 m/s und
  - täglicher Förderzeit von 4,4 h
- als Seilfahranlage für Revisionsarbeiten mit einer
  - Fahrgeschwindigkeit von 0,5 m/s und
  - täglicher Revisionszeit von 2,0 h

Die täglichen Förderzeiten inklusive Revisionszeit waren garantierte Leistungen des Schachtbetreibers (SIEMAG) und bildeten die Grundlage für die Ermittlung des Transportbedarfs für die verschiedenen Bauphasen (Installation, Ausbruch/Verkleidung, Endausbau).

Die Schachtförderanlage wurde als einrümige 4-Seil-Koepe-Anlage (benannt nach dem Erfinder Carl Friedrich Koepe) mit folgenden Merkmalen konzipiert:

- eine komplett seilgeführte Grosskorbförderanlage mit Gegengewicht und Unterseil
- Grosskorb mit 2 Etagen ausgelegt für
  - Nutzlast von 51 t (einschliesslich Förderwagen)
  - Sondertransporte bis zu 30 t (grosse Abmessungen, HxBxL = 3,3 x 2,5 x 6,0 m), Umrüstzeit 2 h
  - Personentransporte (durch Umbau der oberen Etage zur Seilfahranlage mit max. 60 Personen)
- Hilfsfahranlage als schienengeführte Seilfahranlage mit Förderkorb (2 Etagen, max. 18 Personen) für
  - unregelmässige Personenseilfahrt
  - Evakuierung
- Schachtbeschickungsanlage als Auf- und Abschiebevorrichtungen am Schachtkopf und Schachtfuss für Gewährleistung eines automatisierten und sicheren Schachtbeschickungsbetriebes
- Hebezeuge am Schachtkopf und Schachtfuss

Die installierte Grosskorbförderanlage war eine energetisch äusserst effiziente Förderanlage (Rekuperation). Für allfällige Rettungszwecke wurde neben den Einrichtungen der Schachtförderanlage eine mobile Rettungswinde vorgehalten.

Basierend auf den vertraglich zugesicherten Leistungsangaben wurde die erforderliche Förderleistung für die verschiedenen Bauphasen analysiert bzw. ausführlich untersucht. Dabei wurden ausgehend vom Transportbedarf für den Vortrieb und die Verkleidung der realistische Anfall an Transporteinheiten (TEH) pro Arbeitstags (AT) ermittelt. 1 Transporteinheit (TEH) entspricht 1 Schutterwagen oder 1 Trans-

The shaft conveyor system served

- As rope hoisting system for man-riding with a
  - travelling speed of 12 m/s and
  - daily conveying time of 2.6 h
- As large cage unit to carry the excavated material to the surface with a
  - travelling speed of 16 to a max. of 18 m/s and
  - daily conveying time of 15 h given a max. conveying rate of 6,350 t/d
- As large cage unit for material transport to the underground working points with a
  - travelling time of 16 to a max. of 18 m/s and
  - daily conveying time of 4.4 h
- As rope hoisting unit for inspection work with a
  - travelling speed of 0.5 m/s and
  - daily inspection time of 2.0 h

The daily conveying times including inspection time were guaranteed rates from the shaft operator (SIEMAG) and formed the basis for establishing the amount of transportation required for the various construction phases (installation, excavation/lining, final completion).

The shaft conveyor system was devised as a single-drum 4-rope Koepe hoisting system (named after the inventor Carl Friedrich Koepe) with the following features:

- a complete rope-guided large cage unit with counterweight and tail rope
- Large cage with 2 levels devised for
  - a service weight of 51 t (including railcar)
  - special transports of up to 30 t (large dimensions, HxWxL = 3.3 x 2.5 x 6.0 m), conversion time 2 h
  - man-riding (by converting the upper storey as a rope hoisting system accommodating max. 60 persons)
- Auxiliary conveying system as rail-mounted rope hoisting system with cage (2 levels, max. 18 persons) for
  - occasional man-riding
  - evacuation
- Shaft charging system as decking and pushing device at the shaft head and bottom of the shaft for assuring an automatic and safe shaft charging operation
- Hoisting devices at the shaft head and bottom of the shaft

The large cage conveying system that was installed was an extremely efficient conveying system (recuperation). A mobile rescue winch was maintained alongside the shaft conveying system installations for possible rescue purposes.

Based on the contractually agreed performance figures the required conveying rate for the various construction phases was analyzed and examined at length. As a result, the realistic incidence of transport units (TEH) per working day (AT) was ascertained relating to the transport requirements for the drive and lining. 1 transport unit (TEH) corresponds to a mucking car or 1 transport car with material. These determined values amounting to 400 transport units per working day were only somewhat less than the guaranteed convey-



5 Fördermaschinen Schacht 1  
Conveyor systems for Shaft I

portwagen mit Material. Diese ermittelten Werte lagen mit 400 Transporteinheiten pro Arbeitstag unwesentlich unter der garantierten Förderleistung von 475 Transporteinheiten pro Arbeitstag. Die Resultate des Transportbedarfs wurden in einem Bedarf-Zeit-Diagramm erfasst und in Relation zum Bauprogramm entsprechend dargestellt (Bild 3).

Nach Inbetriebnahme der Schachtförderanlage wurde die Kapazität der Anlage in einem Leistungstest nachgewiesen. Dabei wurden die Leistungen der Förderanlage, Auf- und Abschiebevorrichtung und Hilfsfahranlage und das Zusammenwirken des Gesamtsystems geprüft. Der durchgeführte Leistungstest ergab eine Förderleistung von 6312 t bei zugesicherten 6350 t bei 15-stündiger Förderzeit. Über die Bauzeit war nie der Tages Spitzenwert leistungsbestimmend, sondern die Stundenganglinie (Anzahl Förderzyklen pro Stunde).

Zur Erhöhung der Schachtförderkapazität resp. zur Minimierung der Auswirkungen von Stau/Stillständen wurden folgende technische und organisatorische Massnahmen vollzogen:

- Ausreichende Zwischendeponie für das Ausbruchmaterial am Schachtfuss
- Integration der täglichen Revisionen in den Tagesablauf bzw. Schichtwechsel
- Durchführung grosser Revisionsarbeiten während der Baustellenunterbrüche am Jahresende
- Benutzung Hilfsfahranlage für ausserordentliche Personenfahrten
- Transport von Geräten und Langmaterial über Schacht 2

ing rate of 475 transport units per working day. The results of the transport requirements were collected in a requirement-time diagram and presented appropriately in relation to the construction programme (Fig. 3).

After the shaft conveying system became operational the system's capacity was verified during a performance test. Towards this end, the performances of the conveying system, decking and pushing device and auxiliary conveying system and the interaction of the overall system were tested. The performance test that was carried out came up with a conveying rate of 6,312 t given an assured 6,350 t and 15 h-conveying time. The hourly load graph (number of conveying cycles per hour) rather than the daily peak value was the governing performance factor over the construction period.

In order to increase the shaft conveying capacity and minimize the effects of jams/standstills the following technical and organizational measures were undertaken:

- Sufficient intermediate space to store the excavated material at the bottom of the shaft
- Integration of the daily inspections in the daily cycle or change of shift
- Execution of major inspection work during breaks in work on site at the end of the year
- Use of the auxiliary conveying system for unscheduled man-riding
- Transport of equipment and long material via Shaft II
- Working cycles geared to the transport-intensive phases (mucking)
- Storage of all parts of the system with long delivery times directly on the construction site

#### 4.2 Shaft Conveyance Shaft II

The larger shaft diameter that was selected (7 instead of 4 m) enabled a heavy-duty winch conveying system to be installed for use as (Fig. 4)

- Heavy-duty cage unit for transporting heavy equipment and long materials with
  - a travelling speed of 1.0 m/s
  - service load of 25 t
  - dimensions of the cage of 3.5 x 3.5 x 10.0 m (HxWxL)
- As rope conveyor for carrying persons for the final completion phase with
  - a travelling speed of approx. 2.0 m/s.

The already existing mobile shaft winch for Shaft II with

- The large rescue cage (2-storey)
  - with a travelling speed of 1.0 m/s
  - for max. 23 persons
- The small rescue cage (2-storey)
  - with a travelling speed of 1.0 m/s
  - for max. 6 persons

was used as an emergency conveying system for evacuation purposes.



- Arbeitsabläufe abgestimmt auf die transportintensiven Phasen (Schutterung)
- Ersatzteilbevorratung aller Anlagenteile mit langen Lieferzeiten direkt auf der Baustelle

#### 4.2 Schachtförderung Schacht 2

Der grösser gewählte Schachtdurchmesser (7 anstelle 4 m) (Bild 4) ermöglichte den Einbau einer Schwerlastwinden-Förderanlage, die

- als Schwerlastkorbanlage für den Transport von schweren Geräten und langen Materialien mit
  - Fahrgeschwindigkeit von 1,0 m/s
  - Nutzlast von 25 t
  - Abmessungen des Förderkorbs von 3,5 x 3,5 x 10,0 m (HxBxL)
- als Seilfahranlage zur Personenförderung für die Phase des Endausbaus mit
  - Fahrgeschwindigkeit von ca. 2,0 m/sgenutzt wurde.

Als Notfahranlage für den Schacht 2 konnte die bereits vorhandene mobile Schachtwinde mit

- dem grossen Rettungskorb (zweistöckig)
  - mit Fahrgeschwindigkeit von 1,0 m/s
  - für maximal 23 Personen
- dem kleinen Rettungskorb (zweistöckig)
  - mit Fahrgeschwindigkeit von 1,0 m/s
  - für maximal 6 Personen

zur Evakuierung im Notfallbetrieb eingesetzt werden.

Die Schwerlastwindenförderanlage wurde als mittlere Seilfahranlage ausgelegt und bestand hauptsächlich aus folgenden Einrichtungen:

- Schwerlastkorb
- Schwerlastwinde: elektrische betriebene Trommelmaschine mit 1 Förderseil für Schwerlastkorb (Bild 6)
- Seilführungseinrichtung: 4 Führungsseile für Schwerlastkorb
- Führungsgerüst im Schachtturm
- Schachtstuhl mit Stahlkonstruktion im Schachtsumpf
- Seilscheiben (3 Stück)
- Signalanlage
- Krananlage Schachtkopf und Schachtfuss: Umladen Schiene – Förderkorb
- Schiebeklappen/Schachtabdeckung: Verschliessung freier Schachtquerschnitt zur Ableitung von Luft in den Abluftkanal

Mit dieser Anlage war der Transport von Geräten ohne aufwendige Demontage während der ganzen Bauzeit möglich. Sie entlastete die Schachtförderanlage im Schacht 1 vor allem in der Vortriebsphase und ersparte die aufwendige 2-stündige Umrüstung für Sondertransporte im Schacht 1.

## 5 Baustelleninfrastruktur und Betrieb

Umfangreiche Überlegungen hinsichtlich der anspruchsvollen Baustelleninfrastruktur sind bereits durch die Planer berücksichtigt worden. Nichtsdestotrotz mussten durch den

The heavy-duty winch conveying system was designed as a medium rope conveyor and mainly comprised the following installations:

- Heavy-duty cage
- Heavy-duty winch: electrically driven drum machine with a hoisting rope for heavy-duty cage
- Rope guiding device: 4 guide ropes for heavy-duty cage
- Guide frame in the shaft tower
- Shaft inset frame with steel structure in the shaft sump
- Rope pulleys (3 in all)
- Signal unit
- Crane unit shaft head and bottom of shaft: transferring from rail – conveyor cage
- Sliding flaps/shaft cover: closing the free shaft cross-section to dispose of air in the exhaust duct

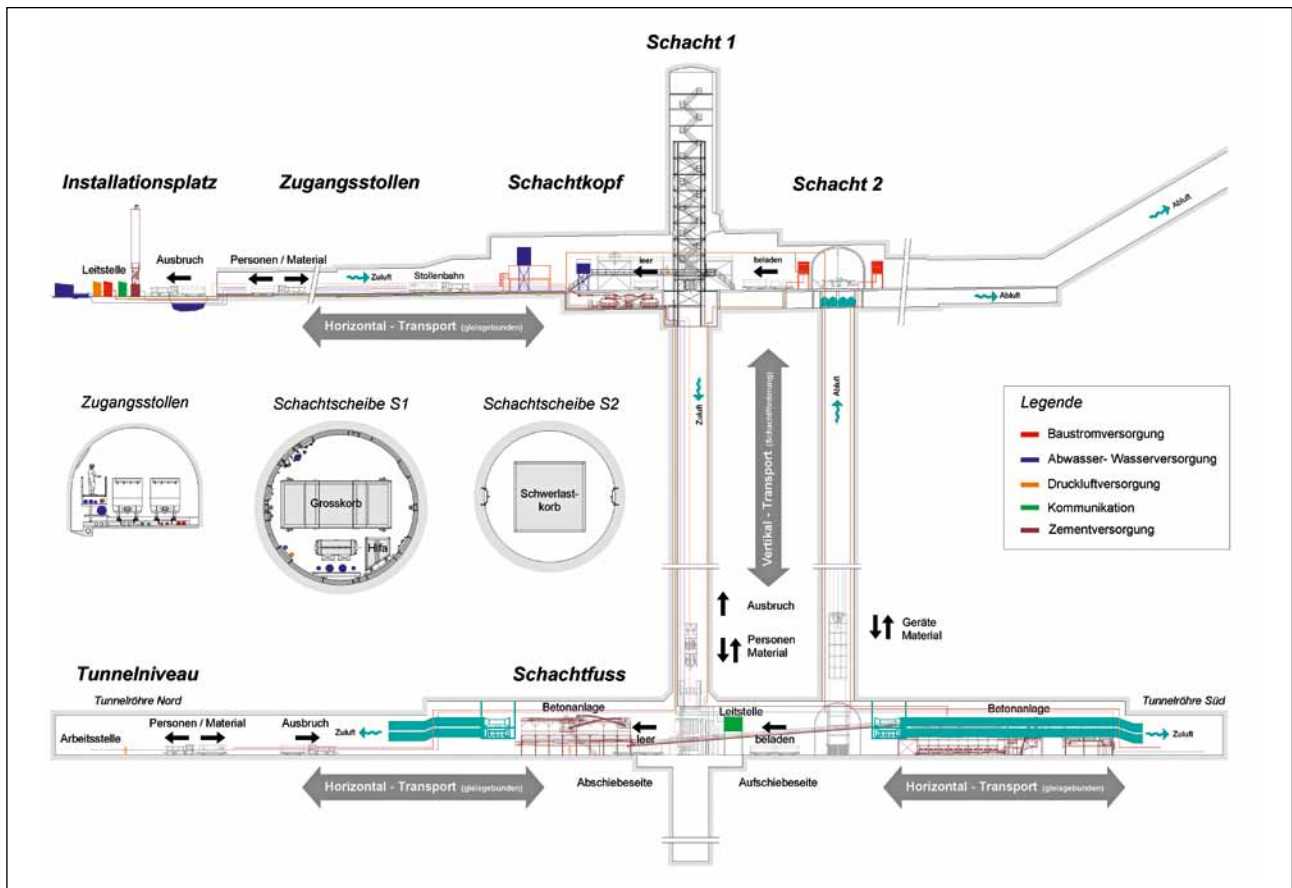
Thanks to this system it was possible to transport equipment without complicated disassembly during the entire period of construction. It relieved the shaft conveying system in Shaft I first and foremost during the driving phase and saved the time-consuming 2 hour conversion period for special transports in Shaft I.

## 5 Construction Site Infrastructure and Operation

Extensive considerations relating to the challenging construction site infrastructure had already been assessed by the planners. Notwithstanding, the contractor was obliged to ensure that the required site installations were geared to



6 Fördermaschine Schacht 2  
Conveyor system for Shaft II



7 Baustelleninfrastruktur im Überblick (Längsschnitt)  
 Overview of construction site infrastructure (longitudinal cross-section)

Unternehmer die notwendigen Baustelleninstallationen auf die effektiven Bedürfnisse bzw. technischen Anforderungen für den Bau des Tunnels Sedrun zugeschnitten werden (Bild 7).

Nebst den eigentlichen Baustelleneinrichtungen spielten eine einwandfrei funktionierende Baustellenlogistik und der optimale Materialtransport – vom Installationsplatz durch den Zugangsstollen zum Schachtkopf und via Förderschacht zum Schachtfuss bis zur Arbeitsstelle – eine zentrale Rolle und waren matchentscheidende Schlüsselaufgaben für das Projekt, wobei folgende Grundsätze berücksichtigt wurden:

- Erste Priorität kam der Betriebssicherheit zu.
- Aufgrund der beschränkten Austauschbarkeit von Geräten und Einrichtungen mussten die Arbeitsstellen voneinander unabhängig funktionieren.
- Die Koordination und Überwachung der Abläufe erfolgte zentral.

Das gesamte Transportgeschehen, d.h. der Betrieb wurde nach folgenden „Richtlinien“ ausgeführt:

- Die Schachtförderung bestimmte Leistung, Sicherheit und Wirtschaftlichkeit.
- Sicherstellen des reibungslosen Ablaufes der Zu- und Abtransporte zum Schacht auf beiden Ebenen.

the effective needs and technical demands for building the Sedrun Tunnel (Fig. 7).

Apart from the construction site installations themselves, perfectly functioning site logistics and optimal material transportation – from the installation yard through the access tunnel to the shaft head and via the conveying shaft to the bottom of the shaft – played a central role and were decisive key factors for the project, with the following factors having to be taken into consideration:

- Initial priority was accorded the operating concept.
- The working places had to function independent of each other owing to the restricted exchangeability of equipment and installations.
- Coordination and monitoring of sequences took place centrally.

The entire transportation process, i.e. operation was executed in keeping with the following “guidelines”:

- Shaft conveying governed performance, safety and economy.
- Ensuring there were no hitches in transporting manpower and material to and from the shaft at both levels.
- All transports with the exception of the actual driving zone were trackbound for safety reasons and to ensure their controllability.

- Aus Sicherheitsgründen sowie wegen der Steuerbarkeit erfolgten grundsätzlich alle Transporte – mit Ausnahme im unmittelbaren Vortriebsbereich – gleisgebunden.
- Die Gleistransporte wurden zentral von der Leitstelle disponiert.
- Transporte von Grossgeräten und Langmaterial erfolgten über den Schacht 2.
- Spezialtransporte wurden auf ein Minimum beschränkt und über den S 2 abgewickelt.

Die Baustellen wurden grundsätzlich vom über-tägigen Installationsplatz in Sedrun versorgt. Über den Zugangstollen und den Schacht erfolgte die Bewirtschaftung der unter-tägigen Arbeitsstellen. Der gesamte Transport des notwendigen Materials – einschliesslich des Personals – erfolgte über schienen-gebundene Förderwagen. Am Schachtkopf wurden mittels der automatischen Beschickungsanlage die Zugkompositionen entkoppelt (Bild 9), in die beiden Etagen des Förderkorbes eingeschoben und mittels der Schachtförderanlage zum Schachtfuss und wieder zurück transportiert. Am Schachtfuss führten die Gleisstränge vom Schacht zu den jeweiligen Vortriebs- bzw. Arbeitsstellen.

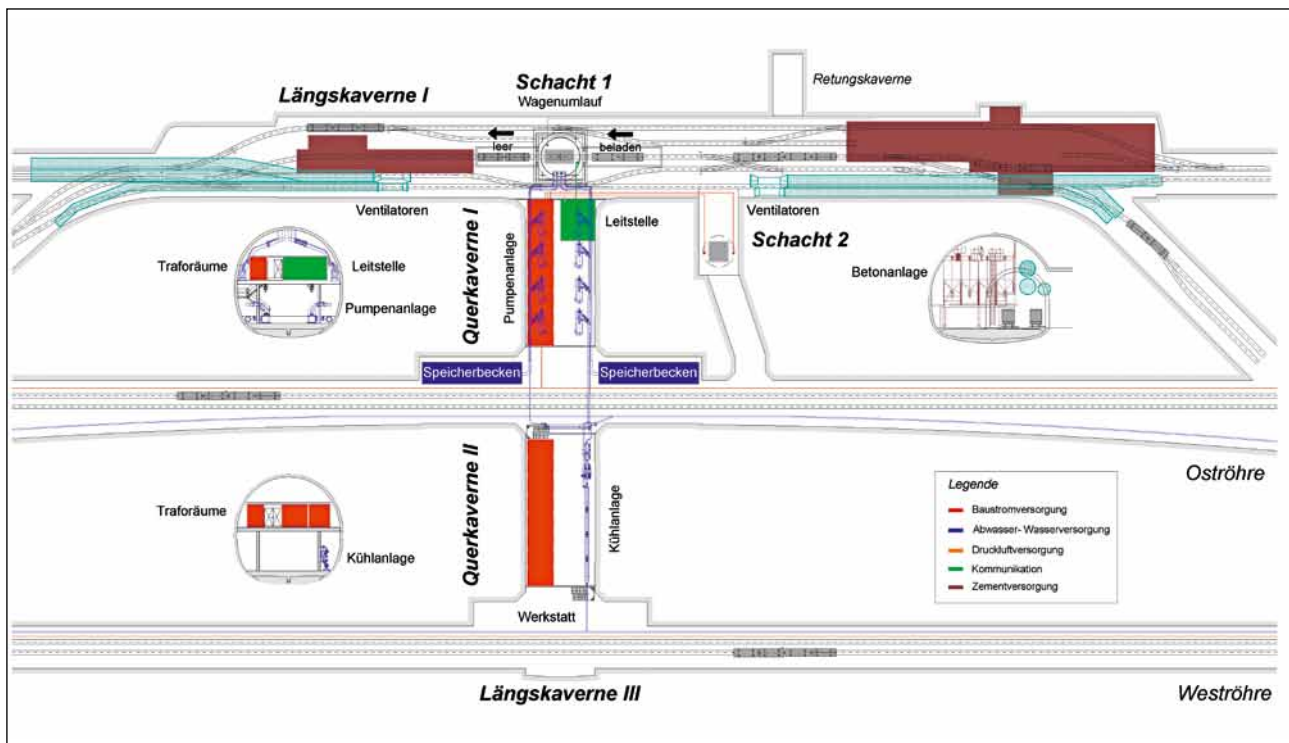
Die Vielfalt der geforderten Förderaufgaben erforderte einen variablen Wagenlauf, der ein schnelles und gleichfalls sicheres Rangieren der Züge gewährleistete. Aufgrund der komplexen Verkehrsverhältnisse, die auf dem Installationsplatz und in den unterirdischen Anlagen herrschten, war die Überwachung und Steuerung des Stollenbahnverkehrs durch eine zentrale Leitstelle erforderlich. Diese bildete die Drehscheibe und war jederzeit in der Lage, den Standort aller Züge zu erkennen.

- The trackbound transports were organized centrally from the control centre.
- Transports of large equipment and long material took place via Shaft II.
- Special transports were restricted to a minimum and tackled via Shaft II.

The construction sites were essentially supplied by the installation yard on the surface at Sedrun. The underground working points were supplied via the access tunnel and the shaft. The entire transportation of the necessary material – including staff – was carried out via trackbound cars. At the shaft head the train units were decoupled by means of the automatic charging system (Fig. 9), pushed into the 2 storeys of the conveyor cage and transported to the bottom of the shaft and back by means of the shaft conveyor system. At the bottom of the shaft the lines of track led from the shaft to the given driving or working position.

The diversity of the conveying tasks required called for a variable railcar circuit, which ensured rapid and at the same time safe shunting of the trains. Owing to the complex traffic conditions, which prevailed on the installation yard and the underground facilities, monitoring and control of the rail traffic in the tunnel had to be undertaken by a central control centre. This formed the hub which was in the position to identify the whereabouts of all the trains at any time.

Throughout the construction period the entire material handling for the tunnel drives and building the Multi-



8 Disposition Baustelleneinrichtungen am Schachtfuss (Grundriss)  
Disposition of construction site installations at the bottom of the shaft (layout)





9 Beschickungsanlage Schacht 1 am Schachtkopf  
Charging system for Shaft 1 at the shaft head



10 Baustelleneinrichtungen am Schachtfuss  
Construction site installations at the bottom of the shaft

Während der ganzen Bauzeit fanden in der Längskaverne (LK I) der gesamte Materialumschlag für die Tunnelvortriebe und den Bau der Multifunktionsstelle statt. Daher stellte der Schachtfussbereich eine baulegistische Schlüsselstelle dar (Bild 8). Folgende Installationen wurden in der Kaverne der Multifunktionsstelle aufgestellt:

- Komplette Betonanlage mit einer Mischerleistung von 60 m<sup>3</sup>/h
- Gleisanlagen für Materialtransport inkl. Abstellgleise
- Lagerflächen für Material
- Anlagen für Baustromversorgung
- Kühlanlagen
- Baulüftung: Ventilatoren und Lutten
- Pumpenanlage: Bergwasser abpumpen bei möglichem Wassereinbruch mit bis zu 1000 l/sec Pumpleistung
- Schutterbunker (500 m<sup>3</sup>)
- Leitstelle, Büroräumlichkeiten, Werkstatt inkl. Tankstelle

## 6 Erfahrungen

Zusammengefasst kann festgestellt werden, dass die zeitparallel ausgeführten Vortriebe der beiden Einspurtunnelröhren sowie der nachfolgende Innenausbau mit nur einem baubetrieblichen Schacht zu erheblichen terminlichen und logistischen Schwierigkeiten geführt hätte.

Die praktischen Erfahrungen haben gezeigt, dass der durch TRANSCO gewählte Bauablauf und die bereits in der Angebotsphase angedachte Baulegistik ein voller Erfolg waren.

Eine erfolgreiche Projektabwicklung bedingt folgende Erfolgsfaktoren:

- Zwei vollwertige, sich ergänzende Logistikschächte
- Höchste Verfügbarkeit der Schachtförderanlage durch professionellen Betrieb und höchste „Bergbau“-Qualität
- Hohe Flexibilität im veränderlichen Logistikbetrieb durch zentrale Leitstelle
- Durchgehende partnerschaftliche Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten

Function Station took place in the longitudinal cavern (LK I). As a result the bottom of the shaft area represented a construction logistical key point (Fig. 8). The following installations were set up in the Multi-Function Station's cavern:

- Complete concrete plant with a mixing rate of 60 m<sup>3</sup>/h
- Track facilities for material transportation incl. sidings
- Storage areas for material
- Systems for providing power for construction
- Cooling facilities
- Construction ventilation: fans and ducts
- Pumping unit: removing underground water given possible ingressing water with a pumping rate of up to 1,000 l/sec
- Mucking bunker (500 m<sup>3</sup>)
- Control centre, office facilities, workshop incl. filling station

## 6 Findings

In summing up it can be determined that the drives for the 2 single-track tunnel bores carried out at the same time as well as the subsequent interior lining would have led to substantial scheduling and logistical difficulties with only one shaft operational for construction purposes.

Practical findings have shown that the construction cycle selected by TRANSCO and the construction logistics considered during the tendering phase represented a complete success.

The following success factors ensured that the project was wound up successfully:

- Two fully-fledged logistics shafts that complemented one another
- Highest availability of the shaft conveyor system thanks to professional operation and the utmost “mining” quality
- High flexibility in the changing logistics operation thanks to central control centre
- Ongoing participatory collaboration of all those involved in the project



*Martin Hutter, dipl. Baumeister, Amtschef, Amt für Nationalstrassenbau (ANSB), Glis/CH  
Peter Seiler, dipl. Bauingenieur ETH, SRP Schneller Ritz und Partner AG, Brig/CH*

# Tunnel Riedberg/CH

## Seine bewegte Geschichte

Der Tunnel Riedberg ist Bestandteil der Schweizer Autobahn A9. Die Vortriebsarbeiten wurden im November 2004 aufgenommen und Ende Juli 2005 eingestellt. Nach Einsetzung einer Taskforce wurde beschlossen, das Überwachungsnetz rigoros auszubauen. Anschliessend an den geodätischen und geologischen Abklärungen erfolgte die kontinuierliche Umsetzung verschiedener Massnahmen mit dem Ziel, die Wiederaufnahme der Vortriebsarbeiten bzw. die Fertigstellung des Tunnels zu erreichen.

# Riedberg Tunnel/CH

## Its eventful History

The Riedberg Tunnel is a part of the Swiss A9 motorway. Driving operations were embarked on in November 2004 and brought to a halt at the end of July 2005. After deploying a task force it was decided to extensively develop the monitoring network. Following up on the geodetic and geological investigations, various measures were continuously applied with the aim of resuming the driving operations and completing the tunnel.

### 1 Einleitung

Die Rhonetalautobahn A9 durchquert beim Bahnhof Gampel-Steg den Fussbereich des Riedbergs unterirdisch. Die beiden Tunnelröhren sind etwa 500 m lang und besitzen im Querschnitt einen lichten Radius von 5,3 m. Im November 2004 wurden die Vortriebsarbeiten aufgenommen. Nach einigen Monaten traten unerwartete Deformationen auf und die Arbeiten wurden Ende Juli 2005 eingestellt.

### 2 Bauausführung 2004 bis 2005

#### 2.1 Projektbeschreibung

Der doppelröhrige Tunnel zieht in einer weitgeschwungenen Kurve ca. 40 m südlich der Zufahrtsstrasse nach Gampel-Steg und den ersten Wohnhäusern vorbei. Die Röhren verlaufen praktisch parallel, die Dicke der Strosse beträgt ca. 10 m. Das Längenprofil beschreibt eine leichte Kuppe mit einem Dachgefälle von 1 % zu den Portalen hin. Die maximale Überdeckung beträgt ca. 60 m. Die Röhren werden mit einer Regenschirmabdichtung ausgebildet und im Trennsystem entwässert.

#### 2.2 Vortrieb

Der Sondierstollen war so platziert, dass er bei einer deutschen Bauweise als Ulmenstollen dienen konnte. Aufgrund von positiven Erfahrungen bei anderen Lockergesteinstunneln wurde schlussendlich ein Vollvortrieb gewählt. Im Be-

### 1 Introduction

The Rhone Valley motorway A9 underpasses the foothills of the Riedberg at Gampel-Steg Station. The 2 tunnel bores are roughly 500 m long and possess a cross-sectional radius of 5.3 m. Driving operations commenced in November 2004. After several months, deformations occurred unexpectedly and work was ceased at the end of July 2005.

### 2 Execution of Construction 2004 to 2005

#### 2.1 Project Description

The twin-bore tunnel runs in a widely sweeping curve approx. 40 m south of the access road to Gampel-Steg and the first residential dwellings. The bores run practically parallel; the bench is roughly 10 m thick. The longitudinal profile describes a slight crest that pitches 1 % towards the portals. The maximum overburden amounts to approx. 60 m. The bores are provided with an umbrella seal and drained using a separate system.

#### 2.2 Driving

The exploratory tunnel was positioned in such a way that it could serve as a wall heading using the German construction method. Based on positive experience gained with other soft ground tunnels a full-face excavation was ultimately chosen. A pipe umbrella was applied in the central, densely bedded zone (stage length 12 m given a 15 m long umbrella). The



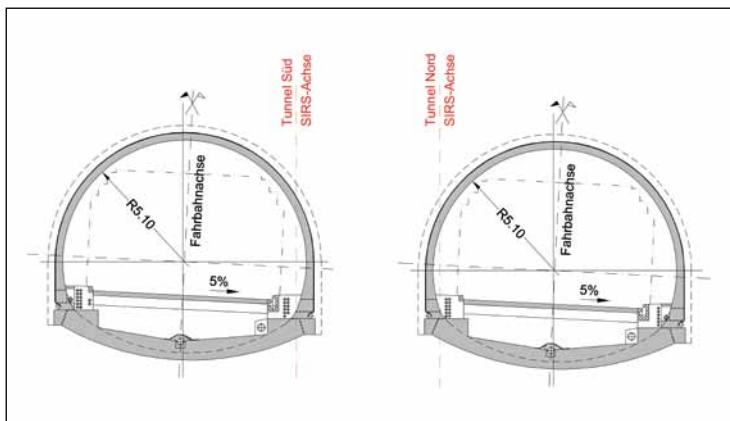
## Le tunnel de Riedberg/CH

### Son histoire mouvementée

Le tunnel de Riedberg fait partie intégrante de l'autoroute suisse A9. Les travaux d'excavation commencés en novembre 2004 avaient été interrompus fin juillet 2005. Après l'intervention d'un groupe d'experts, il a été décidé de développer rigoureusement le réseau de surveillance. Après les investigations géodésiques et géologiques, la mise en œuvre de différentes mesures s'est faite en continu, avec pour objectif la reprise des travaux d'excavation et l'achèvement du tunnel.

reich der zentralen, dicht gelagerten Zone kam ein Rohrschirm zum Einsatz (Etappenlänge 12 m bei 15 m langem Schirm). Die Brust wurde mit Glasfaserankern gesichert. Während des Erstellens des Rohrschirms erfolgte der Sohlschluss direkt hinter der Maschine, also etwa 12 bis 24 m hinter der Ortsbrust. In den Portalbereichen wurde auf den ersten 3 bis 5 Etappen der Rohr- durch einen Jettingschirm ersetzt. Die Südröhre war quasi trocken; in der Nordröhre traten Tropfstellen bevorzugt in Portalnähe auf.

Das bergmännische Portal Ost wurde mit einer Nagelwand und einem Portalkragen aus Ortbeton gestützt. Während der Arbeiten am Voreinschnitt blieben die Verschiebungen im vorgesehenen Rahmen. Mit fortschreitendem Vortrieb wurden unerwartete Verschiebungen des Portals in Richtung Nord-Ost (in etwa Richtung der Falllinie des Hangs) festgestellt. Eine erste Kontrolle zeigte, dass die Ankerkräfte im Ostportal, obwohl die Kopfverschiebungen signifikant zunahm, in etwa konstant geblieben waren. Weiter wurden beschleunigte Deformationen an der verankerten Stützwand H509 gemessen, deren Verankerungskörper bis nahe an die Tunnelwandung reichen. Im Untertagbau vergrößerten sich die Verschiebungen auch nach 2 bis 3 Durchmessern hinter der Ortsbrust weiterhin und klangen nicht wie erwartet ab (Bild 1, 2).



1 Schematisches Normalprofil  
Schematic standard profile

## Tunnel di Riedberg/CH

### La sua movimentata storia

Il tunnel di Riedberg è un elemento costitutivo dell'autostrada svizzera A9. I lavori di avanzamento sono stati cominciati nel novembre 2004 e sono terminati a fine luglio 2005. Dopo l'introduzione di una taskforce, è stato deciso di ampliare completamente la rete di controllo. In seguito a chiarimenti geodetici e geologici, sono stati effettuati continui e diversi provvedimenti aventi lo scopo di raggiungere la ripresa dei lavori di avanzamento o di completamento del tunnel.

face was secured by glass fibre anchors. Whilst the pipe umbrella was being produced, the base invert was completed directly behind the machine, in other words, some 12 to 24 m behind the face. The pipe umbrella was replaced by a jetting roof over the first 3 to 5 stages in the portal zones. The south bore was more or less dry; drip points occurred in the north bore mainly close to the portal.

The east portal tackled by mining means was supported by a nailed wall and a portal collar made of in situ concrete. Displacements remained within the anticipated limits during work on the precut. As the drive progressed unexpected displacements of the portal towards the north-east (roughly in the direction of the slope) were determined. An initial inspection revealed that the anchor forces in the east portal remained roughly constant although the head displacements increased significantly. In addition, accelerated deformations were measured on the anchored supporting wall H509, whose anchoring members extended almost to the tunnel wall. In the trenchless section, the displacements continued to increase some 2 to 3 diameters behind the face and did not cease as expected (Figs. 1 + 2).

The actual drive took place without any particular problems at this point in time and the face was stable. Due to unex-



2 Start Vortrieb Südröhre  
Start of drive in south bore

Der eigentliche Vortrieb erfolgte bis zu diesem Zeitpunkt ohne spezielle Probleme und die Ortsbrust war stabil. Infolge der unerwarteten Verschiebungen wurde die Gesamtstabilität des Hanges in Frage gestellt und die Möglichkeit einer grossräumigen Hangrutschung nicht ausgeschlossen. Nach Beizug eines Experten hat das Amt für Nationalstrassenbau (ANSB) im August 2005 beschlossen, bis zur Klärung der Gründe für die nicht abklingenden Verschiebungen den Vortrieb einzustellen.

### 3 Ereignisanalyse

#### 3.1 Sofortmassnahmen

Umgehend wurde eine Taskforce eingesetzt, bestehend aus Vertretern von Bund und Kanton sowie einem Tunnelbau- und Geologieexperten. Als Erstes wurde beschlossen, das Überwachungsnetz rigoros auszubauen.

#### 3.2 Geodätische und geologische Abklärungen

Die Auswertung eines alten, zwischenzeitlich aufgegebenen geodätischen Messpunkts ergab, dass sich der Hang über 60 Jahre im Mittel ca. 1 cm/Jahr talwärts bewegt hatte. Im Weiteren wurde auch abgeklärt, ob mittels Radarinterferometrie auf der Basis von Archivbildern der European Space Agency (ESA) eine langjährige Verschiebungsrates nachgewiesen werden kann. Die Bäume verunmöglichen jedoch eine Auswertung. Auf dem Plateau von Ifil (Lokaler Name), welches ca. 600 m höher als der Tunnel liegt, wurden mit dieser Methode Absenkungen von 3 bis 4 mm/Jahr ermittelt. Die restlichen Bereiche konnten nicht ausgewertet werden.

Geologische Abklärungen zeigten folgendes Bild:

- Beim Riedberg handelt es sich im zentralen Bereich um eine nacheiszeitliche Rutschung, welche von Gehängeschutt überlagert wird. Die anstehenden Felspartien sind versackt (Bild 3, 4).
- Die Sackungsmasse besteht aus unterschiedlichen Gleitkompartimenten, welche sich phasenweise aktivieren. Die in den Inklinometern ersichtlichen Gleithorizonte liegen in



3 Abgrenzung von Sackung und Rutschung am Riedberg mit Linienführung  
Limit of settlement and sliding at the Riedberg with route alignment

pected displacements the overall stability of the slope was questioned and the possibility of a large-scale slope slump not precluded. After consulting an expert, the Office for National Highway Construction (ANSB) decided in August 2005 to cease tunnelling until the reason for the incessant displacements was revealed.

### 3 Analyzing the Results

#### 3.1 Immediate Measures

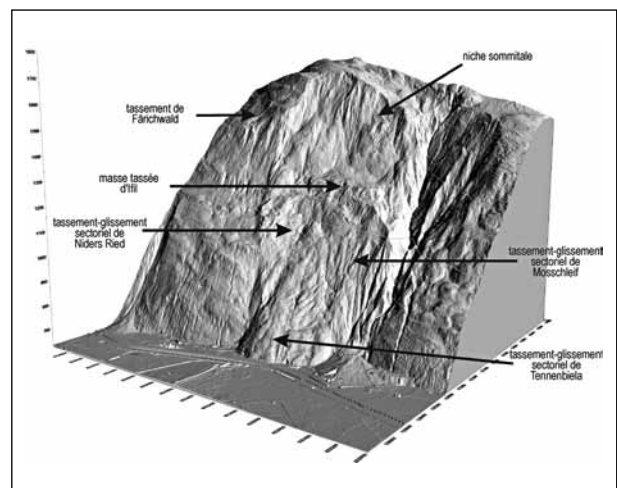
A task force was set up at once consisting of state and cantonal representatives as well as a tunnelling and geology expert. First it was decided to extensively develop the monitoring network.

#### 3.2 Geodetic and geological Investigations

Evaluation of an old geodetic measuring point that had been abandoned in the meantime revealed that the slope had moved towards the valley at a rate of approx. 1 cm/year over the course of 60 years. Furthermore, an effort was made to clarify whether a displacement rate stretching over many years can be proved using radio interferometry on the basis of archive photos from the European Space Agency (ESA). The trees, however, make an evaluation impossible. On the fill plateau, located roughly 600 m higher than the tunnel, settlements of 3 to 4 mm/year were established by this method. The remaining areas could not be evaluated.

Geological Investigations are revealed in the following findings:

- A post-glacial slide, which is covered by slope debris, is present in the central area of the Riedberg. The prevailing rock blocks have settled (Figs. 3 + 4).
- The extent of this settlement constitutes different slip segments, which gradually become activated. The slip levels visible in the inclinometers are located at varying depths. A linear connection of the slip lines over the entire slope is not evident.



4 Blockdiagramm, digitales Geländemodell (Quelle: Dr. M. Sartori)  
Block diagram, digital ground model (Source: Dr. M. Sartori)

unterschiedlichen Tiefenlagen. Eine lineare Verbindung der Gleitlinien über den ganzen Hang ist nicht ersichtlich.

- Eine mögliche Erklärung für die Entstehung der Rutschung ist das Vorhandensein einer plastischen Schicht (Zone houillere, Graphitschiefer) auf halber Höhe des Hangs.
- Beim Lockermaterial handelt es sich mehrheitlich um aus Schieferfels entstandene, schlecht abgestufte und ungerundete Kiese und Sande mit variablen Anteilen von Silt sowie einem geringen bis sehr geringen Tongehalt (GC, GC-GM), vermischt mit Steinen und Blöcken. Die Kornverteilung und die Ablagerung des Lockergesteins variieren kleinräumig. Grossräumig können im Hang vereinfacht die 2 homogenen Bereiche Fels und Lockergestein unterschieden werden.

### 3.3 Beurteilung der Gefährdungsbilder

In einer ersten Phase wurden unverzüglich statische Berechnungen an einem vereinfachten Modell durchgeführt. Die Untersuchungen dienten dazu, die gemessenen Hangverschiebungen nachvollziehbar zu machen und mögliche Zusatzmassnahmen im Rahmen einer Wiederaufnahme des Tunnelvortriebs zu diskutieren. Die Ermittlung der Bodenkennwerte mit Laborversuchen gestaltete sich wegen der heterogenen Materialzusammensetzung als schwierig. Weiter wurde es als möglich erachtet, dass der Hang mit fortschreitender Deformation spontan in die Phase des tertiären Kriechens übergeht und sich ohne weitere Einwirkung von aussen weiter beschleunigt.

Im Laufe der Zeit konnte gezeigt werden, dass die während des Baus aufgetretenen beschleunigten Deformationen in erster Linie auf grossräumige Spannungumlagerungen infolge der Vortriebsarbeiten zurückgeführt werden können. Das Einstellen des Vortriebs korreliert direkt mit dem Verlauf der Verschiebungen. Dies lässt den Schluss zu, dass während des Vortriebs der Einfluss von Kriecheffekten und der Konsolidation (Porenwasserspannung) von untergeordneter Bedeutung ist. Davon abgesehen ist davon auszugehen, dass sich langfristige Kriechverformungen in derselben Grössenordnung wie vor dem Baubeginn einstellen werden.

### 3.4 Vorgehensstrategie

Überschlagsrechnungen zeigen, dass mit baulichen Massnahmen (Anker, Schächte, Galerien) die Stabilität des Gesamtangs nicht wesentlich erhöht werden kann. Als Rückfallebene wurde eine neue Linienführung als letzte Möglichkeit diskutiert.

Um die Mindestanforderungen zu erfüllen, wurden für die verschiedenen Bereiche folgende Massnahmen entwickelt:

- Portal Ost  
Der Voreinschnitt hat sich während des Vortriebs um bis zu 20 cm in Richtung Nordost verschoben. Der bis zu 20 m hohe Hanganschnitt wird mit einem steifen Stützkörper gehalten. Durch die steife Ausbildung wird die Stützkraft schon bei kleinen Deformationen aktiviert.

- A possible explanation for the existence of the slide is the presence of a plastic layer (zone houillere, graphite slate) halfway up the slope.
- The soft ground in question mainly consists of poorly graded and unrounded gravels and sands originating from slate rock with variable proportions of silt as well as a slight to very slight clay content (GC, GC-GM), mixed with stones and boulders. The grain distribution and the bedding of the soft ground vary on a small scale. The 2 homogeneous zones of rock and soft ground can generally be identified over a wide area on the slope.

### 3.3 Assessment of the Danger Scenarios

In a first phase, static calculations were carried out directly on a simplified model. These investigations served to explain the measured slope displacements and discuss possible additional measures in conjunction with resuming the tunnel drive. Determining the soil characteristic values turned out to be difficult on account of the heterogeneous material composition. In addition, it was also believed possible that the slope would spontaneously transform into the tertiary creeping phase and accelerate further without any external effect.

During the course of time it could be shown that the accelerated deformations that were revealed during construction can mainly be attributed to large-scale stress adjustments caused by driving operations. Bringing the drive to a halt correlated directly with the course of the displacements. This enables it to be concluded that during the drive the influence of creeping effects and consolidation (pore water stress) is of minor significance. Leaving this aside, it can be assumed that in the long term creeping deformations of the same magnitude as those registered prior to the start of construction will prevail.

### 3.4 Approach Strategy

Rough estimates reveal that the stability of the entire slope cannot be substantially increased through constructional measures (anchors, shafts, galleries). A new route alignment as fallback level was discussed as the final alternative.

In order to comply with the minimum demands, the following measures were developed for the various zones:

- East portal  
The precut realigned itself by up to 20 cm towards the north-east during the drive. The up to 20 m high slope section is held by a stiff supporting member. Owing to its stiff form, the supporting force is activated even given small deformations.
- West portal  
In contrast to the east portal, the precut for the trenchless tunnel portal has not yet been created. During an initial step the excavation for the portal structure and the tunnel bores foreseen in this zone is compensated for by filling the area at the foot of the slope. In a second step, the mechanical soil properties around



- **Portal West**  
Anders als beim Portal Ost ist hier der Voreinschnitt für die bergmännischen Tunnelportale noch nicht hergestellt. In einem ersten Schritt wird der später in diesem Bereich vorgesehene Aushub für die Portalbauwerke und die Tunnelröhren mit einer Schüttung am Hangfuss kompensiert. In einem zweiten Schritt werden die mechanischen Bodeneigenschaften rund um die späteren Tunnelröhren mit vertikalen Jettingsäulen stark verbessert. Wie beim Ostportal wird auch hier dank des Versteifungskörpers die Stützkraft bereits bei kleinen Deformationen aktiviert.
- **Tunnel im rückwärtigen Bereich, schon ausgebrochen**  
In einem ersten Schritt werden aus der Südröhre radiale, bis zu 100 m lange Drainagebohrungen erstellt. Damit sollen die langfristigen Kriechbewegungen im Hang vermindert werden. Im Voraus ist keine Aussage über die Wirksamkeit der Drainagen möglich (generell geringe Durchlässigkeit, aber präferentielle Wasserwege möglich). Die Massnahme wurde im Sinne eines Grossversuchs realisiert.  
Im Nahbereich hinter der aktuellen Tunnelbrust (ca. 3-facher Tunneldurchmesser) wird ein möglichst steifer Körper bestehend aus radialen Jettingsäulen erstellt. Im Fernbereich zur Brust werden die Säulen in der Ulme durchgehend angeordnet. In der Sohle sind keine Säulen vorgesehen.
- **Noch auszubrechender Tunnel**  
Um neuerliche Spannungumlagerungen und die damit einhergehenden Deformationen zu vermindern, werden auch hier steife Baumassnahmen vorgesehen. Die Ausbruchsicherung wird als dauerhafte Abstützung ausgebildet und übernimmt eine permanente Tragfunktion. Sie wird im Abstand von max. 4 m möglichst nahe der Ortsbrust eingebaut.  
Der Innenring ist annähernd kreisförmig und ca. 40 cm dick. Er wird durchgehend bewehrt und wirkt über die ganze Länge des Tunnels monolithisch. Die zwischenzeitlich angepassten Anforderungen an das Lichtraumprofil von Nationalstrassentunneln werden im Normalprofil berücksichtigt. Parallel dazu wird der rückwärtige, schon 2005 ausgebrochene Bereich soweit nachprofiliert, dass die Innenverkleidung mit den neu vergrösserten Abmessungen aufgenommen werden kann.

### 3.5 Auswertung der Verschiebungsmessungen

Zur Überwachung der Verschiebungen und Verformungen des Hanges am Riedberg wurde ein Messdispositiv eingerichtet, welches vertikale und subhorizontale Inklinometer- und Inkrexmessstellen umfasst. Die Tunnelröhren, die Terrainoberfläche, die Stützmauer H509, die Erdgasleitung, die Hochspannungsmasten, die Brücke H509 über die Rhone und das Bahnhofsquartier werden geodätisch überwacht.

Vor dem Vortriebsunterbruch ergaben sich in der Südröhre mit dem Fortschreiten der Tunnelbrust erhebliche Verschiebungen. Diese klangen nach dem Vortriebsunterbruch stark ab. In unmittelbarer Nähe zur Tunnelbrust waren die Verschiebungen wegen der dort ablaufenden Spannungumlagerungen am grössten.

the subsequent tunnel bores are considerably improved by vertical jet grouting columns. As in the case of the east portal, here too the supporting force is activated even given slight deformations thanks to the stiffening zone.

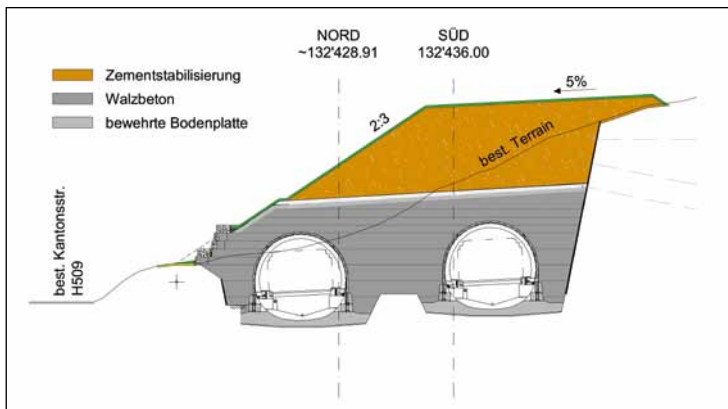
- **Tunnels in the rear zone already excavated**  
In a first step, radial drainage drill holes up to 100 m in length are produced from the south bore. In this way, it is hoped to reduce the long-term creeping movements in the slope. It is impossible to predict in advance just how effective these drainage systems will be (generally low permeability although preferential water courses are possible). This measure was accomplished as part of a major trial.  
In the zone just behind the tunnel face (approx. 3 x the tunnel diameter) a stiff body consisting of radial jet grouting columns has to be established. Further away from the face the columns are to be continuously installed in the walls. No columns are foreseen for the invert.
- **Tunnels still to be excavated**  
Stiff construction measures are foreseen here as well in order to reduce new stress redistributions and in turn, deformations.  
The excavation is to be secured by a permanent support thus taking over a constant bearing function. It is installed at a gap of maximum 4 m as close to the face as possible.  
The inner ring is practically circular and roughly 40 cm thick. It is continuously reinforced and acts monolithically over the entire length of the tunnel. The adjustments required in the meantime relating to the clearance profile of national highway tunnels are taken into consideration for the standard cross-section.  
Parallel to this the rear zone that was excavated back in 2005 is to be reworked to enable the inner lining with new enlarged dimensions to be accommodated.

### 3.5 Evaluating the Displacement Measures

A measurement model was set up, which embraces vertical and sub-horizontal inclinometer and inkrex measuring points, to monitor the displacements and deformations on the slope at Riedberg. The tunnel bores, the ground surface, the H509 supporting wall, the natural gas pipeline, the high-voltage masts, the H509 bridge over the Rhone and the station area are monitored geodetically.

Prior to the cessation of the drive, considerable displacements were registered as the tunnel face progressed in the south bore. These tailed off substantially after the drive was interrupted. The displacements are greatest in the immediate proximity to the tunnel face on account of the stress redistributions occurring there.

Further displacements were triggered by the work carried out at the west portal. As in earlier cases, they will presumably tail off quickly to reach their former level or even less once the work has been completed.



5 Querschnitt Stützkörper Ostportal  
Cross section supporting body east portal



6 Ostportal, Flugbild Swissgas  
East portal, aerial photo Swissgas

Durch die Arbeiten am Westportal wurden erneut zusätzliche Verschiebungen ausgelöst. Wie bei den früheren Eingriffen werden sie voraussichtlich nach dem Beenden der Arbeiten wieder rasch bis auf das frühere Mass oder noch stärker abklingen.

#### 4 Umsetzung der Massnahmen

Die Massnahmen werden in nachstehender Reihenfolge zeitlich verschoben umgesetzt. Der Gewichtskörper beim Portal Ost, die Drainagebohrungen und die Verstärkungsmassnahmen im rückwärtigen Bereich sind bereits umgesetzt worden (Abschnitt 4.1 bis 4.3). Zurzeit läuft der Bau der Versteifungsarbeiten (Vertikaljetting) am Portal West.

##### 4.1 Schwergewichtskörper Portal Ost

Der Stützkörper wurde auf eine bewehrte Bodenplatte gestellt und wird bis 4 m über der Kalotte aus Walzbeton (ca. 20 000 m<sup>3</sup>) hergestellt. Die beiden Röhren werden ausgespart. Als Schalung der Tunnelwandung dienten HEB-Luftbögen. Darüber kam eine 5 bis 10 m hohe Zementstabilisierung (ca. 17 000 m<sup>3</sup>) zu liegen.

Zur Aufnahme von weiteren differentiellen Verschiebungen wurde der Raum für den später einzubauenden Innenring um eine Reserve von 20 cm vergrössert (Bild 5, 6).

##### 4.2 Drainage des Gebirges – lange Drainagebohrungen

Aus der ausgebrochenen Südröhre wurden im Abstand von 12 m je 7 radiale Drainagen gebohrt. Ab der Tunnelbrust wurden zusätzlich strahlenartig Vorausbohrungen erstellt. Die bis zu 100 m langen Drainagen bestehen aus gelochten Stahlrohren mit einem Durchmesser von 140 mm. Die Bohrung erfolgte destruktiv mit einem verlorenen Bohrkopf. Total wurden ca. 5000 lfd. m Drainagebohrungen erstellt.

Vorgängig wurde jeweils ein Startrohr in den Untergrund zementiert. Nach Fertigstellung der Bohrung konnte das Drainerohr mit dem Startrohr verschweisst und gegen Herausfallen gesichert werden (Bild 7, 8).

#### 4 Applying the Measures

The measures are applied chronologically in the following sequence. The weight mass body at the east portal, the drainage drill holes and the reinforcement measures in the rear zone have already been tackled (Chapter 4.1 to 4.3). Currently the stiffening work (vertical jet grouting) at the west portal is being carried out.

##### 4.1 Weight Mass Body at East Portal

The supporting body was set on a reinforced base plate and is produced from rolled concrete (roughly 20,000 m<sup>3</sup>) extending up to 4 m beyond the crown. The 2 bores are left blank. HEB hydraulic arches served to line the tunnel walls. This was provided with a 5 to 10 m high cement stabilizing system (approx. 17,000 m<sup>3</sup>).

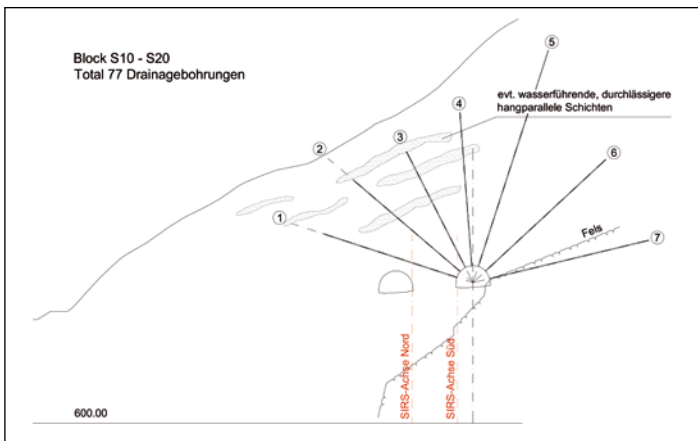
The space for the inner ring, which was to be installed at a later stage, was enlarged by 20 cm as reserve to accept further differential displacements (Figs. 5 + 6).

##### 4.2 Drainage of the Rock – long Drainage Drill Holes

Seven radial drainage holes were drilled at 12 m gaps from the excavated south bore. Advance drill holes were also created spreading out radially from the tunnel face. These up to 100 m long drainage sections comprise perforated steel pipes 140 mm in diameter. Drilling took place destructively with an abandoned cutterhead. Altogether, around 5,000 running metres of drainage drill holes was produced.

To begin with a start-up pipe was cemented into the subsurface. After drilling was completed the drainage pipe was welded to the start-up pipe and secured (Figs. 7 + 8).

The presumed water-bearing layers could be partially opened up. However, it was revealed that these layers were located relatively close to the surface. On average the incidence of water from all the drainage drill pipes amounted to 20 l/min. The most prolific drainage pipes were provided with a vacuum for test purposes. After initially reaching a peak, the amount of water dropped back to its earlier level.



7 Querschnitt Drainagebohrungen  
Cross-section of drainage drill holes

Die vermuteten wasserführenden Schichten konnten teilweise erschlossen werden. Es zeigte sich aber, dass diese Schichten relativ oberflächennah liegen. Der Wasseranfall über alle Drainagebohrungen betrug im Mittel 20 l/min. Die ergiebigsten Drainagen wurden versuchsweise mit einem Vakuum beaufschlagt. Nach einer anfänglichen Spitze fiel der Wasseranfall auf das frühere Niveau zurück.

Die Analyse der Verhältnisse führte zum Schluss, dass die hangparallelen wasserführenden Schichten das Verhalten des Hangs nicht entscheidend beeinflussen. Obwohl das Lockergestein fast wassergesättigt ist, wurde die Wirkung der Drainagen wegen der kleinen Durchlässigkeit als sehr begrenzt beurteilt. Es wurde beschlossen, auf weitere Drainagebohrungen zu verzichten.

#### 4.3 Verstärkungsmassnahmen im rückwärtigen Bereich

Mit dem Ziel, die Voraussetzungen für eine möglichst deformationsarme Wiederaufnahme des Vortriebs zu schaffen, wurde der rückwärtige Bereich mit ca. 4 m langen radialen Jettingsäulen versteift. Der Abstand zwischen den Bohrungen betrug ca. 60 cm. Insgesamt wurden ca. 100 000 lfd. m Säulen im Einphasenverfahren hergestellt (Bild 9, 10).

Überkopfsäulen sind sehr schwierig herzustellen. Daher werden die Säulen in der Kalotte weggelassen. Im Fernbereich zur Tunnelbrust (<3D) wird das Parament, nicht aber die Sohle, durchgehend gejettet. Hier verbindet nur im Bereich der Blockfugen der Tunnelinnenverkleidung eine Steife aus Jettingsäulen die beiden Ulmenbereiche.

Bei der Ausführung kam es erneut zu grösseren Verschiebungen im Hang. Die maximalen Bewegungen an der Terrainoberfläche betragen bis zu 5 cm/Monat. Deformationen in diesem Umfang wurden nicht erwartet. Mit einer detaillierten FE-Berechnung, bei welcher nacheinander das Erstellen jeder einzelnen Jettingsäule modelliert wurde, konnten die gemessenen Verschiebungen auch rechnerisch nachvollzogen werden. Trotz der neuerlichen Verschiebungen wurden die Arbeiten nicht unterbrochen und wie vorgesehen durchgeführt (Bild 11, 12).



8 Drainagebohrungen über Kopf  
Drainage drill holes overhead

Analysis of the conditions led to the conclusion that the water-bearing layers parallel to the slope do not decisively influence the slope's behaviour. Although the soft ground is practically saturated with water, the effect of the drainage pipes was adjudged to be extremely restricted on account of the low permeability. It was decided to desist from producing further drainage drill holes.

#### 4.3 Reinforcement Measures in the rear Zone

The rear zone was stiffened using approx. 4 m long radial jet grouting columns with the aim of creating the prerequisites for resuming the drive involving as few deformations as possible. The gap between the drill holes amounted to roughly 60 cm. Altogether around 100,000 running metres of columns was produced using the single-phase method (Figs. 9+10).

Overhead columns are extremely difficult to create. As a result, the columns in the crown are omitted. At some distance from the tunnel face (<3D) the wall but not the invert is continuously jet grouted. Here only in the area of the block joints of the tunnel lining are the 2 wall areas connected by jet grouting columns.

During execution major displacements of the slope again occurred. The maximum movements on the ground surface amounted to as much as 5 cm/month. Deformations to this extent had not been anticipated. Thanks to a detailed FE calculation, in the case of which each individual jetting column was consecutively modelled, it was possible to reproduce the measured displacements calculatively. In spite of the new displacements work was not interrupted and tackled as foreseen (Figs. 11+12).

After concluding the jet grouting activities the displacement rate on the ground surface diminished considerably and dropped to below the value measured prior to work being started. The displacements underground behaved in similar fashion (Figs. 13+14).



Nach Abschluss der Jettingarbeiten nahm die Verschiebungsrates an der Terrainoberfläche und im Tunnel wieder stark ab und fiel unter den vor den Arbeiten gemessenen Wert. Die Verschiebungen Untertag verhielten sich ähnlich (Bild 13, 14).

#### 4.4 Versteifung Portal West

Die von der Taskforce freigegebenen Massnahmen werden seit August 2012 umgesetzt. Zunächst wurde am Hangfuss eine Schüttung von ca. 34 000 m<sup>3</sup> erstellt. Die im Portalbereich liegende Erdgasleitung (Swissgas) wurde zwischenzeitlich umgelegt und in die Schüttung integriert.

Anschliessend wurde mit dem Jettingkörper begonnen. Die zurzeit in Ausführung stehenden vertikalen Jettingsäulen sind bis zu 26 m lang und werden in einem Rasterabstand von ca. 1,2 m eingebaut. Die mittlere einaxiale Druckfestigkeit beträgt etwa 5 N/mm<sup>2</sup>. Ein Mehrphasenjetting, bei dem der Jettingstrahl von einem Luftpolster umgeben ist, wurde wegen möglicher zusätzlicher Deformationen verworfen. Das spätere Ausbruchprofil wird aus dem Jettingkörper ausgespart (Bild 15, 16).

Der Versteifungskörper entfaltet seine stützende Wirkung schon bei kleinen Deformationen. Mit den eingeleiteten Massnahmen wird die Gesamtstabilität schrittweise erhöht (Bilder 17 bis 20).

Der Jettingkörper vermindert die Deformationen während des Vortriebs. Der Einfluss auf die Gesamtstabilität ist kleiner als derjenige der Schüttung am Hangfuss.

#### 4.5 Wiederaufnahme des Vortriebs

Die Ausbildung der Ausbruchsicherung und der Innenverkleidung basiert auf systematischen Erwägungen der möglichen Variationen und Unsicherheiten und wurde ausgiebig disku-

#### 4.4 Stiffening the West Portal

The measures approved by the task force have been applied since August 2012. First of all, some 34,000 m<sup>3</sup> of fill was installed at the foot of the slope. The natural gas pipeline (Swissgas) situated in the portal zone has been relocated in the meantime and integrated in the fill.

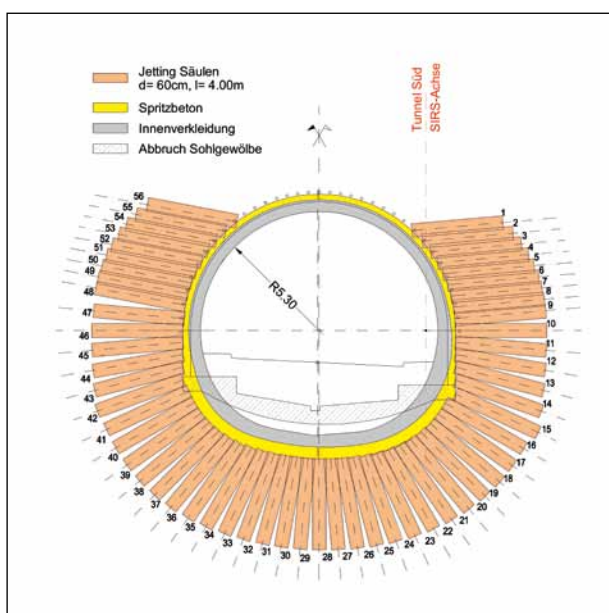
Then work started on the jetting zones. The vertical jet grouting columns currently being produced are up to 26 m long and are installed at gaps of roughly 1.2 m. The average uni-axial compressive strength amounts to some 5 N/mm<sup>2</sup>. A multi-phase jetting programme, during which the jet is surrounded by an air cushion, was discarded on account of possible additional deformations. The subsequent excavated cross-section will be left blank from the jetting zone (Figs. 15 + 16).

The stiffening zone exerts its supporting effect even given small deformations. Overall stability is gradually enhanced thanks to the measures that were introduced (Figs. 17 to 20).

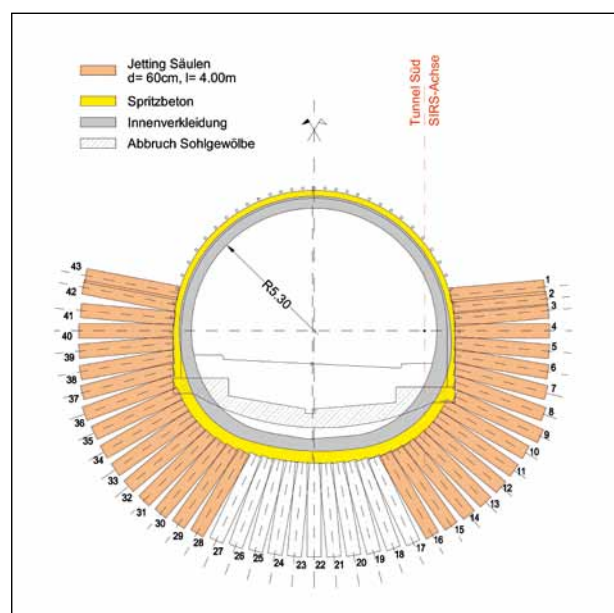
The jetting zone reduced the deformations during the drive. The influence on the overall stability is less than that of the fill at the foot of the slope.

#### 4.5 Resumption of Driving

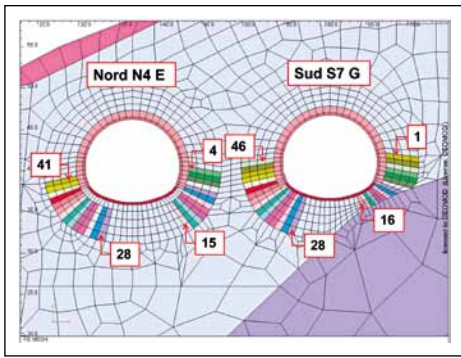
The formation of the excavation support and the inner lining is based on systematic considerations relating to possible variations and uncertainties and was discussed at length. The FE calculations provided helpful principles for making decisions and served to plausibly support the various scenarios. The global slide stability is theoretically roughly 20% higher in the central tunnel zone than in the zone of the already excavated tunnel.



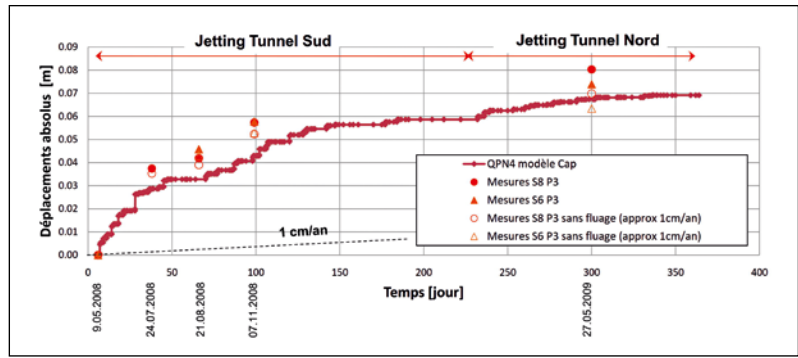
9 Typenquerschnitt im brustnahen Bereich (> 3D)  
Typical cross-section close to face (> 3D)



10 Typenquerschnitt im Fernbereich (< 3D)  
Typical cross-section away from the face (< 3D)



11 3D FE-Modell Jetting  
3D FE model jetting



12 Vergleich der gemessenen mit den berechneten Verschiebungen  
(Quelle: Prof. Dr. L. Vulliet, Geomod)  
Comparison of the measured displacements with the calculated ones  
(Source: Prof. L. Vulliet, Geomod)

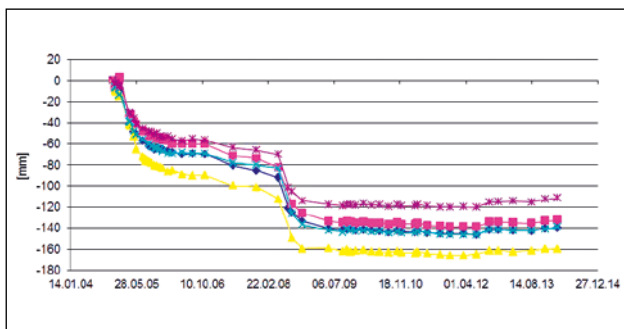
tiert. Die FE-Berechnungen haben hilfreiche Grundlagen zur Entscheidungsfindung geliefert und dienen dazu, die verschiedenen Szenarien plausibel abzustützen. Die globale Gleitsicherheit liegt im zentralen Tunnelbereich rechnerisch ca. 20% höher als im Bereich des schon ausgebrochenen Tunnels.

Angestrebt wird ein Vortriebskonzept, das die Spannungsumlagerungen im Hang infolge Vortrieb möglichst gering hält. Zunächst wurde eine möglichst steife Voraussicherung mit einem doppelten Jettingschirm ins Auge gefasst. Nach den Erfahrungen mit den radialen Jettingsäulen im rückwärtigen Bereich und den zugehörigen Hangdeformationen wurde die Lage neu beurteilt. FE-Berechnungen zeigen nämlich, dass im zentralen Bereich, wo sich die Tunnelröhren im Gegensatz zum Ostportal weiter entfernt von der Felsoberfläche befinden, beim Vortrieb durch die Anordnung eines Jettingschirms keine markanten Abnahmen der Verschiebungen zu erwarten sind. Aufgrund dieser Erkenntnis wird nun als Voraussicherung ein Rohrschirm vorgesehen, bestehend aus 43 fächerartig angeordneten Stahlrohren. Dieses System hat sich baubetrieblich gesehen bis zur Einstellung des Tunnelvortriebs bewährt. Nach jeweils 6 m Vortrieb wird eine neue Rohrschirmetappe eingebaut.

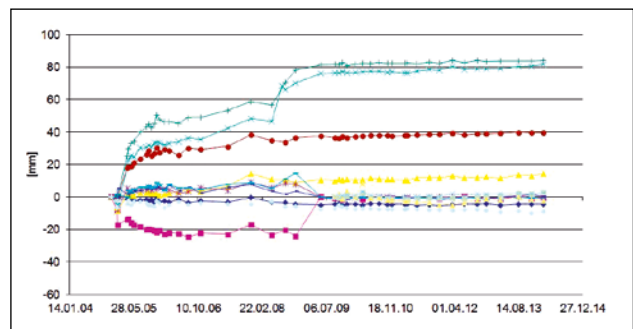
Weiter wird mit einem frühen Ringschluss im Abstand von 2 bis 4 m von der Ortsbrust dem Wunsch nach einer steifen Bauweise entsprochen. Die Ausbruchsicherung hat eine permanente Tragfunktion und nimmt die rechnerischen Einwirkungen aus dem Baugrund auf. Die Dicke variiert zwischen

A driving concept is aimed at, which ensures that the stress redistributions in the slope caused by the drive are confined as far as possible. Initially, an advance support with a double jet grouting umbrella that was as stiff as possible was contemplated. The situation was reappraised after the experience with the radial jetting columns in the rear zone and the related slope deformations. FE calculations namely show that in the central zone, where the tunnel bores are further away from the rock surface in contrast to the east portal, no striking reduction in the displacements is to be expected during driving by setting up a jet grouting umbrella. On the basis of this recognition a pipe umbrella has been foreseen as advance support, consisting of 43 fan-shaped steel pipes. This system proved itself in terms of construction management right up to the conclusion of the tunnel drive. A new pipe umbrella section is installed after advancing 6 m.

In addition, the desire for a stiffer manner of construction is complied with by early ring closure at a gap of 2 to 4 m from the face. The excavation support possesses a permanent bearing function and accepts the computational effects of the ground. The thickness varies between 30 and 145 cm (compensating the pipe umbrella enlargement). The excavation support consists of HEB arches backfilled with concrete and is reinforced. These steel arches first of all serve to assemble the formwork meshing and accept the pressure by placing the concrete. It is frictionally attached



13 Setzungen im Block S5  
Settlements in block S5



14 Konvergenzen im Block S5  
Convergences in block S5

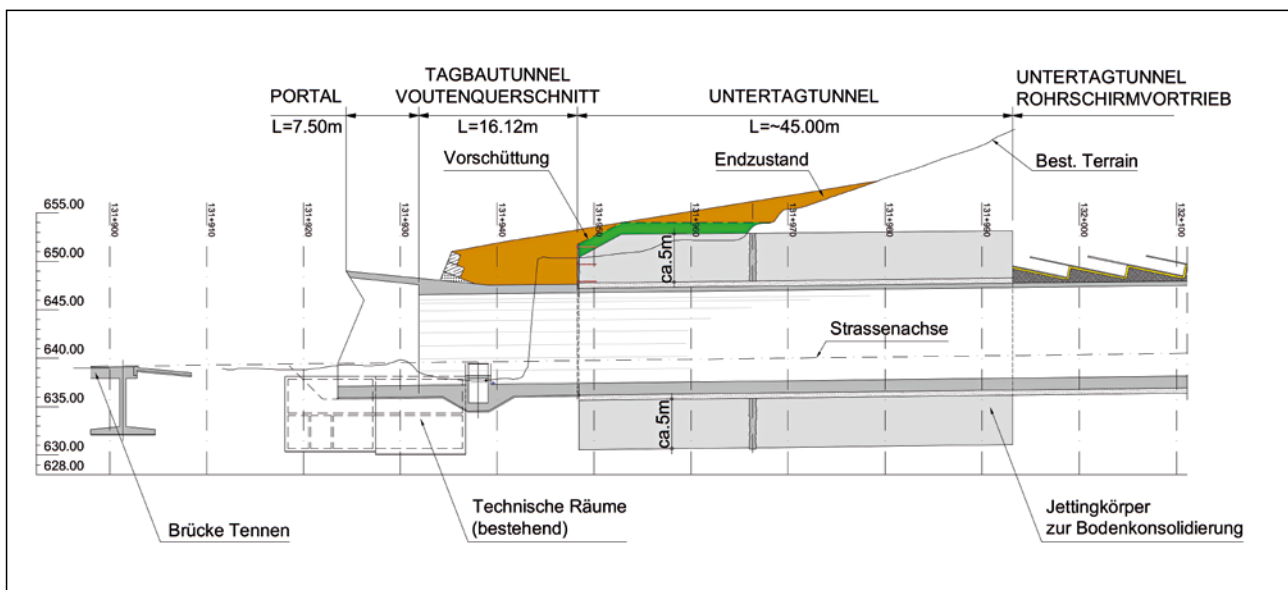
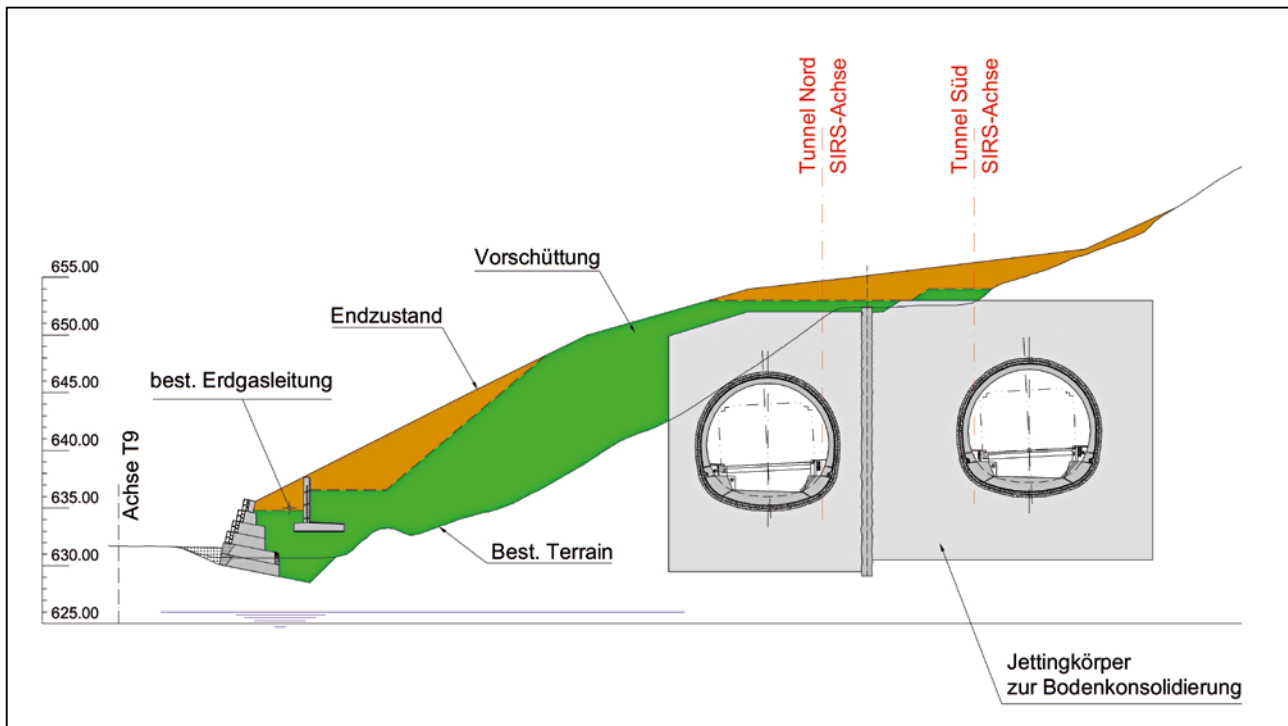
30 und 145 cm (Ausgleich der Rohrschirmaufweitung). Die Ausbruchsicherung besteht aus hinterbetonierten HEB-Bögen und wird bewehrt. Die Stahlbögen dienen zunächst der Montage der Schalungsgitter und zur Aufnahme des Betonierdrucks. Sie werden kraftschlüssig mit dem Konstruktionsbeton mittels Kopfbolzendübel verbunden. Um ein statisch günstiges, möglichst steifes Gewölbe zu erhalten, wird das Profil annähernd kreisförmig gestaltet (Bild 21, 22).

Bei der Beobachtung des bisher ausgebrochenen rückwärtigen Bereichs wurden keine scharfen Scherzonen mit grossen differentiellen Deformationen festgestellt. Im bereits ausge-

to the structural concrete by means of shear connectors. The profile is approx. circular in order to obtain a statically favourable vault that is as stiff as possible (Figs. 21 + 22).

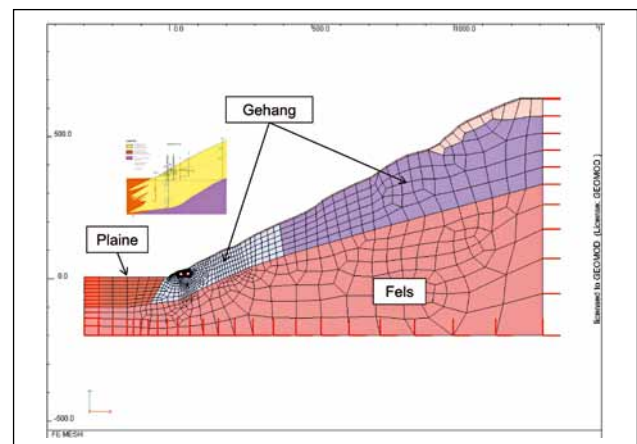
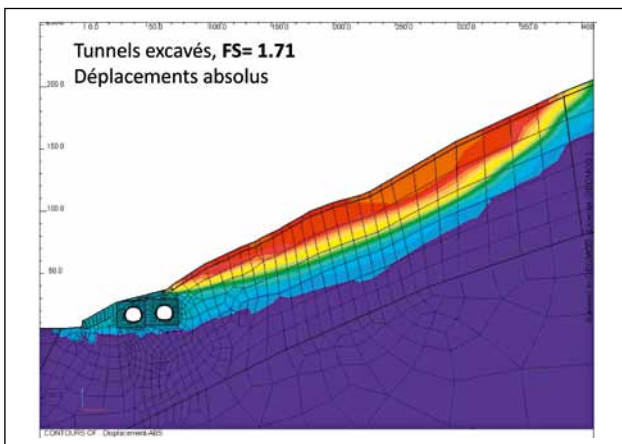
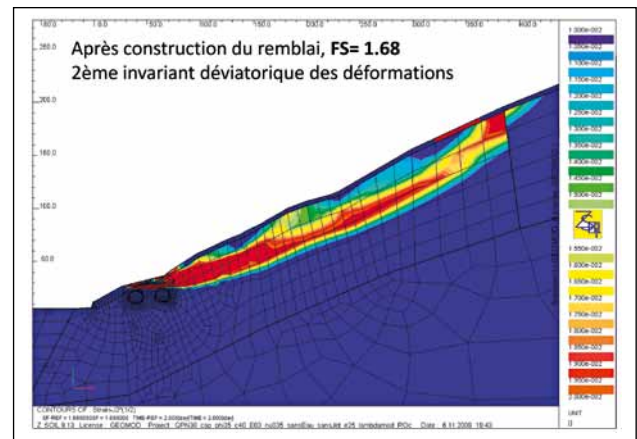
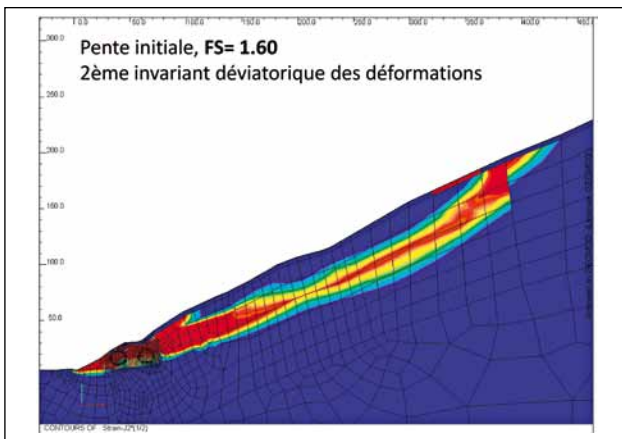
So far no sharp shear zones with major differential deformations have been observed in the yet unexcavated rear zone. In the tunnel excavated so far, only displacements with a total magnitude of 15 to 20 cm have been observed.

It is assumed that during the first 10 years after completion a maximum slope creep of 2 cm/year can occur. Long-term



15/16 Quer- und Längenprofil durch Jettingkörper und Schüttung beim Westportal  
Cross-section and longitudinal section through jetting zone and fill at the west portal





17/18/19/20 Ursprüngliche Gesamtstabilität bzw. Stabilität nach Schüttung und Jettingkörper (Quelle: Prof. Dr. L. Vulliet, Geomod)  
Original overall stability or stability after filling and jetting zone (Source: Prof. L. Vulliet, Geomod)

brochenen Tunnel wurden bisher abklingende Verschiebungen in der Größenordnung von total 15 bis 20 cm beobachtet.

Es wird angenommen, dass während der ersten 10 Jahre nach der Realisierung ein maximales Hangkriechen von 2 cm/Jahr auftreten kann. Langfristig anhaltende Deformationen von etwa 1 bis 2 cm/Jahr auf Tunnelniveau sind aufgrund der bisherigen Beobachtungen sehr unwahrscheinlich.

Wie stark das Kriechen die Ausbruchsicherung und das Innengewölbe belasten wird, kann nicht präzise ermittelt werden. Daher wird der Innenring bewehrt und duktil ausgebildet. Das Sohlgewölbe im bisher aufgefahrenen Bereich ist nicht bewehrt. Es wird abgebrochen. Die Sohle wird entsprechend des neuen Normalprofils abgetieft und vergleichbar ausgebildet.

## 5 Schlussbeurteilung

Die Lockergesteinsschichten des Riedbergs bestehen aus Kies und Sanden, welche in einer feinkörnigeren Matrix eingebettet sind. Der Tonanteil ist mit 5 bis 10% relativ klein. Der Wassergehalt liegt nahe an der Sättigung. Diese Konstellation in einem stellenweise 35° bis 40° Grad steilen Hang kann als Erklärung für das langfristige Kriechverhalten dienen. Dabei wirkt der Ton als Schmiermittel zwischen den Körnern.

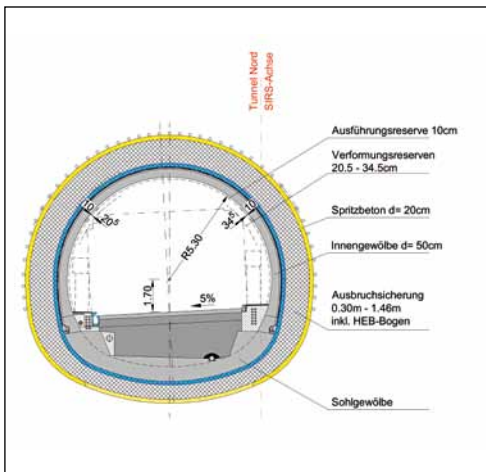
deformations of some 1 to 2 cm/year at tunnel level are extremely likely based on the observations made so far.

Just how far creeping will affect the excavation support and the inner vault cannot be determined precisely. As a result, the inner ring is to be reinforced and provided with a ductile form. The base invert in the zone excavated so far is unreinforced. It is to be wrecked. The invert is to be deepened in keeping with the new standard cross-section and formed in similar fashion.

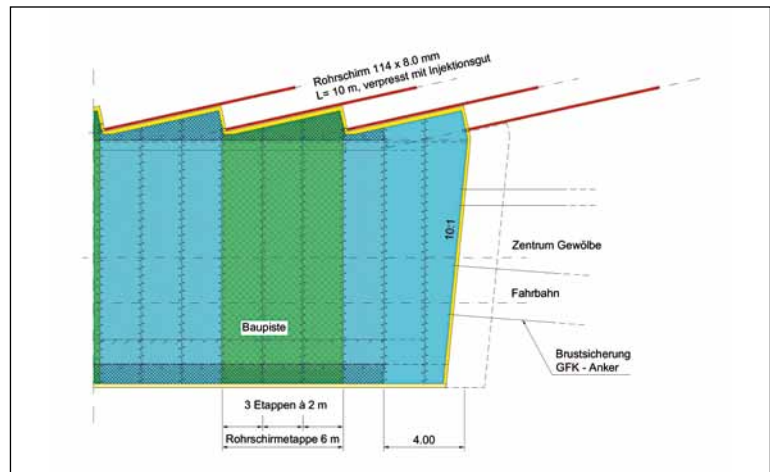
## 5 Closing Assessment

The Riedberg's soft ground layers consist of gravels and sands, embedded in a fine-grained matrix. The amount of clay is relatively low – 5 to 10%. The water content is close to saturation. This set-up in a partially 35 to 40° steep slope can explain the long-term creeping behaviour. In this connection, the clay acts as a lubricant between the grains.

Without further external effects (driving or jet grouting) the slope creeps on the surface at an average speed of 1 cm/year towards the valley. Even relatively small interventions suffice to activate the slope. Experience indicates that the displacements once again resolve themselves after activities cease.



21 Normalprofil  
Standard profile



22 Rohrschirm, Längsschnitt in Tunnelachse  
Pipe umbrella, longitudinal section in tunnel axis

Ohne weitere äussere Einwirkungen (Vortrieb oder Jetting) kriecht der Hang an der Oberfläche mit einer mittleren Geschwindigkeit von 1 cm/Jahr talwärts. Schon relativ kleine Eingriffe genügen, um den Hang grossräumig zu aktivieren. Die Erfahrung zeigt, dass sich die Verschiebungen nach dem Einstellen der Aktivitäten wieder beruhigen.

Auch in Zukunft wird der Riedberg weiterhin Kriechen. Dementsprechend wurden konstruktive Massnahmen getroffen: Versteifungskörper im Portalbereich Ost und West, duktile Ausbildung des Innenrings und im Normalprofil 35 cm Reserve für allfällige Korrekturen der Linienführung.

The Riedberg will continue to creep in future as well. Accordingly structural measures will be undertaken: stiffening members in the east and west portal zones, a ductile form of the inner ring and a reserve 35 cm in the standard cross-section for possible corrections to the route alignment.

*Etienne Garin, dipl. Bauingenieur ETH/SIA, BG Beratende Ingenieure AG, Lausanne/CH*

*Nima Nilipour, dipl. Bauingenieur ETH, MBA, BG Beratende Ingenieure AG, Lausanne/CH*

*Thomas Ihly, dipl. Bauingenieur ETH/SIA, AF Consult Switzerland AG, Baden/CH*

## Nant de Drance/CH

### Ausbruch der Grosskavernen: Geschichte eines Erfolges

Die Maschinenkaverne des Pumpspeicherkraftwerks Nant de Drance ist, mit ihren umfangreichen Abmessungen (32 m Spannweite, 52 m Höhe, 194 m Länge) und seiner Anordnung mit 600 m Felsüberdeckung, ein aussergewöhnliches Bauwerk. Die Entwurfsarbeit sowie die Bemessung der Fels-sicherung erforderten daher eine präzise und den felsmechanischen Bedingungen angepasste Analyse, welche die Gestaltung eines Tragwerkes ermöglichte, das sowohl wirtschaftlich als auch sicher ist.

## Nant de Drance/CH

### Excavation of the Main Caverns: A Success Story

The machine cavern for the Nant de Drance pumped storage power plant with its immense dimensions (32 m span width, 52 m in height and 194 m in length) and its depth beneath 600 m of overburden, is an out of the ordinary structure. The design work and dimensioning of the rock support thus called for a precise analysis geared to the rock mechanical conditions, enabling the creation of a bearing structure, which is both economic as well as safe.

#### 1 Einleitung

Das neue Pumpspeicherkraftwerk Nant de Drance ist den Teilnehmern des Swiss Tunnel Congress wohl bekannt (Vorträge in 2010 und 2012 sowie Besichtigung in 2013). Dieses Projekt mit einer Investitionssumme von 1,8 Mrd. CHF realisiert ein Kraftwerk, das 900 MW Pumpturbinen-Kapazität liefern und mit Nutzung des Gefälles zwischen 2 existierenden Stauseen jährlich rd. 2500 GWh erzeugen wird.

Die meisten Komponenten des neuen Kraftwerks sind unterirdisch. Dies erfordert den Ausbruch von 15 km Galerien und Stollen sowie mehrerer Kavernen. Die grösste, welche die 6 Francis Pumpturbinen beherbergt, ist eine der mächtigsten ihrer Art in der Welt.

In der 194 m langen, 32 m breiten und 52 m hohen Hauptkaverne (KMA) sind die Pumpturbinen untergebracht. Die Transformatoren und Schaltanlagen werden in der zweiten Kaverne (KTR) angeordnet, die 130 m lang, 19 m breit und 15 m hoch ist. Sie ist in einem Abstand von 35 m parallel zur KMA platziert. Vier schmale Schnitt-Galerien verbinden die beiden Kavernen. Mit diesen beeindruckenden Abmessungen ist sie die grösste Wasserkraft-Kaverne Europas und gehört mit einer Überdeckung von 600 m zu den tiefsten der Welt (Bild 1).

#### 1 Introduction

The new Nant de Drance pumped storage power plant is not unfamiliar to participants at the Swiss Tunnel Congress (papers were presented in 2010 and 2012 as well as an excursion in 2013), This project involving an investment sum of 1.8 billion CHF carry out a power station, housing 6 pump turbines with 900 MW capacity using the head difference between 2 existing reservoirs, dams generating around 2,500 GWh annually.

Most of the components for the new power plant are housed underground. This requires for the excavation of 15 km of galleries and shafts as well as several caverns. The largest cavern, housing the 6 Francis pump turbines, is one of the largest of its kind in the world.

The pump turbines are accommodated in the 194 m long, 32 m wide and 52 m high main cavern (KMA). The transformers and the switch gear are set up in the second cavern (KTR), which is 130 m long, 19 m wide and 15 m high. It is situated parallel to the KMA some 35 m away. Four small section galleries link the 2 caverns. These impressive dimensions make it Europe's biggest hydro power cavern and with 600 m overburden it belongs to the deepest in the world (Fig. 1).



## Nant de Drance/CH

### Excavation des grandes cavernes : une success story

Avec ses dimensions imposantes (32 m de largeur, 52 m de hauteur, 194 m de longueur) et son implantation 600 m de profondeur, la caverne des machines de la centrale de pompage-turbinage de Nant de Drance est un ouvrage hors du commun. Les travaux d'études et le dimensionnement des soutènements ont donc demandé une analyse précise, adaptée aux conditions géomécaniques in situ. Cette analyse a permis la conception d'une structure portante aussi rentable que sûre.

## Nant de Drance/CH

### Lo scavo delle grandi caverne: storia di un successo

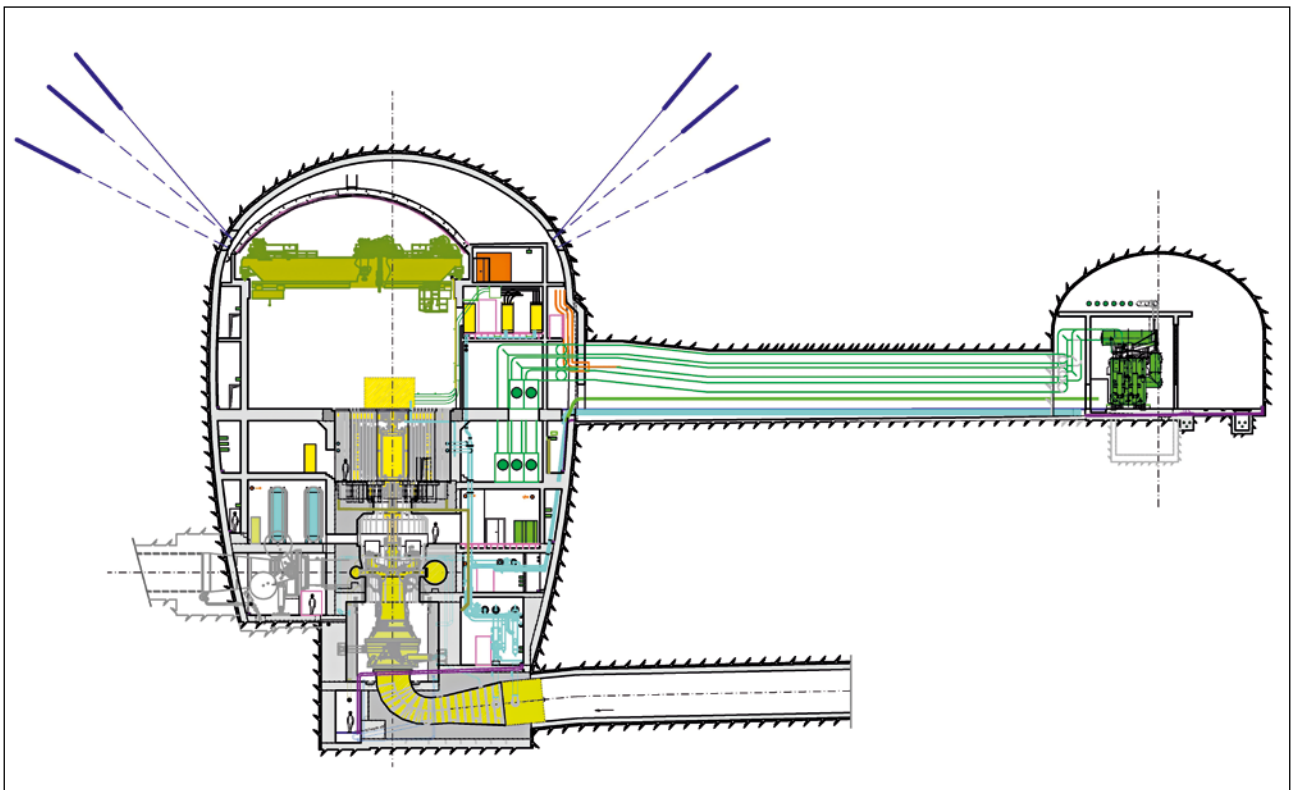
La caverna dell'impianto di pompaggio-turbinaggio idroelettrico di Nant de Drance, adibita a sala macchine, è con le sue vaste dimensioni (32 m di larghezza, 52 m di altezza, 194 m di lunghezza) e a una profondità con una copertura rocciosa di 600 m, una costruzione insolita. Il lavoro progettuale e il calcolo degli interventi di consolidamento rocce hanno quindi richiesto un'analisi precisa e adeguata alle condizioni geomeccaniche. Ciò ha reso possibile la realizzazione di una struttura portante economica e sicura.

## 2 Geologie

Die Maschinenkavernen befinden sich in metamorphem Gestein sedimentären Ursprungs, welches zu dem kristallinen Grundgebirgssockel „Massif des Aiguilles Rouges“ der Mont-Blanc Region gehört. Das Kavernengebiet wurde durch 5 Sondierungs-Kernbohrungen bis in eine Tiefe von 660 m untersucht. In unterschiedlichen Proportionen stiessen die Lithologien auf hervorragende geomechanische Eigenschaften wie Schiefer-Gneise, Glimmerschiefer, Metagrauwacke (Schiefer reich an Chlorit) und Paragneise (grobkörniger Gneis). Diese Felsen sind in gutem Zustand, hart, laminiert und eingebettet (Bild 2).

## 2 Geology

The machine caverns are located in metamorphous rock of sedimentary origin, which belongs to the Mont Blanc region's crystalline bedrock "Massif des Aiguilles Rouges". The cavern zone was examined by 5 core-boring exploratory drills down to a depth of 660 m. Lithologies encountered presents primarily outstanding geomechanical properties such as slaty gneisses, micaschists meta graywakes (chlorite-rich shales) and para gneisses (coarse grained gneiss) in varying proportions. These rocks are in good state, hard, laminated to interbedded (Fig. 2).



1 Maschinenkaverne KMA (links) und Trafokaverne KTR (rechts)  
Machine cavern KMA (left) and Transformer cavern KTR (right)



**2** Glimmerschiefer-Kerne in der Hauptkaverne  
Cores of micaschists from the main cavern

Die Schieferungsorientierung neigt von 70° bis 80° bis zu einem fast senkrechten Basiswinkel zur Kavernenachse. Dies hat keine Auswirkungen auf die Stabilität des Gesteins, welches insgesamt gut bis sehr gut ist. Der Bruchzustand kann als schwach bis ungebrochen beschrieben werden. Die Bruchstellen werden in der Regel mit Kristallisation von Quarz, Epidot und Calcit geschlossen. Die beobachteten Trennflächen sind wenig persistent. Sechs Arten von Trennflächen wurden beobachtet. Der geschätzte Geological Strength Index während des Ausbruchs variiert zwischen 70 und 90. Aus hydrogeologischer Sicht sind mehrere Wasserzutritte aufgetreten. Einzelne Zuflussentladungen sind sehr gering: sie überschritten bisher nie 0,1 l/s von total 0,6 l/s. Diese eigensichere und qualitativ gute Gesteinsmasse zeigt aufgrund der Schieferung ein anisotropes mechanisches Verhalten (Bild 3).

Der örtliche Spannungszustand wurde anhand von hydraulischen Aufbruchttests (Hydrofrac-Versuche) in 3 Bohrlöchern festgelegt. Dabei wurde festgestellt, dass die größte horizontale Gebirgsspannung das 1,1-fache der vertikalen beträgt während der niedrigste horizontale Druck ungefähr 2/3 des vertikalen ausmacht. Die Richtung der größten horizontalen Gebirgsspannung bildet einen Winkel von 60° zur Hauptachse der Kaverne. Die maximale horizontale Spannungsrichtung wird von der Topografie kontrolliert.

### 3 Konzeptentwurf der Kaverne

Das Gebirge im Kavernenbereich zeigt anisotropische Widerstandseigenschaften. So ist das Felsverhalten infolge des Ausbruchs von der Scherfestigkeit entlang der Schieferungsflächen geleitet. Eine auf halbempirischen Klassifikationen basierende Voranalyse zeigt, dass das Massiv, unter Berücksichtigung der Abmessungen der betroffenen unterirdischen Bauwerke, stark geklüftet ist und stark beansprucht wird. So erforderte die Bemessung das Aufstellen geeigneter Tragwerks- und Einwirkungsmodelle sowie die Wahl angemessener Berechnungsmodelle.

Die Vorgehensweise beim Entwurf für die Festlegung der Felsicherung beinhaltet:

- a) Überprüfung von Gefahrenszenarien/Grenzzuständen
- b) Kurz- und Langzeit-Analysen der globalen Stabilität der Kaverne,
- c) Analysen von Blockinstabilitäten,
- d) Bemessung der Ausbruchsicherung und der Verkleidung.

The main lamination plane dips 70° to 80° at a strike angle almost perpendicular to the cavern axis. This has no effect on the rock stability, which is globally good to very good. The fracture state can be described as poorly fractured to unfractured. The fractures are generally closed with crystallization of quartz, epidote and calcite. The observed cleavage planes only persist to a slight extent. Six types of cleavage planes were observed. The estimated Geological Strength Index during the excavation varied between 70 and 90. From a hydrogeological standpoint, several fracture flows have been encountered. Individual inflow discharges are extremely modest: so far they have never exceeded 0.1 l/s from a total of 0.6 l/s. This intrinsic qualitatively good rock mass reveals an anisotropic mechanical behavior due to the schistosity (Fig. 3).

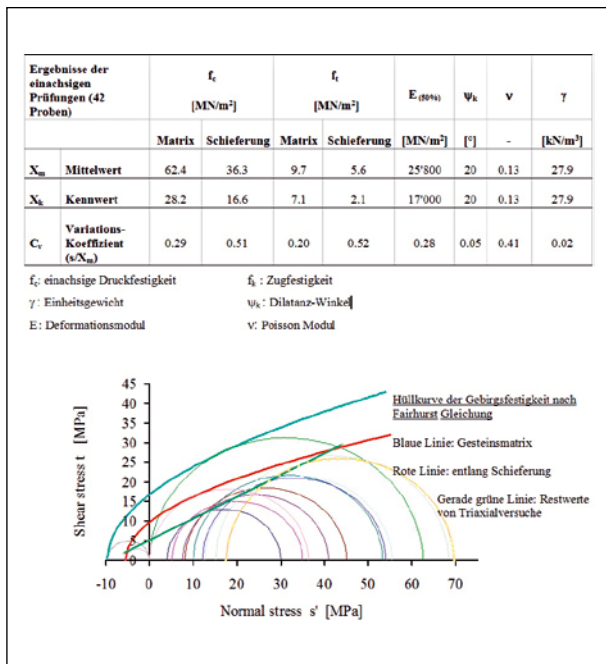
The in-situ stress state was determined with Hydraulic fracturing testing in 3 boreholes. In this connection, it was determined that the major horizontal rock stresses 1.1 times the vertical one whereas the horizontal rock stresses was roughly 2/3rds of the vertical one. The direction of the major horizontal rock stresses forms an angle of 60° to the cavern's main axis. The maximum horizontal direction of stress is controlled by the topography.

### 3 Cavern Design Concept

The rock in the cavern zone reveals anisotropic resistance characteristics. As a result, the rock behaviour due to the excavation is determined by the shear strength along the cleavage plane. An advance analysis based on semi-empirical classifications indicates that the rock massif, taking the



**3** Qualitativ gute Glimmerschiefer in der Kaverne  
Good quality micaschists in the cavern



4 Labortestergebnisse – Restwerte  
 Lab test results – residual values

## 4 Gefährdungen aus felsmechanischer Sicht

### 4.1 Verschiedene Risiken

#### 4.1.1 Blockversagen

Blockversagen stellt das Hauptrisiko dar, welches die Ausbruchsicherung vermeiden muss. Kluftrkörper entstehen durch ungünstige Verschneidungen von Trennflächen mit der freien Oberfläche. Besonders bei plastischen Verformungen kommt es zur progressiven Bruchausbreitung und Entfestigung entlang der Trennflächen.

#### 4.1.2 Verbrüche in Störzonen

Bei der Standortwahl der Kavernen wurde darauf geachtet, Störzonen so gut wie möglich zu vermeiden. Das vorgesehene Tragwerk hätte allerdings bis zu einem gewissen Grad verstärkt werden können, falls man auf unerwartete, gestörte, stark geklüftete Gebirgsabschnitte gestossen wäre. Dies war aber nicht der Fall.

#### 4.1.3 Spannungsbedingte Ablösungen (Bergschlag)

Angesichts des Ausbruchs im Sprengvortrieb und der geprägten Schieferung des vorhandenen Gesteins wurde das Bergschlagrisiko für die bestehende Überdeckung der Kavernen von 600 m als niedrig eingestuft. Es konnte tatsächlich kein Bergschlag festgestellt werden. Hingegen wurden Abplatzungen durch Entlastung beobachtet.

#### 4.1.4 Wasserzuflüsse

Angesichts der durchgeführten Erkundungen, der geringen Durchlässigkeit des Massivs sowie der Kavernen-Tiefenlage hat sich das Risiko von starken Wasserzuflüssen, welche eine Gefährdung des Tragwerks hätten mit sich bringen können, als unerheblich herausgestellt.

dimensions of the affected underground structures into consideration, is strongly fissured and subjected to great stress. Consequently, the dimensioning called for the setting up of suitable bearing structure and exposure models as well as selecting appropriate calculation models.

The design approach for establishing the rock support relates to:

- Assess hazard scenarios and limit states,
- Short and long-term analysis of the cavern's global stability,
- Analysis of block instabilities,
- Dimensioning of the excavation support and of the permanent lining.

## 4 Rather hazards from the Rock Mechanical point of view

### 4.1 Various Risks

#### 4.1.1 Block Failure

Block failure represents the main risk, which must be avoided by the excavation support. Wedges result from unfavourable intersections of cleavage planes with the free area. Progressive break distribution and disintegration ensues along the cleavage planes especially in the case of plastic deformations.

#### 4.1.2 Cave-ins in Fault Zones

When selecting the location for the caverns, care was taken to avoid fault zones as far as possible. The foreseen bearing structure could have been reinforced to a certain degree, however, if disturbed, strongly fissured sections of rock had been encountered unexpectedly. This though was not the case.

#### 4.1.3 Stress-related scaling off (Rock Bursts)

The risk of rock bursts for the existing overburden of 600 m was appraised as low in view of the drill & blast excavation and the marked schistosity of the prevailing rock. As it happened no rock bursts were identified. However, spalling resulting from load relief was observed.

#### 4.1.4 Seepage Inflows

In view of the explorations undertaken, the low permeability of the Massif as well as the deep-lying caverns, the risk of pronounced water ingresses, which would have represented a danger for the bearing structure, emerged as insignificant.

#### 4.1.5 Plastic Deformations

Based on the existing recognitions, the danger of major plastic deformations with failure zones extending far into the rock was precluded. Squeezing behaviour was not anticipated.

### 4.2 Geological Explorations

Three deep investigatory drill holes were sunk in 2007 within the scope of the construction project devised to identify the



#### 4.1.5 Plastische Verformungen

Aufgrund der vorhandenen Erkenntnisse war die Gefährdung grosser plastischer Verformungen mit weit ins Gebirge reichenden Bruchzonen ausgeschlossen. Druckhaftes Verhalten war nicht erwartet.

#### 4.2 Geologische Erkundungen

Drei tiefe Sondierungen wurden 2007 im Rahmen des Bauprojekts zur Erkennung des Kavernengebiets durchgeführt. Zwei zusätzliche Erkundungsbohrungen wurden in 2010 aus einer in dem Zufahrtsstollen ausgebrochenen Nische durchgeführt. Die Dank dieser Bohrungen gesammelten zusätzlichen Informationen erlaubten es, die Position und Orientierung der Kavernen ausserhalb von Störzonen zu bestätigen. Ebenfalls auf die systematisch durchgeführten Brustaufnahmen in den direkt über dem Kavernenbereich liegenden Zugangstollen gestützt, konnte eine realistische Bewertung der geomechanischen Eigenschaften und der Trennfläche gemacht werden, welche die Optimierung des Tragwerkprojekts erlaubte.

#### 4.3 Projektierung des Tragwerks

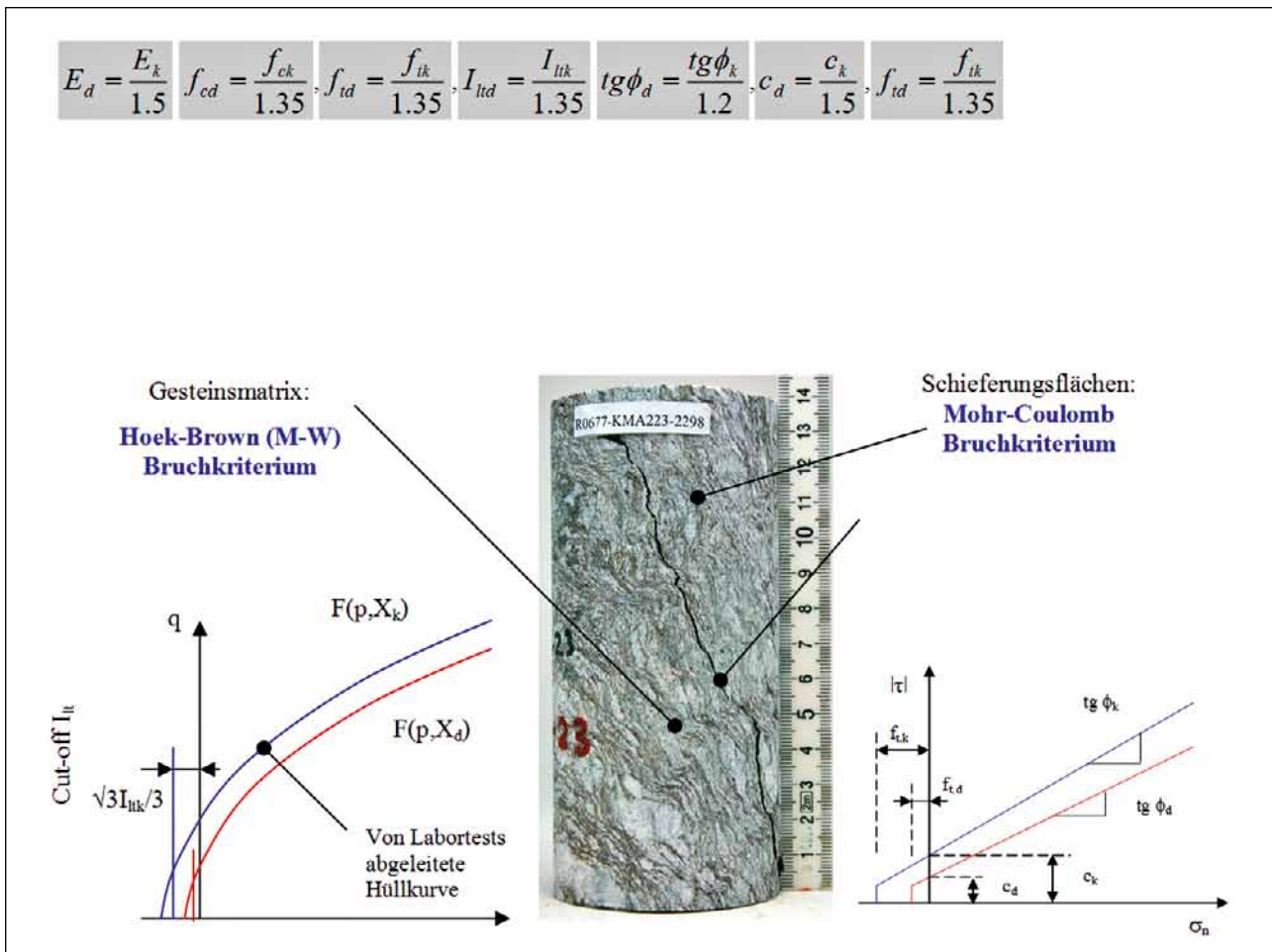
Das Baumodell beinhaltet das umliegende Gebirge, die Zugangstunnel und Galerien sowie Felssicherungselemen-

cavern zone. Two additional exploratory drill holes were carried out in 2010 from a niche excavated in the access tunnel. The additional information gained from these drilling processes enabled the position and orientation of the caverns to be confirmed outside fault zones. Furthermore, based on the systematically executed face mapping in the access tunnel set directly above the cavern zone, it was possible to arrive at a realistic assessment of the geomechanical properties and the cleavage plane, which ensured optimization of the bearing structure project.

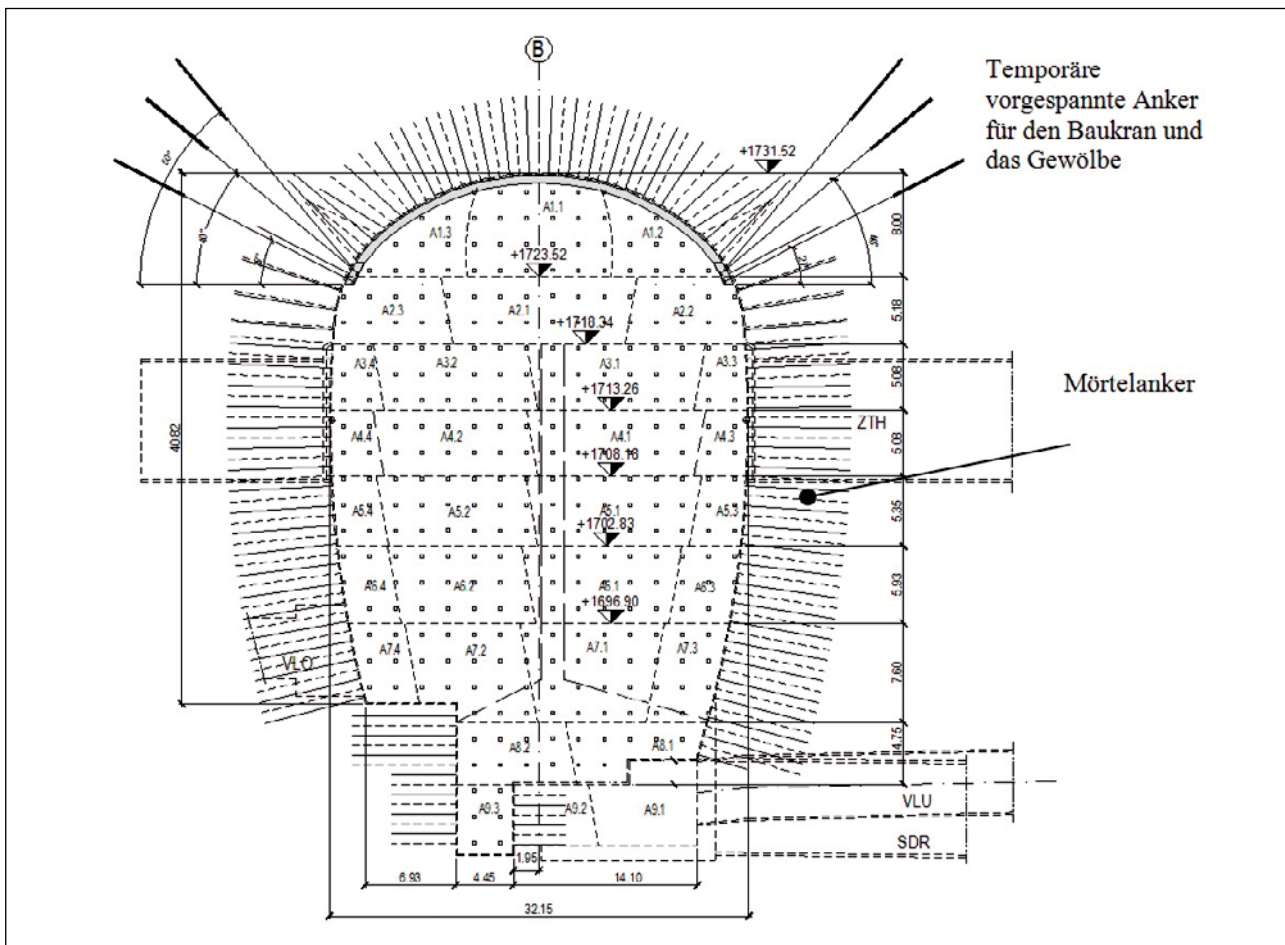
#### 4.3 Design of the Bearing Structure

The construction model comprises the surrounding rock, the access tunnel and galleries as well as rock supporting elements. The constitutive rock model was ascertained in keeping with Norms SIA 197, 267 as well as European EN Code 1997-1: 2004.

The selection of the characteristic rock values is based on the results of the lab test on rock cores, which were obtained from 5 deep drill holes in the main caverns area. More than 100 samples were collected in the cores and subjected to different laboratory tests such as uniaxial and triaxial compressive tests, Brazilian tests and shear box tests. The tests



5 Angewendete Bruchkriterien zur Modellierung der Gesteinsmasse  
Applied failure criteria for modelling the rock mass



6 Felsicherung der Ausbruchetappen der KMA-Kaverne  
Support system and the excavation stages of the KMA cavern

te. Das konstitutive Gebirgsmodell wurde gemäss Normen SIA 197, 267 sowie europäischem EN Code 1997-1:2004 bestimmt.

Die Auswahl der charakteristischen Gebirgskennwerte ist auf die Resultate der Labortests von Gesteinskernen, welche aus 5 tiefen Bohrlöchern in dem Gebiet der Hauptkaverne erhalten wurden, gegründet. Über 100 Proben wurden in den Kernen gesammelt und verschiedene Labortests, wie ein- und dreiachsige Druckprüfungen, Keilbruchprüfungen und Kastenschergerät-Versuche durchgeführt. Die Prüfungen zeigten erheblichen anisotropischen Widerstand entlang der Trennflächen. Die Testresultate sind in Bild 4 zusammengefasst.

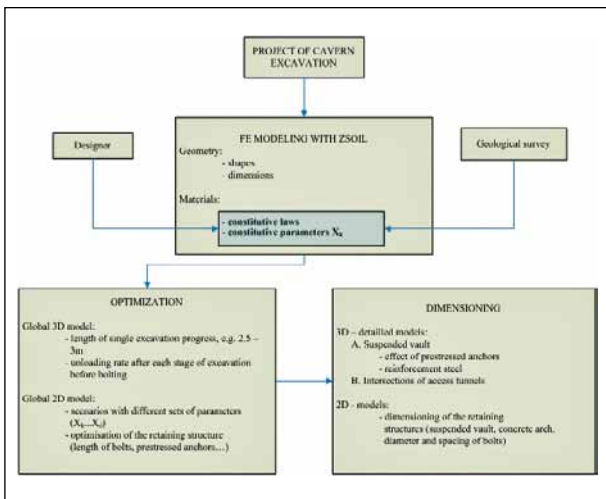
Aufgrund der Ergebnisse wurde ein mehrlaminiertes konstitutives Modell übernommen, um die Gesteinsmasse - mit Hoek-Brown Bruchkriterium für die Matrix und Mohr-Coulombschen Bruchkriterium entlang der Trennflächen - darzustellen. Die Kennwerte  $X_k$  der geotechnischen Eigenschaften wurden von den Mittelwerten abgeleitet, damit bei gegebener Bemessungssituation die Wahrscheinlichkeit der weniger günstigen Werte unter 5% liegt (vorsichtige Erwartungswerte). Die Parameter des Hoek-Brown Bruchkriteriums wurden

revealed substantial anisotropic resistance along the cleavage planes. Fig. 4 shows the test results.

Based on the results a multi-laminated constitutive model was adopted in order to present the rock mass – with the Hoek Brown failure criterion for the matrix and Mohr Coulomb failure criterion along the cleavage planes. The characteristic value  $X_k$  for the geotechnical properties was derived from the average values in order to ensure that the probability of less favourable values lies below 5% (cautious expectancy values) for the given dimensioning situation. The parameters of the Hoek Brown failure criterion were established in such a manner that they correspond with the envelope curve determined by the tests. The parameters of the Mohr Coulomb failure criterion along the cleavage planes were ascertained in accordance with the direct shear tests.

Design values are derived with part-factors  $\gamma_m$ , by including unfavourable deviations of the geotechnical parameters from their characteristic values according Fig. 5.

The elasticity modulus of the rock was on the one hand, obtained by applying a reduction factor on the lab test results taking the scale factor into account and on the other, in



7 Übersicht zur Bemessungs-Prozedur  
Overview of the design procedure

so festgelegt, dass sie der durch die Versuche festgelegten Hüllkurve entsprechen. Die Parameter des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums entlang der Trennflächen wurden gemäss den Resultaten der direkten Scherversuche bestimmt.

Entwurfswerte werden mit Teilfaktoren  $\gamma_{mv}$  unter Einbeziehung von ungünstigen Abweichungen der geotechnischen Parameter von deren Kennwerten, entsprechend Bild 5 abgeleitet.

Das Verformungsmodul des Gebirges wurde einerseits durch Anwendung eines Reduktionsfaktors auf die Labortestergebnisse unter Berücksichtigung des Skalafaktors und an-

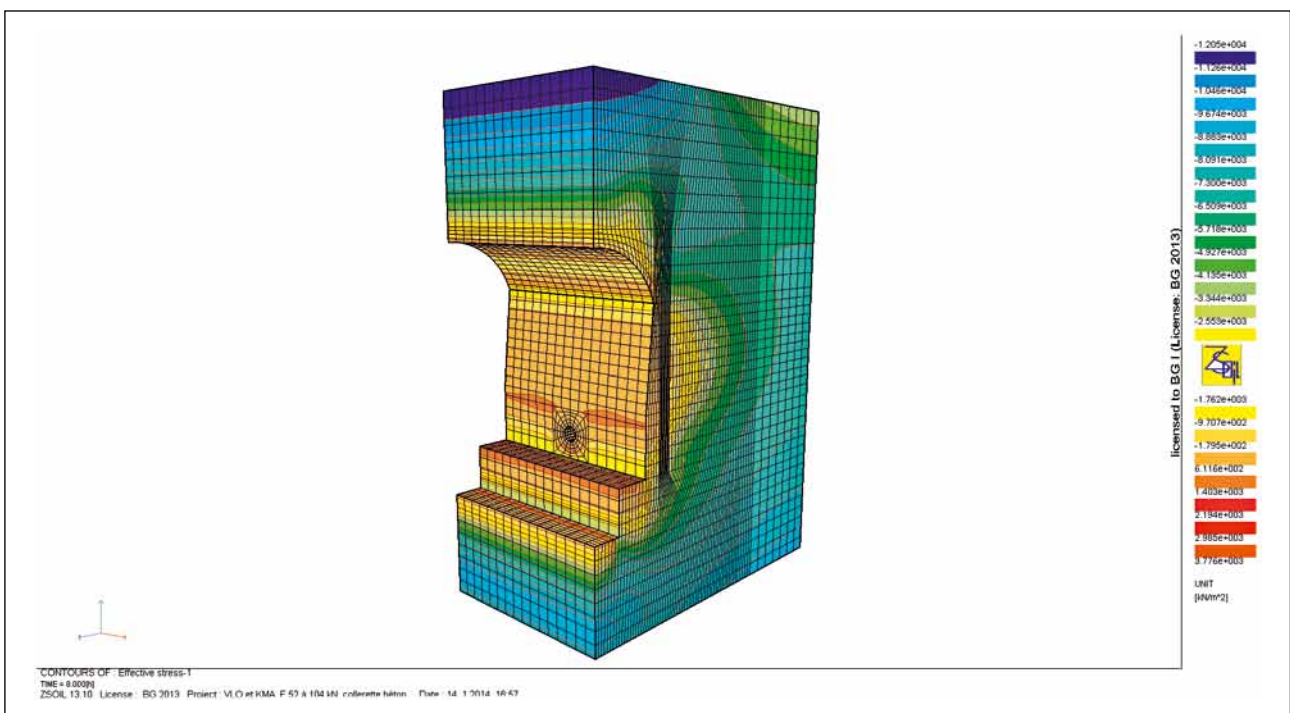
keeping with literature on empirical methods. The reduction factor in accordance with the scale effect was determined in particular by taking the results of the 20 dilatometer measurements in drill holes into consideration.

During the preliminary design stage of the project, the adopted rock support system contained prestressed cable anchors, fully grouted rockbolts and shotcrete reinforced with fibres or wire mesh. The calculation made in the detail design phase allowed to waive the prestressed anchors in the roof. The decision to do without prestressed cable anchors at the side walls was taken on the basis of the results from monitoring the excavation as well as additional investigations of the matrix in the direct vicinity of the visible areas by means of core drilling and scanning of the boreholes for the extensometer. The finally placed rock support consists of 6 m and 8 m long rockbolts with a diameter of 32 mm and 20 cm of shotcrete (steel fibres for the first 10 cm wiremesh on the inside) (Fig. 6).

The final lining will be made of 60 cm thick in situ concrete. The final roof vault was concreted prior to deepening the cavern height in order to avoid an excessive underpinning height for the formwork. In this connection, the roof will be suspended by the prestressed anchors for 4 years until the lining structure is completed. The hanging roof must also support the 20 t construction crane.

#### 4.4 Modelling and Results

The evaluation of the hazard scenarios led to the following situations being considered as determining for the bearing structure analysis:



8 3D-Modell für Schnittpunkte  
3D model for intersection points



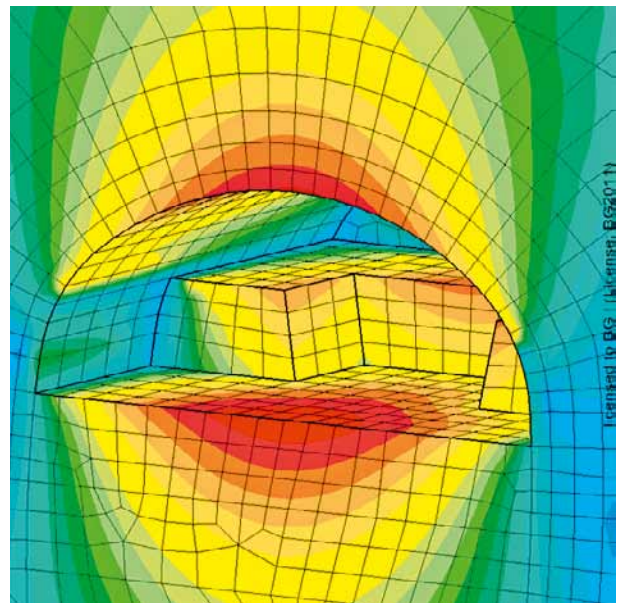
dererseits entsprechend Literatur empirischer Methoden festgelegt. Der Reduktionsfaktor gemäss Skaleneffekt wurde insbesondere unter Berücksichtigung der Ergebnisse der 20 Dilatometer-Messungen in Bohrlöchern festgelegt.

In der Vorprojektphase enthielt die übernommene Felsicherung vorgespannte Seilanker, Mörtelanker und mit Fasern und Netz verstärkten Spritzbeton. Die Berechnungen in der Ausführungsprojektphase erlauben es auf Anrieb auf vorgespannte Anker im Kalottenbereich zu verzichten. Der Entscheid, auf vorgespannte Vorspannseilanker an den Seitenwänden zu verzichten, wurde auf Grundlage der Ergebnisse der Ausbruchüberwachung sowie zusätzlicher Untersuchungen des Massivs in unmittelbarer Nähe der Ansichtsflächen durch Kernbohrung und Scanning der Bohrlöcher für die Extensometer gefällt. Die aufgetragene Felsicherung besteht aus 6 m und 8 m langen Mörtelankern mit 32 mm Durchmesser und 20 cm Spritzbeton (Stahlfasern auf den ersten 10 cm mit einer Netzbewehrung auf der Innenseite) (Bild 6).

Die Verkleidung wird aus 60 cm dickem Ortbeton hergestellt. Das endgültige Gewölbe wurde vor der Höhenvertiefung betoniert, um eine große Untermauerungshöhe der Schalung zu vermeiden. Das Dach wird dafür 4 Jahre lang mit den vorgespannten Ankern aufgehängt, bis die Verkleidungsstruktur abgeschlossen ist. Das Gewölbe soll zusätzlich den 20 t Baukran stützen.

#### 4.4 Modellierung und Ergebnisse

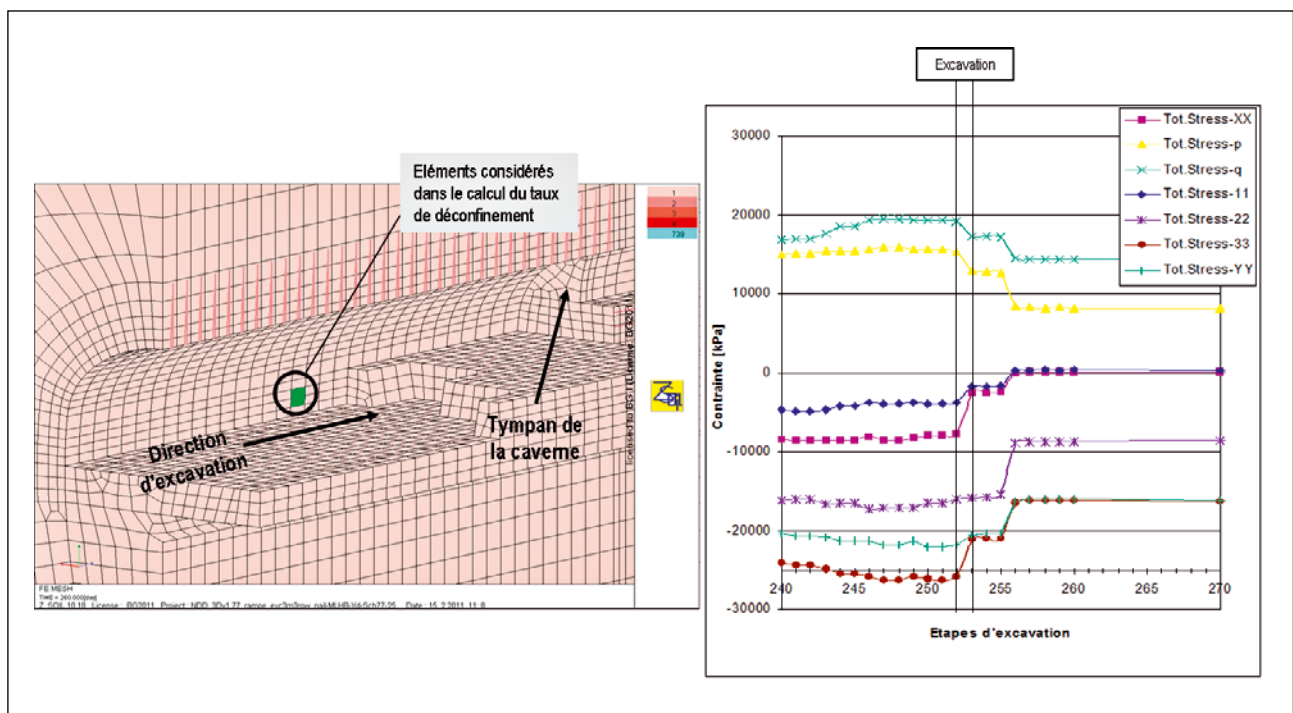
Die Beurteilung der Gefahrenszenarien führte dazu, die folgenden Situationen als entscheidend für die Tragwerksanalyse zu betrachten:



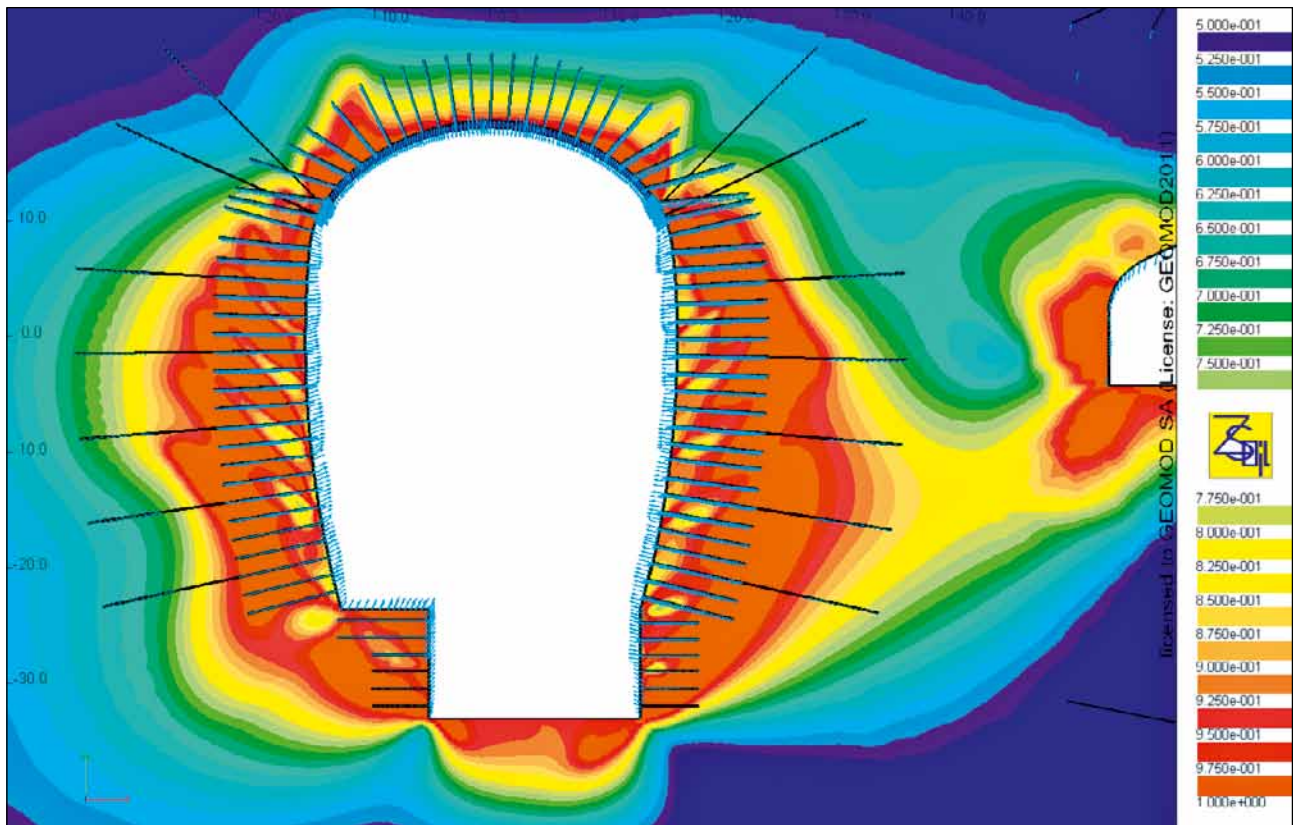
9 3D-Modell der zweiten Stufe, Teilflächen  
3D model of the second stage, partial faces

- Instability of rock wedges
- Displacements resulting from development of plastic zones in the rock around the excavation (rock pressure).

As a consequence, 3 different analysis were executed including a geostuctural one. Calculations were undertaken in order to make sure that the limit states of the structural safety for critical project scenarios are not not reached. The load-bearing capacity and the behaviour of the temporary rock support as well as the concrete lining were checked and evaluated by



10 Bestimmung der Entladungs-Funktionen für 2D-Modell aus dem 3D-Modell  
Determining the unloading functions for 2D model from the 3D model



11 2D-Modell der 2 Kavernen, Plastikbereiche  
2D model of the 2 caverns, plastic zones

- Instabilität der Felsblöcke
- Verschiebungen infolge Entwicklung von Plastizitätszonen im Gestein rund um den Ausbruch (Gebirgsdruck)

Daher wurden 3 verschiedene Analysen durchgeführt, darunter eine geostrukturelle Analyse. Berechnungen wurden durchgeführt um sicherzustellen, dass die Grenzzustände der Tragsicherheit für kritische Projektszenarien nicht überschritten werden. Die Tragfähigkeit und das Verhalten der temporären Felssicherung sowie der Betonverkleidung wurden nach 2 verschiedenen Verfahren, ein Kontinuum Finite-Elemente-Modell und ein Diskontinuum Blockmodell, geprüft und bewertet. Erstes wurde verwendet, um die globale Stabilität der Kaverne, die Gesamtverformung und das Ausmass der Plastizität im Gebirge sowie die Wechselwirkungen zwischen den Teilausbruchflächen und Etappen zu bewerten. Zweites wurde gewählt, um die örtliche Stabilität von potentiell instabilen Felsblöcken, welche sich an Verschneidungen der Trennflächen mit der freien Oberfläche abzeichnen, zu beurteilen (Bild 7 bis 9).

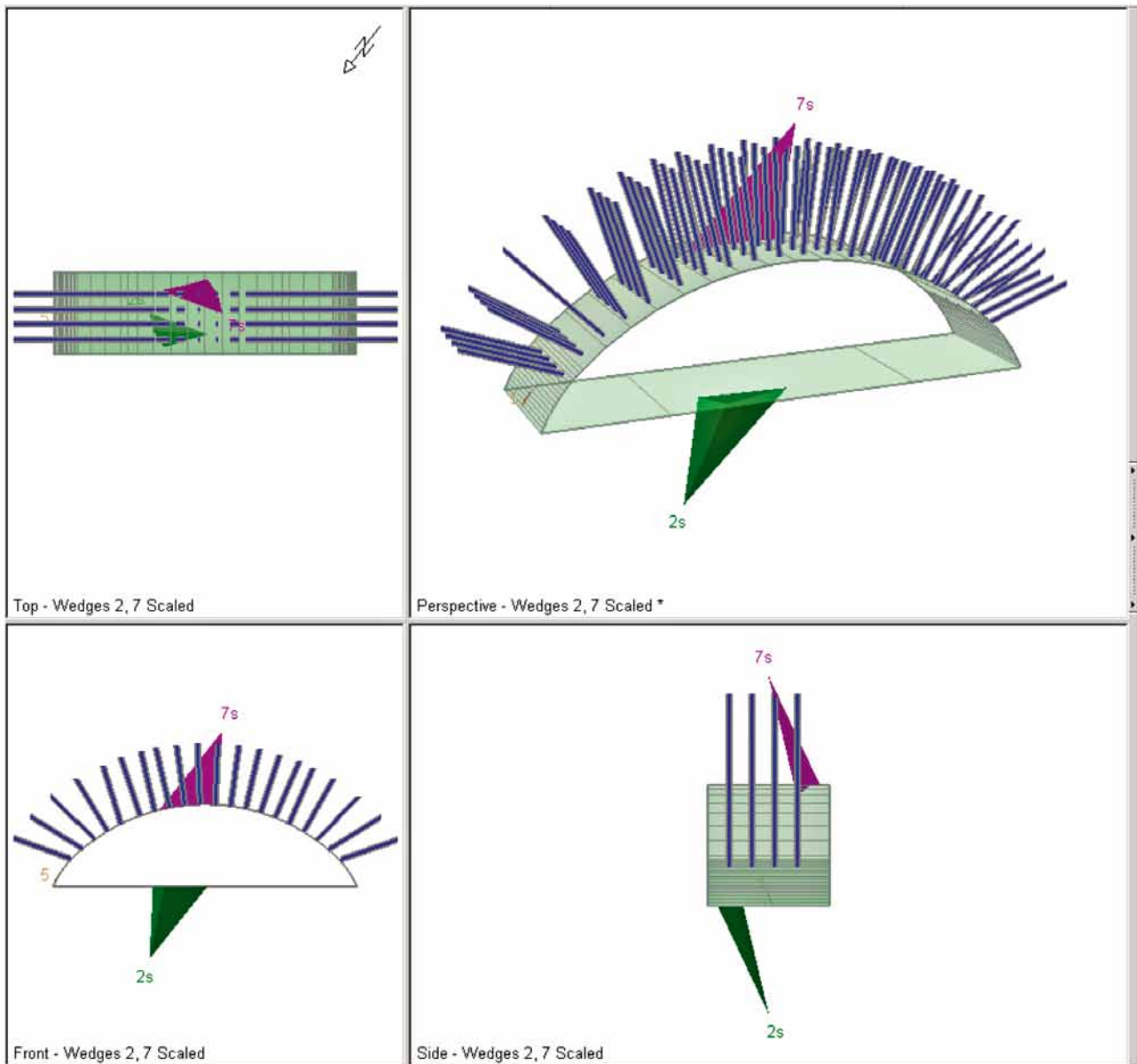
Finite-Elemente-Berechnungen in 3D wurden durchgeführt, um die Entladungsfunktionen des 2D-Modells zu definieren und so den Einfluss der räumlichen Spannungsumlagerung zu berücksichtigen (Bild 10). 3D-Modelle wurden auch für den Nachweis der Kreuzungen Kaverne/Stollen sowie für die Stützbalken der Hängegewölbe benutzt. 2D Finite-Elemente-Berechnungen wurden durchgeführt, um die Felssiche-

2 different methods, a continuous finite element model and a discontinuous block model. The first was applied to assess the global stability of the cavern, the overall deformation and the extent of the plasticity of the rock as well as the inter-actions between the partial-excavation faces and stages. The second was chosen to assess the local stability of potential instable rock wedges which reveal themselves at intersections of the cleavage planes with the free area (Figs. 7 to 9).

Finite element calculations were carried out in 3D to define the unloading functions of the 2D model and thus to take the influence of the spatial redistribution of stress into consideration (Fig. 10). 3D models were also used for checking the cavern/tunnel junctions and for the support beams for the hanging roof. 2D finite element calculations were executed in order to optimize the rock support and anchor pattern as well as to dimension the reinforcement of the concrete lining including shrinkage and creeping effects (Figs. 11 + 12).

## 5 Back Analysis

Careful monitoring and checking of the project assumptions was undertaken in keeping set with the observation. Warning and alarm values were completed in accordance with the FE calculation results. The information relating to the rock properties and their behaviour obtained as work progressed have been included in the continuous projecting process.



12 Blockstabilitätsanalyse mit Bruchkörpermodell  
Block stability analysis with block stability model

rung und Anker-Muster zu optimieren sowie die Bewehrung der Betonauskleidung einschliesslich Schwind- und Kriecheffekten zu bemessen (Bild 11, 12).

## 5 Sicherheitsanalysen

Eine sorgfältige Überwachung und Kontrolle der Projektannahmen gemäss Beobachtungsmethode wurde durchgeführt. Melde- und Alarmwerte wurden entsprechend der FE-Berechnungsergebnisse eingestellt. Die während der Arbeiten erhaltenen Informationen der Gesteinseigenschaften und deren Verhalten werden in den fortlaufenden Projektierungsprozess einbezogen.

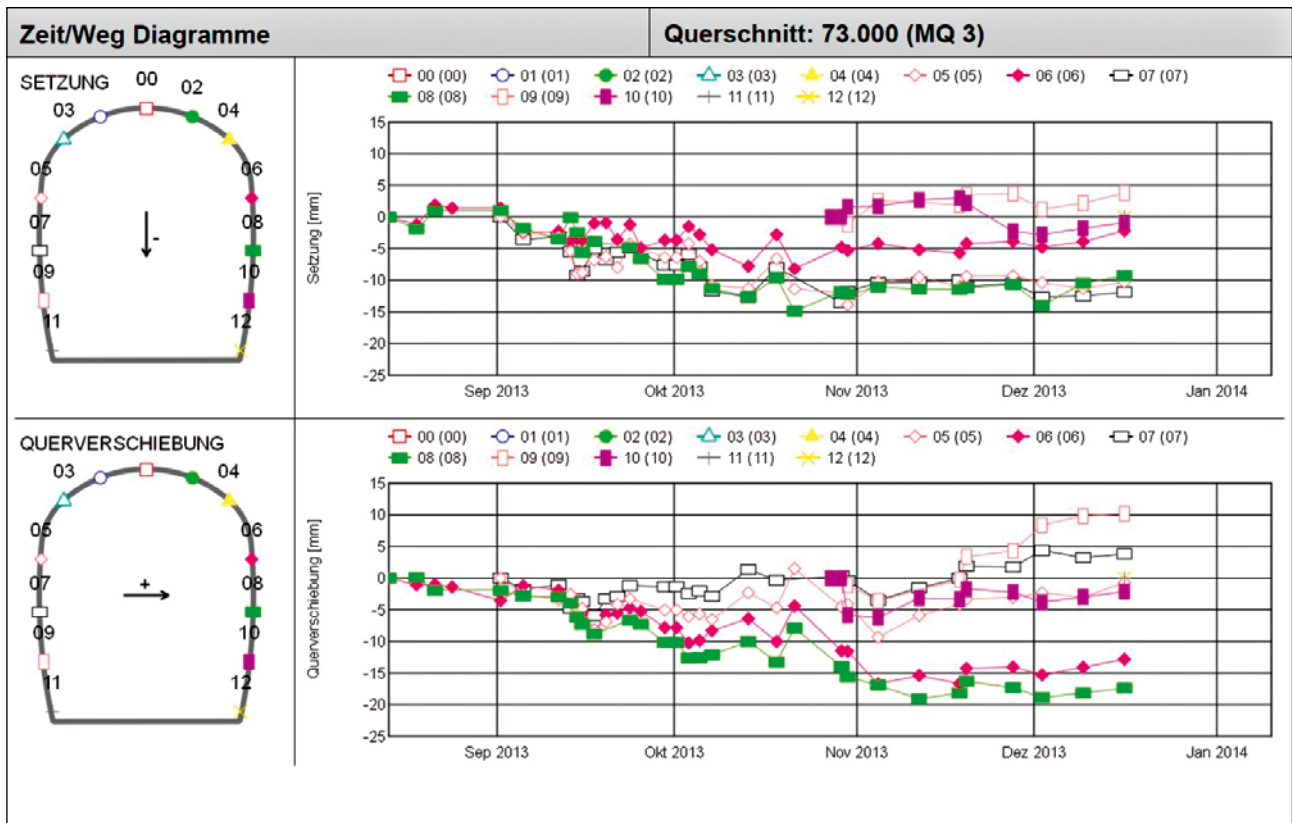
Die Ergebnisse der Verformungsmessungen durch die optische 3D-Vermessung und Extensometer werden verwendet,

The deformation measurement results via optical 3D surveying and extensometers are applied to undertake the back analysis calculation so that the continuous model can be adjusted to reality and thus optimize the rock support.

In order to monitor the deformations, 5 cross profiles each with 12 optical convergences measuring points were installed. Three of them were additionally equipped with 7 extensometers, which measure rock displacements at a depth of 4, 8, 12 and 16 m. The development of stress in 18 prestressed anchors of the abutment beam of the hanging roof is also continuously monitored (Fig. 13).

At the end of excavation, it was noted that the extremely low values of the measured deformations fits perfectly with the assumed values of the geomechanical parameters.





13 Konvergenzmessprofil  
Convergence measurement profile

um die Sicherheitsanalysen-Berechnung durchzuführen, so dass das Kontinuums-Modell an die Realität angepasst und damit die Felssicherung optimiert werden kann.

Um die Verformungen zu überwachen, wurden 5 Querprofile mit jeweils 12 optischen Konvergenzmesspunkten installiert. Drei davon wurden zudem mit 7 Extensometern ergänzt, welche die Verschiebungen des Gebirges in einer Tiefe von 4, 8, 12 und 16 m messen. Die Spannungsentwicklung in 18 Vorspannkern der Auflagerbalken des Hängegewölbes wird ebenfalls ständig verfolgt (Bild 13).



14 Ausbruch der zweiten Stufe der Maschinenkaverne KMA  
Excavating the second stage of the machine cavern KMA

## 6 Work Progress

The excavation was tackled in 9 stages from top to bottom. Each stage is split into 3 or 4 phases employing smooth blasting of the side walls (Fig. 14).

Excavation activities for the cavern began by drill & blast in August 2011 and were halted in winter 2011/2012 as the main access tunnel had not been completed and auxiliary access was not safe in winter. Work was resumed in April 2012. The 235,000 m<sup>3</sup> of rock had been entirely excavated by February 2014.

The concrete operations for the hanging roof were accomplished in winter/spring 2013, along with drilling and grouting of the 380 prestressed anchors with 2,700 kN tensile strength and parallel to continuing with the deepening process (Fig. 15).

## 7 Conclusion

Thanks to the extensive exploratory campaign a good understanding of the rock mass properties was gained, by means of which the project designer was able to develop a suitable and accurate model of the interaction between the support and the rock. The calculations that were undertaken led to the establishment of an optimal rock support. This was confirmed by observations and back-analysis cal-



15 Vertiefung gleichzeitig zur Betonierung des Hängegewölbes  
Deepening simultaneously to concrete the hanging roof

Am Ende des Ausbruchs wurde festgestellt, dass die sehr geringen Werte der gemessenen Verformungen perfekt mit den angenommenen Werten der geomechanischen Kennwerte übereinstimmen.

## 6 Arbeitsverlauf

Der Ausbruch wurde in 9 Etappen von oben nach unten durchgeführt. Jede Etappe ist in 3 oder 4 Phasen mit schonendem Sprengen der Seitenwände unterteilt (Bild 14).

Die Ausbrucharbeiten der Kaverne begannen im Sprengvortrieb im August 2011 und wurden im Winter 2011/2012 eingestellt, da der wintersichere Hauptzufahrtstollen nicht fertiggestellt war. Aufgenommen wurden die Arbeiten wieder im April 2012. Die 235 000 m<sup>3</sup> Gestein waren vollumfänglich im Februar 2014 ausgebrochen.

Die Betonarbeiten für das Hängegewölbe wurden im Winter/Frühling 2013 realisiert, gleichzeitig mit dem Bohren und Injizieren der ca. 380 vorgespannten Anker mit 2700 kN Zugkraft und parallel zur Weiterführung der Vertiefung (Bild 15).

## 7 Schlusswort

Dank der umfangreichen Untersuchungskampagne wurde ein gutes Verständnis der Gesteinseigenschaften gewonnen, durch das der Projektverfasser ein geeignetes und akkurates Modell der Interaktion zwischen Ausbau und Gebirge entwickeln konnte. Die durchgeführten Berechnungen führten zur Festlegung einer optimalen Felssicherung. Diese wurde durch die Beobachtungen und Sicherheitsanalysen-Berechnungen bestätigt. Es kann gesagt werden, dass die anfänglichen Investitionen in Erkundungsbohrungen, Laboruntersuchungen, felsmechanische Berechnungen und Ingenieurleistungen durch die Ersparnisse am Tragwerkssystem deutlich zurück bezahlt wurden. Die felsmechanischen und geologischen Hypothesen wurden während der Arbeiten rundum bestätigt, so dass keine Projektänderungen nötig waren (Bild 16).

culations. It can be asserted that the initial investments in exploratory drilling, lab tests, rock mechanical calculations and engineering achievements were substantially repaid by savings on the supporting system. The rock mechanical and geological hypotheses were confirmed thoroughly as work progressed since no adaptations to the project were required (Fig. 16).



16 Kaverne am Ende des Ausbruchs  
Cavern after excavation

Nicolas Pagani, dipl.-Bauing. EPFL/SIA, CSC Bauunternehmung AG, Lugano/CH  
Emmanuel Viry, MSc. ETH Bauing., CSC Bauunternehmung AG, Lugano/CH

# Umfahrung Roveredo/CH

## Tunnel San Fedele

In wenigen Jahren wird die Lebensqualität der Einwohner des Dorfes Roveredo (GR) deutlich verbessert werden: dank der Verlegung der bestehenden Autobahn A13 unter den Berg und der Neugestaltung des Dorfkernes. Hauptteil des Projektes Umfahrung Roveredo ist der Tunnel San Fedele. Ein klassischer Strassentunnel, dessen Ausführung jedoch die Anwendung vielfältiger und anspruchsvoller Tunnelbauverfahren erfordert.

# Roveredo Bypass/CH

## San Fedele Tunnel

In a few years, the quality of life for the inhabitants of the village of Roveredo (GR) should improve considerably thanks to the relocation of the existing A13 motorway within the mountain and the revamping of the village centre. The main part of the Roveredo Bypass project is the San Fedele Tunnel. A classical road tunnel, whose execution however, calls for diverse and sophisticated tunnelling methods.

### 1 Projekt

Als die Nationalstrasse A13 zwischen Bellinzona und Chur vor 50 Jahren gebaut wurde, herrschten andere Verkehrsbedingungen als heutzutage. Die Hauptstrasse, welche durch die Ortschaft Roveredo verläuft, trennt den Dorfkern und ist eine Belastung für die Einwohner geworden. Mit dem ASTRA-Projekt der Umfahrung Roveredo soll die Autobahn aus dem bewohnten Gebiet verlegt und das Dorf wiedervereinigt werden, nachdem die alte Strasse zurückgebaut wurde (Bild 1). Die Eröffnung der Umfahrung ist Ende 2016 vorgesehen.

Die Umfahrung Roveredo umfasst 3 Hauptabschnitte.

- Abschnitt 1:  
Offene Trasse Campagnola – Valasc mit ca. 1,1 km Länge mit der Brücke Campagnola und dem Halbanschluss San Vittore südlich der Ortschaft Roveredo.
- Abschnitt 2:  
Tunnel San Fedele mit ca. 2,4 km Länge mit Lüftungszentrale Valasc (Süd) und Sicherheitsstollen (SiSto).
- Abschnitt 3:  
Offene Trasse Val Gugia – Pascoletto mit ca. 2,2 km Länge mit der Brücke Provée nördlich von Roveredo, dem Vollarchluss Roveredo und der Brücke Calancasca.

Ein weiteres, unabhängiges Projekt vom ASTRA ist die Verbreiterung der Autobahn zwischen dem Anschluss Bellinzona Nord und Campagnola (neu in jeder Richtung mit 2 Fahrspuren und Pannestreifen). Dieser Bericht befasst

### 1 Project

When the A13 national highway was built between Bellinzona and Chur 50 years ago, different traffic conditions prevailed from those existing today. The main road, which runs through the village of Roveredo, divides its centre and has become a thorn in the flesh of the locals. Thanks to the ASTRA project designed to bypass Roveredo, the motorway is to be moved away from residential areas and the village reunited, once the old road is removed (Fig. 1). The Bypass is scheduled to open at the end of 2016.

The Roveredo Bypass constitutes 3 main sections.

- Section 1:  
Open route between Campagnola – Valasc with a length of roughly 1.1 km with the Campagnola Bridge and the San Vittore semi-interchange to the south of the village of Roveredo.
- Section 2:  
San Fedele Tunnel which is some 2.4 km in length with the Valasc ventilation control centre (south) and safety tunnel (SiSto).
- Section 3:  
Open route from Val Gugia – Pascoletto which is roughly 2.2 km long with the Provée Bridge to the north of Roveredo, the Roveredo interchange and Calancasca Bridge.

Widening the motorway between Bellinzona North interchange and Campagnola (new in both directions with



## Contournement de Roveredo/CH

### Le tunnel de San Fedele

Dans quelques années, la qualité de vie des habitants du village Roveredo (GR) sera nettement améliorée, grâce au déplacement en souterrain de l'autoroute A13 et au réaménagement du centre village. La partie principale du projet de contournement de Roveredo est le tunnel San Fedele. Un tunnel routier classique, dont l'exécution nécessite pourtant des procédés diversifiés et complexes de construction souterraine.

## Circonvallazione di Roveredo/CH

### Galleria San Fedele

Tra pochi anni la qualità della vita degli abitanti del paese di Roveredo (GR) verrà notevolmente migliorata grazie al trasferimento in sotterraneo dell'autostrada A13 esistente e alla ricucitura del centro cittadino. La parte principale del progetto della circonvallazione di Roveredo è costituita dalla galleria di San Fedele. Una classica galleria stradale la cui realizzazione richiede però processi costruttivi molteplici ed esigenti.

sich mit dem 2. Bauabschnitt, ohne die erste Etappe des Voreinschnitts Valasc (Bild 2).

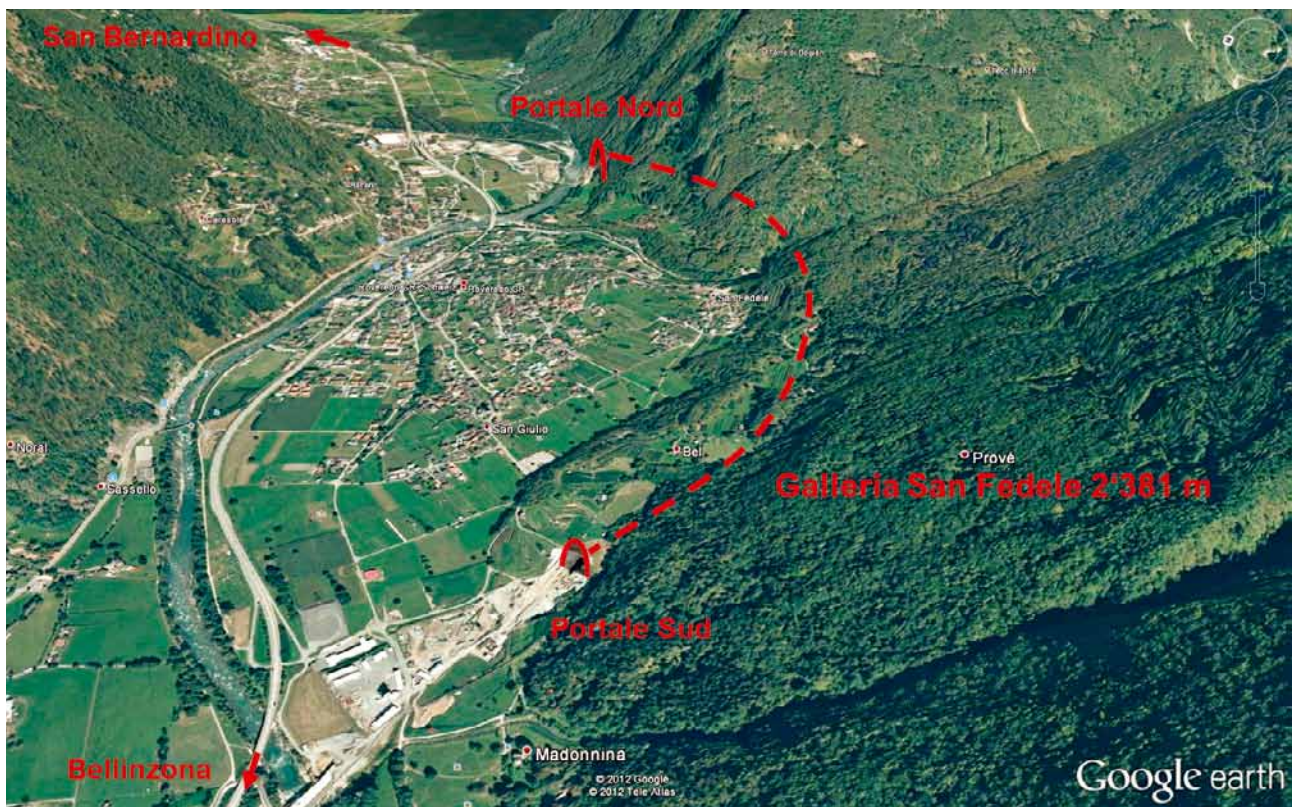
Der Tunnel San Fedele und der SiSto lassen sich in bergmännische und im Tagbau erstellte Bauwerke unterteilen (Tabelle 1, von Süd nach Nord),

Der Tunnel San Fedele weist ein zweispuriges Normalprofil mit Zwischendecke für die ersten 2140 m ab Portal Süd auf (Bild 3). Die letzten 240 m Richtung Norden sind ohne Zwischendecke vorgesehen. Der SiSto, der mit 30 m Abstand parallel zum Haupttunnel verläuft, besteht aus einem kreisrunden TBM-Profil mit Spritzbetonverkleidung (Bild 4). Alle 300 m ist der Haupttunnel mit dem SiSto durch Querschläge

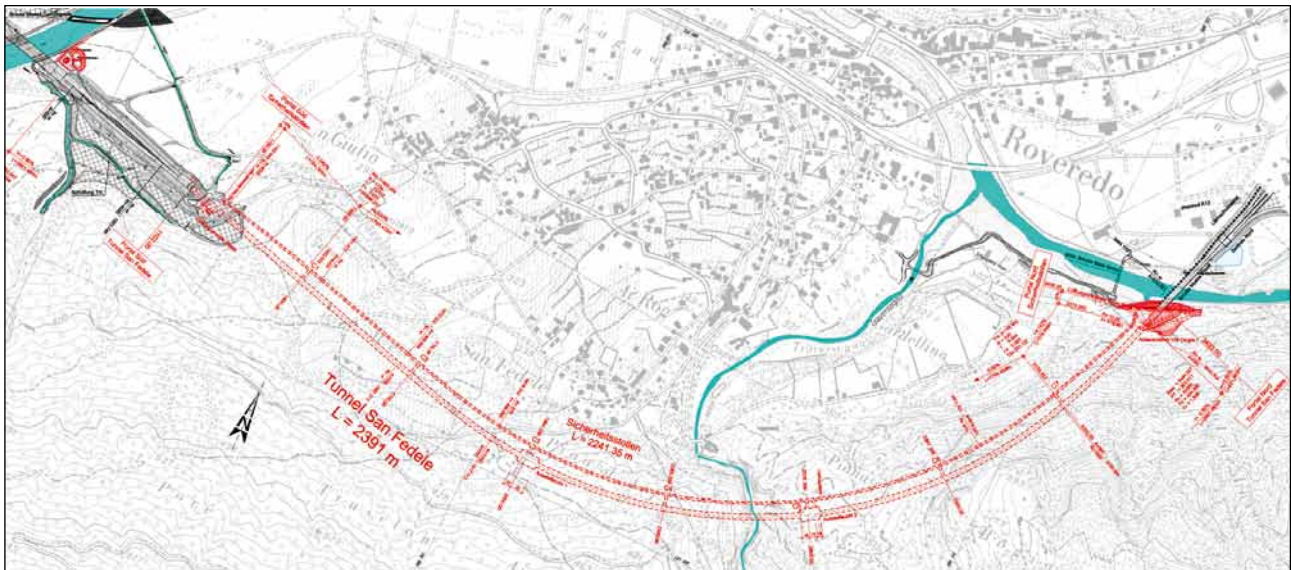
2 lanes and breakdown shoulders) is a further, independent ASTRA project. This report deals with the 2<sup>nd</sup> contract section excluding the first stage of the Valasc precut (Fig. 2).

The San Fedele Tunnel and the SiSto can be split up into trenchless and cut-and-cover sections (Table 1, from south to north).

The San Fedele Tunnel possesses a 2-lane standard cross-section with intermediate ceiling for the first 2,140 m from the southern portal (Fig. 3). The final 240 m towards the north are intended to be without an intermediate ceiling. The SiSto (safety tunnel), which runs parallel to the main tunnel at a gap of 30 m, consists of a circular TBM profile



1 Trasse Umfahrung Roveredo  
Route of Roveredo Bypass



2 Planimetrie Tunnel San Fedele und Sicherheitsstollen  
Plan lay-out for San Fedele Tunnel and safety tunnel

verbunden (5 begehbare und 2 befahrbare Querverbindungen). Bei jedem Drittelpunkt des Tunnels ist eine doppelte Ausstellbucht vorgesehen.

## 2 Geologie

Der Tunnel durchquert die Gneise der penninischen Wurzelzone, welche mässig bis stark zerklüftet sind (Bild 5). Die Hauptklüftung verläuft steil in Talrichtung, d.h. vorwiegend parallel zur Tunnelachse. Eine subhorizontale Klufschare verläuft quer zur Vortriebsrichtung. Die maximale Felsüberdeckung beträgt ca. 300 m. Im Bereich der Traversagna-Schlucht beträgt die Überdeckung knapp 40 m; dieser Abschnitt war als potentielle Störzone mit dem Risiko von

with shotcrete lining (Fig. 4). The main tunnel is connected to the safety tunnel by cross-passages every 300 m (5 negotiable on foot and 2 with vehicles). A twin breakdown bay is to be set up at the third points of the tunnel.

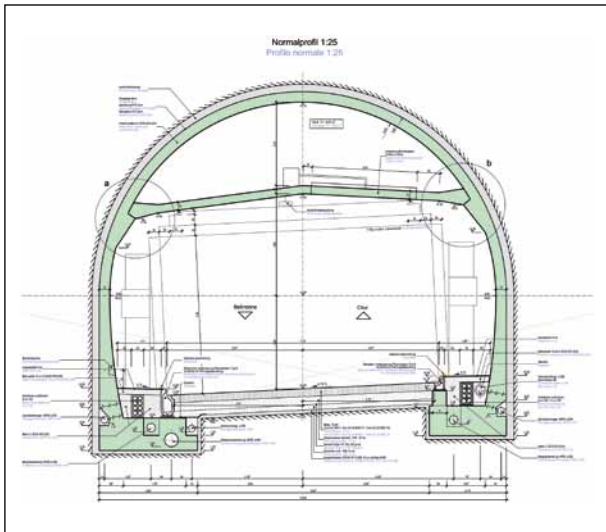
## 2 Geology

The tunnel passes through the gneisses of the pennitic root zone, which are moderately to severely fissured (Fig. 5). The main fissure runs steeply towards the valley, i.e. mainly parallel to the tunnel axis. A sub-horizontal set of joints runs transversely to the direction of the drive. The maximum rock overburden is roughly 300 m. The overburden at the Traversagna gorge amounts to almost 40 m; this section

Objekt/Object	Länge Tunnel/ Length Tunnel [m]	Länge Sicherheitsstollen/ Length Safety tunnel [m]
Lüftungszentrale Valasc (Süd) inkl. Portalbauwerk und Tagbautunnel/Ventilation centre Valasc (South) incl. portal structure and cut-and-cover tunnel	94,00	
Schleuse Süd inkl. Portalbauwerk und Tagbautunnel/ Lock South incl. portal structure and cut-and-cover tunnel		43,00
Bergmännischer Lockergesteinsvortrieb Süd/ Trenchless soft ground drive South	87,00	80,00
Bergmännischer Vortrieb im Fels/Trenchless drive in rock	2097,00	2027,00
Bergmännischer Lockergesteinsvortrieb Nord/ Trenchless soft ground drive North	45,00	50,00
Tagbautunnel und Portalbauwerk Val Gugia (Nord)/ Cut-and-cover tunnel and portal structure Val Gugia (North)	58,00	
Tagbautunnel und Schleuse Nord inkl. Portalbauwerk/ Cut-and-cover tunnel and lock (North) incl. portal structure		41,35
<b>Gesamtlänge/Total length</b>	<b>2381,00</b>	<b>2241,35</b>

Tabelle 1 Bauobjekte des Tunnels San Fedele und des Sicherheitsstollens  
Table 1 Objects constructed for the San Fedele Tunnel and the Safety Tunnel





**3** Normalprofil Tunnel mit Zwischendecke  
Standard cross-section for tunnel with intermediate ceiling

Niederbrüchen lockeren Materials und stärkeren Wassereintritten eingestuft.

Der Angriffspunkt im Portal Süd (Valasc) kommt im siltigen Kiessand mit Steinen und Blöcken sowie eingelagerten Kies- und Sandlinsen zu liegen (Bild 6). Im Norden hingegen befindet sich das Portal im Blockschuttkegel der Val Gugia, welcher aus einem Kiessand mit zahlreichen, unterschiedlich grossen Blöcken und Hohlräumen besteht (Bild 7).

### 3 Ausführung

#### 3.1 Bauprogramm

##### 3.1.1 Meilensteine

- Baubeginn: April 2009 (Voreinschnitt Portal Nord)
- Beginn Vortrieb im Lockergestein Portal Süd: Juni 2009
- Beginn TBM-Vortrieb Pilotstollen: Januar 2010
- Beginn TBM-Vortrieb Sicherheitsstollen: August 2010
- Beginn Aufweitung im Sprengvortrieb: Januar 2011
- Ende aller Vortriebe: November 2012
- Ende aller Fertigstellungsarbeiten: März 2015

##### 3.1.2 Arbeitszeiten

Aufgrund der unmittelbaren Nähe der Tunnelbaustelle zu den bewohnten Gebieten dürfen die Hauptbauarbeiten lediglich von 6 bis 22 Uhr, von Montag bis Freitag, abgewickelt werden.

##### 3.1.3 Bauablauf

Der Voreinschnitt Val Gugia (Nord) wurde in 2 Etappen geplant, so dass die Lockergesteinsstrecke Nord des Tunnels unabhängig von den restlichen Bauteilen ausgebrochen werden konnte. Aufgrund der schwierigen geologischen Verhältnisse (Hangschutt mit vielen Blöcken und Hohlräumen) dauerte die Ausführung doppelt so lang wie angenommen.

Die erste Etappe des Voreinschnittes Valasc (Süd) wurde durch ein Vorlos erstellt. Nach dem Ausbruch der 90 m

was classified as a potential fault zone with the risk of cave-ins of soft material and pronounced water ingresses.

The point of attack at the southern portal (Valasc) is located in silty gravelly sand with rocks and boulders as well as interspersed gravel and sand lentils (Fig. 6). In the north, however, the portal is situated in the Val Gugia rock waste cone, which consists of a gravel sand with numerous, varying large blocks and cavities (Fig. 7).

### 3 Execution

#### 3.1 Construction Programme

##### 3.1.1 Milestones

- Start of construction: April 2009 (precut northern portal)
- Start of drive in soft ground southern portal; June 2009
- Start of TBM drive pilot tunnel; January 2010
- Start of TBM drive safety tunnel: August 2010
- Start of enlargement by drill & blast: January 2011
- End of all drives: November 2012
- End of all completion work: March 2015

##### 3.1.2 Working Times

On account of the proximity of the tunnelling site to residential areas the main construction activities could only take place between 6 am and 10 pm from Monday to Friday.

##### 3.1.3 Construction Cycle

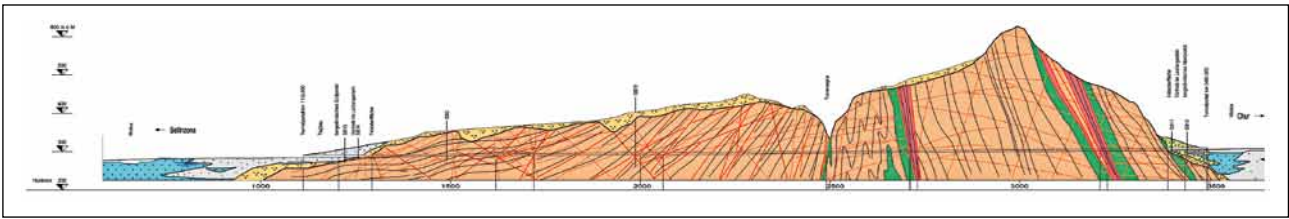
The Val Gugia (North) precut was planned in 2 sections so that the tunnel's soft ground section North could be excavated independent of the remaining sections. On account of the tricky geological conditions (slope debris with many blocks and cavities) execution took twice as long as assumed.

The first stage of the Valasc (South) precut was created by an advance contract section. After excavating the 90 m long crown in the soft ground section South the TBM began



**4** Sicherheitsstollen mit fertiger Verkleidung  
Safety tunnel with completed lining





5 Geologisches Längsprofil  
Geological longitudinal profile

langen Kalotte der Lockergesteinsstrecke Süd startete der TBM-Vortrieb des Pilotstollens von Süden nach Norden. Die Amtsvariante, welche – nach dem Durchschlag der TBM im Nordportal – das Umdrehen der Fräse und den Vortrieb des Sicherheitsstollens von Norden nach Süden vorsah, konnte wegen des Verzugs der Arbeiten im Voreinschnitt Nord nicht ausgeführt werden. Daher wurde die TBM zurückgezogen, um den SiSto von Süden nach Norden aufzufahren, währenddessen die 50 m lange Lockergesteinsstrecke Nord im Kalottenvortrieb ausgebrochen wurde.

Parallel zum Vortrieb des Sicherheitsstollens wurde die 2. Phase der Arbeiten im Voreinschnitt Süd sowie der Strossenabbau in der Lockergesteinsstrecke ausgeführt. Anschließend konnte der Haupttunnel im Sprengvortrieb aufgeweitet und die Querschläge ausgebrochen werden.

Gleichzeitig wurden die Strosse im 50 m langen Gegenvortrieb Nord im Lockergestein abgeteufelt und der Sicherheitsstollen mit Ortbetonsohle und Spritzbetoninnenschale verkleidet.

Erst nach dem Durchschlag Ende 2012 konnten die Verkleidungsarbeiten im Haupttunnel von Norden nach Süden gestartet werden.

### 3.2 Baustelleninstallationen

Der Hauptinstallationsplatz befindet sich am Portal Süd, wo – neben den Büros, der Mensa und den Unterkünften – eine Werkstatt, eine Abwasserreinigungsanlage und eine

driving the pilot tunnel from south to north. The official alternative – which – after the TBM broke through in the northern portal – foresaw reversing the cutter and tackling the safety tunnel from north to south, could not be undertaken owing to the delay in operations in the pre-cut North. As a result, the TBM was pulled back so that the SiSto could be driven from south to north whereas the 50 m long soft ground section North was excavated using a crown drive.

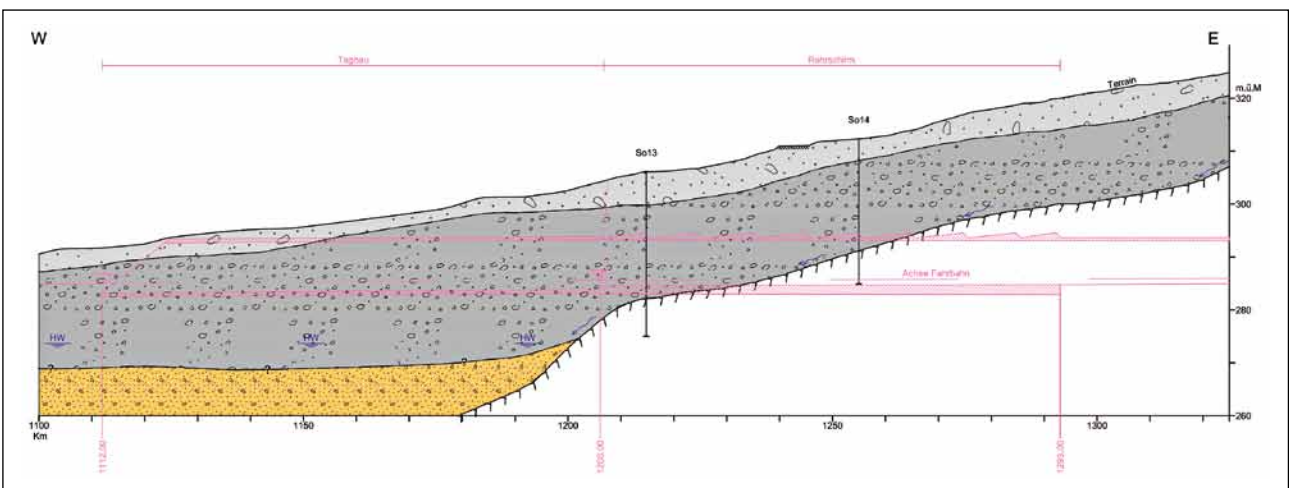
The 2<sup>nd</sup> phase of the work in pre-cut South as well as excavating the bench in the soft ground was executed parallel to driving the safety tunnel. Subsequently the main tunnel was enlarged via drill & blast and the cross-passages produced.

At the same time the bench was created in the 50 m long northern counter-drive and the safety tunnel provided with a shotcrete floor and shotcrete inner shell.

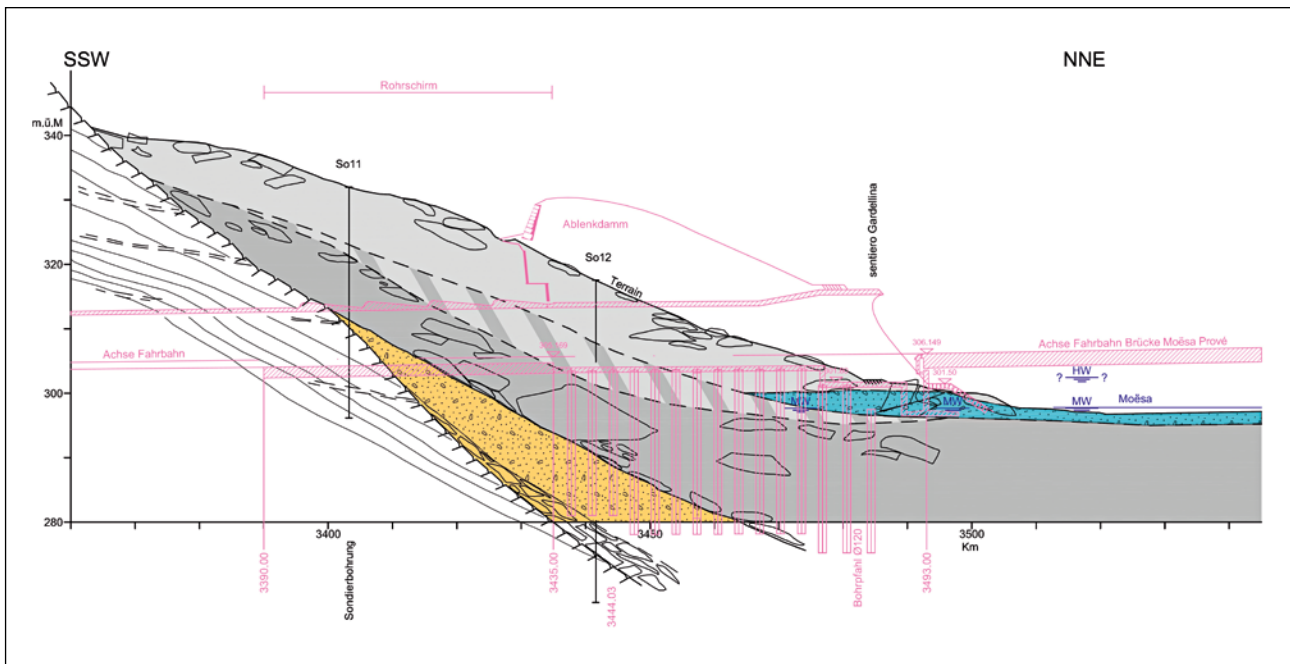
The lining operations in the main tunnel could first be started from the north to south after the breakthrough at the end of 2012.

### 3.2 Construction Site Installations

The main installation yard is to be found at the southern portal, where a workshop, a waste water cleaning unit and a concrete plant were set up alongside the offices, the canteen and living quarters (Fig. 8). The material management is undertaken by a separate contract section.



6 Geologischer Längsschnitt Portal Süd  
Geological profile southern portal



7 Geologischer Längsschnitt Portal Nord  
Geological profile northern portal

Betonanlage hergerichtet wurden (Bild 8). Die Materialbewirtschaftung wird durch ein separates Los wahrgenommen.

### 3.3 Voreinschnitte

Die Wände beider Voreinschnitte wurden mit bewehrtem Spritzbeton und Stahlbetonriegeln gestützt. Zur Sicherung der Baugruben kamen vorgespannte Litzenanker und schlaffe Bodennägel zum Einsatz.

Im Portal Nord bereitete die Ausführung der geplanten, nachinjizierbaren Strumpfanker von bis zu 24 m Länge grosse Schwierigkeiten im blockigen Hangschutt. Das Vorhandensein von grossen Felsblöcken machte die Ausführung der Bohrungen sehr schwierig und führte zu grossen Lageabweichungen wegen des Driftens des Bohrgestänges. Weitere Probleme traten auf, als der gewachsene Fels unerwartet getroffen wurde und die Ankerfüsse in der Kontaktzone Lockergestein/Fels zu liegen kamen. Ab dann wurden die Anker bis in den gesunden Felsen gebohrt (Länge bis zu 32 m) und ohne Strumpf ausgeführt. Die gesamte Bauzeit verlängerte sich drastisch wegen der zahlreichen nötigen Nachinjektionen.

### 3.4 Vortriebe im Lockergestein

In den Lockergesteinsstrecken (90 m im Süden und 50 m im Norden) wurde das Tunnelprofil in Kalotte und Strosse unterteilt. Der Vortrieb erfolgte mit einem Tunnelbagger in Etappen von 10 m unter dem Schutz eines 15 m langen Rohrschirmes. Zur Stützung der Ortsbrust wurden sowohl in der Kalotte wie in der Strosse 12 m lange GFK-Brustanker alle 5 m versetzt. Nach jedem Abschlag wurde das Profil mittels Stahlfaserspritzbeton und Stahlbögen (HEB 260) mit 1 m Abstand gesichert, welche auf Mikropfählen von 4 m lagerten und seitlich mit horizontalen IBO-Ankern verankert waren.

### 3.3 Precuts

The walls of the 2 precuts were supported by reinforced shotcrete and reinforced concrete bars. Pretensioned cable strand anchors and untensioned soil nails were used to secure the construction pits.

At the northern portal tackling the planned, reinjectable sock anchors of up to 24 m in length caused great difficulties in the blocky slope debris.

The presence of large blocks of rock made it very hard to undertake drilling and resulted in major deviations in position owing to the drilling rod drifting. Further problems arose when natural rock was unexpectedly encountered and the feet of the anchors became stuck in the contact zone between the soft ground and rock. From then on the anchors were drilled into the healthy rock (length up to 32 m) with socks being discarded. The overall construction period stretched out drastically on account of the numerous follow-up injections that were necessary.

### 3.4 Drives in soft Ground

The tunnel cross-section was divided into the crown and bench in the soft ground sections (90 m in the south and 50 m in the north). The drive took place using a tunnel excavator in 10 m stages protected by a 15 m long pipe umbrella. 12 m long GFP face anchors were set every 5 m to support the face both in the crown and the bench. After every round of advance the cross-section was secured by steel fibre shotcrete and steel arches (HEB 260) at 1 m gaps, which were set on 4 m micro-piles and anchored at the side with horizontal IBO anchors. Finally, IBW meshing was mounted on the arches and backfilled with concrete.

Als letztes wurden IBW-Gitter auf den Bögen montiert und mit Beton hinterfüllt.

Die Vortriebe konnten ohne wesentliche Probleme abgeschlossen werden, abgesehen von 2 grösseren Niederbrüchen (im Süden, Setzungen an der Oberfläche wegen Auswaschens einer Sandlinse; im Norden, Niederbruch in die Kalotte (Kamineffekt) nach dem Verlauf der Rohrschirmrohre im stark heterogenen Baugrund). Die mittlere Leistung im Kalottenvortrieb betrug ca. 1,0 m pro Tag.

Auch im Sicherheitsstollen wurden 2 Lockergesteinsstrecken mit ähnlichen Massnahmen aufgeföhren (60 m respektive 50 m Länge; Vollausbuch mit Rohrschirm, Brustanker und hinterfüllten Stahlbögen HEB 160).

### 3.5 TBM-Vortriebe: Pilotstollen und Sicherheitsstollen

Für den Ausbruch beider Pilot- und Sicherheitsstollen wurde eine offene Hartgesteins-TBM mit 4 m Durchmesser und 230 m Länge eingesetzt. Nach der Montage vor dem Südportal wurde die Maschine jeweils bis zum Startpunkt vorgeschoben (für den Pilotstollen in die 13 m lange, im gesunden Felsen gesprengte Startröhre, für den SiSto bis zum Ende der Lockergesteinsstrecke, wo Gripperauflager an den Paramenten gespritzt wurden).

Die Materialversorgung und die Schutterung erfolgten mittels einer Stollenbahn. Mit einer Rotokippe konnten die Schutterwagen entleert werden. Beide Vortriebe wiesen eine mittlere Steigung von 0,825% auf, ausser die ersten 160 m des SiSto,

The drives were concluded without any substantial problems occurring apart from 2 major cave-ins (in the south, settlements on the surface after the washing out of a sand lentil; in the north, cave-in of the crown (chimney effect) commensurate with the course of the pipe umbrella pipes in highly heterogeneous ground). The average rate of advance in the crown drive amounted to roughly 1.0 m per day.

Two soft ground sections were driven employing similar measures (60 and 50 m lengths; full-face excavation with pipe umbrella, face anchors and backfilled steel arches HEB 160) in the safety tunnel as well.

### 3.5 TBM Drives: Pilot Tunnel and Safety Tunnel

An open hard rock TBM with 4 m diameter and 230 m long was selected to excavate the pilot and safety tunnels. After assembly in front of the southern portal the machine was in each case pushed into its starting position (for the pilot tunnel in the 13 m long start-up heading blasted in the healthy rock; for the SiSto to the end of the soft ground section, where gripper abutments were sprayed on the walls).

The material supply and mucking took place by means of a tunnel railway. The mucking cars were emptied by a rotative tipping unit. Both drives possessed an average gradient of 0.825%, except for the first 160 m of the SiSto, where the incline of over 3% necessitated the use of a car securing system on the back-up with cable winch and safety latches.



8 Baustelleninstallationen  
Construction site installations



wo das Gefälle von mehr als 3 % den Einsatz eines Wagen-sicherungssystems auf dem Nachläufer mit Seilwinde und Sperrklinken nötig machte.

Die Geologie bereitete keine besonderen Probleme, sodass die TBM-Strecken von 2070 m resp. 2047 m in den Sicherungsklassen 2 und 3 aufgeföhren werden konnten (Sicherung mit Reibrohranker und Stahlmatten im L1 sowie Kunstharzanker und Stahlfaserspritzbeton im L2). Beim Anföhren der Traversagna-Schlucht wurden jeweils Vorerkundungsbohrungen aus dem TBM-Kopf ausgeföhrt. Diese Zone erwies sich als eine der härtesten Tunnelabschnitte (z.T. sehr kompakte Amphiboliten), sodass sie bei beiden Vortrieben problemlos durchföhren werden konnte. Von dort aus Richtung Norden wurden immer wieder besonders harte Schichten aufgeföhren (z.B. Quarzbänder von 0,5 bis 1,5 m Dicke, wie in Bild 9 zu sehen ist).

Die Vortriebsleistungen erreichten im Schnitt 21,4 m/Tag im Pilotstollen und 22,6 m/Tag im SiSto (beste Tagesleistung 40,5 m; beste Monatsleistung ca. 530 m bzw. Monatsschnitt 27,2 m/Tag).

Besonders anspruchsvoll war die erste Demontage der TBM nach dem Vortriebsende im Pilotstollen. Aufgrund der kurzfristigen Projektänderung (kein Durchschlag möglich im Portal Nord) musste die Fräse untertage demontiert und zurückgezogen werden. Dabei wurde die Grundmaschine vor Ort in transportierbare Teile zerlegt – ohne eine Profilaufweitung zu erstellen.

### 3.6 Aufweitung im Sprengvortrieb

Anfang 2011 begann der Sprengvortrieb. Dabei wurde der Pilotstollen über 2084 m auf eine Grösse von ca. 95 m<sup>2</sup> aufgeweitet (Brustfläche ca. 82 m<sup>2</sup>). Der Pilotstollen wurde zur Verringerung der nötigen Sprengstoffmengen und der entsprechenden erzeugten Sprengerschütterungen vorgesehen. Als weitere Vorteile für die Praxis zählten die vorgängige Erkundung der Geologie sowie die optimale Belüftung in der Ausbruchphase (Absaugen der Abluft von Portal Nord aus durch den Stollen).

Da sich der Tunnel in der Nähe von bewohnten Gebieten bzw. von empfindlichen Objekten (Swisscom-Antenne, alte Kirche Sant'Anna, usw.) befindet, wurden Begrenzungen der Lademengen pro Zündstufe ausgeschrieben (35, 25 und 15 kg). Als Sprengsystem wurde die Kombination Emulsionssprengstoff mit Schlauchzündung gewählt. Die Erschütterungen wurden ständig mittels Geophonen gemessen, um zu gewährleisten, dass die Projektgrenzwerte, welche tiefer waren als die von der Norm SN 640 312a vorgeschriebenen Werte, nicht überschritten wurden. Diese Vorgaben konnten durch Tempierung und Sektorzündung erfolgreich eingehalten werden.

Das Hauptinventar bestand aus einem drei-armigen Bohrerjumbo mit Ladekorb der neusten Generation (Sandvik DT 1130i, Bild 10), einem 24 t Radlader mit Felsketten, 7 Grossdumpern vom Typ CVS und 2 Spritzmobilen.



9 Quarzbänder im TBM-Vortrieb  
Quartz belts in the TBM drive

The geology presented no particular problems so that the TBM drives of 2,070 m and 2,047 m could be driven in support classes 2 and 3 (secured with friction anchors and steel matting in L1 and synthetic resin anchors and steel fibre shotcrete in L2). When negotiating the Traversagna Gorge exploratory drilling was undertaken in each case from the TBM cutterhead. This zone emerged to be one of the hardest tunnel sections (e.g. extremely compact amphibolites) so that the 2 drives were carried out without difficulty. From there on, towards the north especially hard layers were constantly encountered (e.g. quartz belts of 0.5 to 1,5 m thick as can be discerned from Fig. 9).

The driving rates reached 21.4 m/day on average in the pilot tunnel and 22.6 m/day in the safety tunnel (best daily rate of advance 40.5 m; best monthly rate approx. 530 m resp. monthly average 27.2 m/day).

Disassembling the TBM after the drive in the pilot tunnel turned out to be especially complicated. On account of a short-term change in the project (no breakthrough possible at the northern portal) the cutterhead had to be dismantled underground and the back-up pulled back machine was stripped into transportable parts on the spot – without producing a cross-section enlargement.

### 3.6 Enlarging by Drill & Blast

At the beginning of 2011 the drill & blast drive commenced. In the process, the pilot tunnel was enlarged over 2,084 m to reach a size of roughly 95 m<sup>2</sup> (face area approx. 82 m<sup>2</sup>). The pilot tunnel was foreseen to reduce the amount of explosives required and the correspondingly produced vibrations caused by blasting. Further advantages in practice included the advance exploration of the geology as well as the optimal ventilation during the excavation phase (suctioning off the waste air from the portal North through the tunnel).

As the tunnel is located close to residential areas and sensitive objects (Swisscom antenna, the old Sant'Anna Church,

Die Felsstrecke von rund 2084 m wurde in 551 Abschlügen ausgebrochen. Die mittlere Vortriebsleistung betrug ca. 5,10 m/Tag (maximale Monatsleistung ca. 152 m). Wegen der ungünstigen Lage der Klüfte (erste Schare subvertikal und parallel zur Vortriebsrichtung, zweite Schare subhorizontal und quer zur Tunnelachse) lösten sich häufig keilförmige Blöcke aus dem rechten Kämpfer ab (Bild 11). Diese Niederbrüche führten zu vermehrten Überprofilen von bis zu 2 m Tiefe sowie zu Beschädigungen des Bohrjumbos. Die Profilsicherung bestand aus Stahlfaserspritzbeton, Kunstharzankern und Stahlnetzen. Aus Sicherheitsgründen wurde außerdem die Ortsbrust mit Spritzbeton gesichert.

Beide Ausstellbuchten wurden im Teilausbruch vorgetrieben. Die Querschläge wurden unmittelbar hinter dem Hauptvortrieb mit einem zwei-armigen Bohrjumbo mit Ladekorb ausgebrochen, damit die Verbindung mit dem bereits erstellten Sicherheitsstollen schnellstmöglich gewährleistet werden konnte. Zu Beginn wurden die beidseitigen Rigolen von separaten Mannschaften mit einem Strossenbohrgerät im rückwärtigen Bereich ausgebrochen. Nachträglich wurde entschieden, die Rigolen zusammen mit der Tunnelbrust zu sprengen. Die Betonsole wurde gleichzeitig mit dem Vortrieb halbseitig nachgezogen.

### 3.7 Verkleidung und Innenausbau

#### 3.7.1 Ausstellbuchten und befahrbare Querverbindungen

Die je 40 m langen Ausstellbuchten wurden parallel zum Sprengvortrieb verkleidet. Zuerst wurden die Paramente mit konventionellen einhäutigen Holzschalungen von

etc.), restrictions were placed on the charges per ignition stage (35, 25 and 15 kg). The combination of emulsion explosive with hose detonator was selected as the blasting system. The vibrations were measured constantly by Geophones in order to ensure that the project limit values, which were lower than those prescribed by the Norm SN 640 312a, were not exceeded. These parameters were successfully adhered to by sectoral and delayed ignition.

The main equipment applied consisted of a 3-arm drilling jumbo with loading basket of the latest generation (Sandvik DT 1130i, Fig. 10), a 24 t wheel loader with rock chains, 7 maxi dumpers – Type CVS and 2 mobile spraying systems.

The around 2,084 m long rock section was excavated in 551 rounds of advance. The average driving rate amounted to 5.10 m/day (maximum monthly rate approx. 152 m). On account of the unfavourable position of the fissures (first cleft subvertical and parallel to the direction of drive, second cleft subhorizontal and crosswise to the tunnel axis) wedge-shaped blocks were frequently dislodged from the right abutment (Fig. 11). These cave-ins resulted in increased overbreaks of up to 2 m in depth as well as damage to the drilling jumbo. The cross-section was secured with steel fibre shotcrete, synthetic resin anchors and steel nets. The face was also supported by shotcrete for safety reasons.

Both emergency bays were excavated by selective cutting. The cross-passages were excavated directly behind the main drive with a 2-arm drilling jumbo with loading basket so that



10 Blick in den Sprengvortrieb  
View of the drill & blast drive



11 *Geologisch bedingtes Überprofil  
Geologically provoked overbreak*

6 m Höhe und 10 m Länge erstellt. In einem zweiten Schritt wurde die Kalotte in 5 m Abschnitten mit einem Schalwagen eingebaut. Mit einem ähnlichen Vorgehen wurde der Innenring der beiden befahrbaren Querschnitte und der mittleren Trafostation vorgängig eingebaut. Die Stirnwände wurden jeweils zusammen mit dem nächsten Gewölbeblock betoniert, wobei die Bewehrung und Rahmenschalungen vorzeitig montiert wurden, um den Betoniertakt so wenig wie möglich zu stören.

### 3.7.2 Gewölbe

Die Verkleidungsarbeiten wurden Anfang 2013 ab dem Portal Nord in Angriff genommen. Beidseitig wurden zuerst die Gewölbewiderlager mit den dazugehörigen Leitungen und Schächten erstellt. Mittels eines Verlegewagens wurde die Regenschirmabdichtung montiert. Anschliessend wurden die Kicker eingebaut.

Mit 2 Gewölbeschalungen wurde der Innenring im Pilgerschrittverfahren ab Februar 2013 erstellt (Bild 12). Es wurden 6 Gewölbeblöcke von je 10 m Länge pro Woche (5 Arbeitstage) betoniert. Aufgrund der zum Teil grossen geologischen Überprofile betrug die mittlere Betonmenge über 150 m<sup>3</sup> pro Block. Nach rund 1 Jahr konnten die 2200 m der Felsstrecke und der Lockergesteinsstrecke Süd abgeschlossen werden.

### 3.7.3 Zwischendecke

Die Baustelleneinrichtung besteht aus 5 Stahldeckentischen von 10 m Länge und einem sogenannten Transporter, welcher gleichzeitig als Umsetzwagen für die Schalungstische, Arbeitsbühne und Materialaufzug dient. Zusätzlich werden Schienen in der Kalotte befestigt, auf welchen ein funkgesteuerter Seilzug fährt, um die Materialien umzusetzen.

Die dachförmige Decke, inklusive Auflagerbereiche, wird mit speziellen, vorgefertigten Stahlmatten bewehrt, ohne Blockfugen (durchgehende Bewehrung). Das Einbringen des Betons erfolgt mittels einer mobilen Betonpumpe. Die wöchentliche Leistung beträgt 50 m (1 Block pro Tag).

In den beiden Ausstellbuchten, wo die Spannweite in Querrichtung 17 m beträgt, ist die Zwischendecke mit Stahlstangen (Schweizer Riegel) aufgehängt. Die schwer bewehrte

the connection with the safety tunnel that had already been produced could be established as rapidly as possible. The trenches at both sides were excavated by 2 separate crews using a bench drilling rig in the rear zone. Subsequently it was decided to blast the trenches together with the tunnel face. At the same time the concrete floor was produced at one side together with the drive.

## 3.7 Lining and Internal Furnishing

### 3.7.1 Emergency Bays and Cross-Passages negotiable with Vehicles

The emergency bays, which are each 40 m long, were lined parallel to the drill & blast operations. First of all the walls were produced with 6 m high and 10 m long conventional single-face wooden shuttering. In a second step the crown was installed using a formwork carriage in 5 m sections. The inner ring of the 2 cross-passages suitable for vehicles and the central transformer station were installed in advance using a similar procedure. The front walls were concreted together with the next vault block, with the reinforcement and frame shuttering assembled in advance so that the concreting cycle was disturbed as little as possible.

### 3.7.2 Vault

The lining operations commenced in early 2013 from the northern portal. The vault abutments with the relevant lines and shafts were first produced at both sides. The umbrella seal was mounted using a laying carriage. The kickers were then installed.

The inner ring was produced as from February 2013 (Fig. 12) using 2 vault formwork units by the back-step method. Six vault blocks each 10 m in length were concreted per week (5 working days). On account of the in some cases large geological overbreak, the average concrete quantity amounted to more than 150 m<sup>3</sup> per block. After roughly one year the 2,200 m of the rock section and the southern soft ground section were concluded.

### 3.7.3 Intermediate Ceiling

The construction site installation comprises 5 steel ceiling tables each 10 m in length and what is known as a transporter, which at the same time serves as a carriage for relocating the formwork tables, working platform and material lift. Furthermore rails were mounted in the crown, which carried a radio-controlled cable winch for moving the materials.

The rook-shaped ceiling inclusive abutment areas, is reinforced by means of special, prefabricated steel mats, without block joints (continuous reinforcement). Installing the concrete is undertaken by a mobile concrete pump. The weekly rate amounts to 50 m (1 block per day).

In the 2 emergency bays, where the span width amounts to 17 m across, the intermediate ceiling is suspended from steel rods (Swiss bars). The heavily reinforced ceiling was produced in 20 m stages, with conventional wooden ceil-



Decke wurde in Etappen von 20 m erstellt, wobei im Bereich der Aufweitung im Voraus konventionelle Holzdeckentische beidseitig hergerichtet wurden.

### 3.7.4 Innenausbau

Als Letztes werden die Bankette hergestellt. Zahlreiche Fertigelemente werden eingebaut: Siphonschächte, Schlitzrinnen und Randsteine aus Polymerbeton; Kabelblöcke sowie Teile der Kabelschächte und der Spülnischen aus Stahlbeton.

### 3.8 Tagbautunnel und Ventilationszentrale

Das imposante, zweistöckige Gebäude der Lüftungszentrale im Portal Süd weist eine Höhe von ca. 14 m auf und wird später vollständig eingedeckt. Nur der runde, 7 m hohe Abluftkamin wird noch sichtbar sein.

Mit derselben Modularschalung wie die Ausstellbuchten wurden die Gewölbe der Tagbauten Nord und Süd jeweils in 6 m Etappen betoniert, wobei häufige Ummontagen nötig waren, um die 7 verschiedenen Profile zu erstellen. Besonders anspruchsvoll war der Tagbau Nord mit einer Aufweitung von 5,50 auf 7,50 m Durchmesser (Konus) sowie einer schrägen Stirnfläche im Portalbereich. Ausserdem werden der Tagbautunnel Süd und die Lüftungszentrale mit einem

ing tables being assembled in advance at both sides for the enlargement.

### 3.7.4 Internal Furnishing

The shoulders were the last facilities to be produced. Numerous ready-made elements are installed: siphon shafts, slotted channels and kerbs made of polymer concrete; cable ducts as well as parts of the cable shafts and the flushing recesses made of reinforced concrete.

### 3.8 Cut-and-Cover Tunnel and Ventilation Control Centre

The imposing, 2-storey building for the ventilation control centre at the southern portal is roughly 14 m high and will be completely covered at a later stage. Then only the approx. 7 m high exhaust air chimney will be visible.

The vault of the north and south cut-and-cover sections were concreted each in 6 m stages using the same modular formwork as was applied for the emergency bays, with frequent reassembly work required to cope with the 7 different cross-sections. The cut-and-cover section North involving an enlargement from 5.50 to 7.50 m diameter (cone) as well as an inclined front area in the portal zone was particularly so-



12 Verkleidungsarbeiten  
Lining operations

22 m langen Kastenprofil verbunden, welches mit einer 1,10 m dicken Decke überdacht wird.

### 3.9 Blocksatzmauer und Ablenkdammbau

Am Portal Nord, wo die Autobahnbrücke Provée in den Tunnel mündet, sind aufwendige Fluss- und Erdarbeiten notwendig. Eine Blocksatzmauer von knapp 200 m Länge und 15 m Höhe wird um das Portalbauwerk erstellt. Über 8000 t Granitblöcke aus dem Calanca-Tal werden eingebaut. Um die Autobahn vor Steinstürzen zu schützen, wird ausserdem ein Ablenkdammbau oberhalb des Portals gebaut.

## 4 Erfahrungen des Unternehmers

### 4.1 Voreinschnitte und Lockergesteinsvortriebe

Bei schwierigen geologischen Verhältnissen, wie am Beispiel des Nordportals, ist die enge Zusammenarbeit aller Beteiligten sowie die Flexibilität in den Baumethoden unabdingbar, um die nötigen Massnahmen von Fall zu Fall rasch bestimmen zu können.

### 4.2 TBM-Vortriebe

Dank der wenigen geologischen Probleme konnten gute Vortriebsleistungen erreicht werden. Durch eine rasche Umorganisation konnten mehrere Monate Bauzeit erspart werden, als sich die Projektbedingungen unerwartet änderten. In solchen Fällen ist die Mitwirkung der verschiedenen Parteien besonders wichtig.

### 4.3 Sprengvortrieb

Dank der Anwendung von modernen Sprengtechniken war es möglich, die Vortriebsarbeiten unter anspruchsvollen Bedingungen erfolgreich auszuführen. Trotz des Einsatzes von automatisierten, leistungsfähigen Bohrerjumbos konnte die Ausbruchgenauigkeit bei ungünstiger Geologie nicht gewährleistet werden. Obwohl die Erkundung mit der TBM Angaben zu wasserführenden bzw. zu lokal gestörten Zonen liefern konnte, war die Voraussage von möglichen Niederbrüchen bei dickbankiger Schichtung aufgrund des Skalaeffektes nicht immer möglich (grössere Ablösungen von keilförmigen Blöcken waren nur im grossen, gesprengten Tunnelprofil festzustellen).

### 4.4 Verkleidung

Die Projektvorgabe, die Betonarbeiten in umgekehrter Richtung zum Vortrieb auszuführen, führte zu einer unproduktiven Zeit während der Umstellung von der Vortriebs- zur Verkleidungsphase. Weiter hatten die grossen geologischen Überprofile deutliche Auswirkungen auf die Arbeitszyklen während der Verkleidungsphase (Mehraufwand für Schal- und Betonarbeiten).

### 4.5 Innenausbau

Auch wenn der Einsatz von Fertigteilen für gewisse Anwendungen vorteilhaft ist (Randabschlüsse und einzelne Schächte), ist der Aufwand für deren Einbau bei engen Platzverhältnissen und komplexen Stellen grösser als bei konventioneller Ausführung vor Ort.

In addition the cut-and-cover tunnel South and the ventilation control centre are connected with a 22 m long box profile, which is covered by a 1.10 m thick ceiling.

### 3.9 Retaining Wall and Diversion Dam

At the northern portal, where the Provée motorway bridge leads into the tunnel, extensive river and earthworks are required. A retaining wall some 200 m in length and 15 m high is to be produced around the portal structure. More than 8,000 t of granite blocks from the Calanca Valley are installed. In addition, a diversion dam is to be built above the portal to protect the motorway from falling rock.

## 4 Findings on the Part of the Contractor

### 4.1 Precuts and soft Ground Drives

Given tricky geological conditions as are found at the northern portal close collaboration among all those involved as well as flexibility in the construction methods is undoubtedly necessary in order to be able to decide speedily on the measures required from case to case.

### 4.2 TBM Drives

Thanks to the few geological problems good rates of progress were attained. Several months of construction time were saved through quick reorganization when the project conditions unexpectedly altered. In such cases, cooperation of the various parties involved is especially essential.

### 4.3 Drill & Blast

Thanks to the application of modern blasting techniques it was possible to execute the driving activities successfully under complicated conditions. In spite of the application of automated, powerful drilling jumbos precise excavation could not be guaranteed given unfavourable geology. Although exploration with the TBM was able to lead to conclusions about water-bearing and locally disturbed zones, the prediction of possible cave-ins given thick-bedded layers was not always possible on account of the scale effects (major loosening of wedge-shaped blocks was only observed in the large tunnel cross-section that had been blasted).

### 4.4 Lining

The project specification of executing the concreting work in the reverse direction to the drive, led to an unproductive period during the transition from the driving to the lining phase. Furthermore, the large geological overbreaks exerted clear effects on working cycles during the lining phase (added outlay for formwork and concreting operations).

### 4.5 Interior Furnishing

Even although the use of ready-made parts is advantageous for certain applications (completing edges and individual shafts), the outlay for their installation given constricted space conditions and complex locations is greater than carrying out conventional work on the spot.

*Paul Gaudron, Ingénieur génie-civil, EDF-DPIH-Centre d'Ingénierie Hydraulique, Livet et Gavet/F*

## **Nouvel aménagement hydroélectrique de Romanche-Gavet/F**

### **Un nouveau visage pour la vallée**

Situé sur la Romanche, à une trentaine de kilomètres de Grenoble, le nouvel aménagement hydroélectrique de Romanche-Gavet remplacera, à partir de 2017, les 6 centrales existantes, datant du début du siècle dernier. Il permettra d'augmenter la production d'électricité d'environ 35 %, tout en réduisant les impacts sur l'environnement et en améliorant la sécurité.

La production hydraulique annuelle du nouvel aménagement atteindra 560 GWh (contre 405 GWh actuellement), ce qui correspond à la consommation résidentielle annuelle d'une ville de plus de 220 000 habitants.

Les ouvrages existants seront, après la mise en service du nouvel aménagement, démantelés ou réhabilités en site classé en concertation avec les acteurs locaux, et la préservation des milieux aquatiques sera améliorée (passe à poisson sur le nouveau barrage à Livet, démantèlement des seuils existants en rivière ou équipement en ouvrages de franchissement,...).

La construction de l'aménagement Romanche-Gavet, qui a débuté en 2012, a été précédée par d'importants travaux préliminaires de sécurisation des falaises et de construction des accès. L'aménagement comprend notamment un barrage mobile en rivière, une galerie d'amenée de 9,4 km, un puits blindé de 180 m de hauteur et une centrale souterraine. Il sera équipé de 2 turbines Francis de 47 MW chacune.

## **The new Romanche-Gavet Hydroelectric Plant/F**

### **A new Face for the Valley**

Located on the Romanche, about 30 km from Grenoble, from 2017 the new Romanche-Gavet hydroelectric plant will replace the 6 existing power plants dating from the beginning of the last century. It will enable electricity production to increase by about 35 %, while reducing the environmental impact and improving safety.

Annual hydroelectric generation of the new development will reach 560 GWh (as opposed to the current 405 GWh), which corresponds to the annual residential consumption of a city with more than 220,000 inhabitants.

The existing structures will be dismantled following the commissioning of the new development, or rehabilitated as a listed site in consultation with local stakeholders, and the preservation of aquatic environments will be improved (fishway on the new dam at Livet, dismantling of existing river thresholds or river crossings equipment, etc.).

Construction of the Romanche-Gavet development, which began in 2012, was preceded by important preliminary works to secure the cliffs and the construction of accesses. The development includes a gated river dam, a 9.4 km headrace, a 180 m high steel lined pressure shaft and an underground power plant. It will be equipped with two 47 MW Francis turbines.



## Neues Wasserkraftwerk in Romanche-Gavet/F

### Das Tal erhält ein neues Gesicht

Das neue Wasserkraftwerk Romanche-Gavet liegt rund 30 km von Grenoble entfernt am Gebirgsfluss Romanche. Ab 2017 wird es die 6 bestehenden Kraftwerke ersetzen, die Anfang des 20. Jahrhunderts gebaut wurden. Die Stromproduktion wird dadurch um 35% steigen – und das bei gleichzeitiger Verringerung der Umweltauswirkungen und Erhöhung der Sicherheit.

Das neue Kraftwerk wird künftig jährlich 560 GWh (gegenüber derzeit 405 GWh) produzieren, was dem Jahresverbrauch der Privathaushalte in einer Stadt mit über 220 000 Einwohnern entspricht.

Nach Inbetriebnahme des neuen Kraftwerks sollen die bisherigen Bauwerke entweder entfernt oder in Absprache mit beteiligten Stellen vor Ort in Baudenkmäler umgewandelt und die Wassereinzugsgebiete verbessert werden (Fischtreppe am neuen Staudamm in Livet, Rückbau der im Fluss vorhandenen Staustufen oder Ausstattung mit Aufstiegshilfen usw.).

Der Bau des Kraftwerks Romanche-Gavet begann 2012 und erforderte umfangreiche Vorarbeiten zur Absicherung der Felswände und zum Bau von Zufahrtswegen. Zum Kraftwerk gehören insbesondere ein mobiler Staudamm, ein 9,4 km langer Zuleitungstollen, ein 180 m hohes Wasserschloss und eine Transformatorenkaverne. Es soll mit 2 Francis-Turbinen von je 47 MW Leistung arbeiten.

### 1 Contexte du Projet

Entre la sortie de la plaine de Bourg d'Oisans et la commune de Vizille, à quelques kilomètres de Grenoble, la Romanche emprunte un long défilé de 13 km constituant une chute naturelle de près de 400 m. Ce tronçon de rivière qui présente un fort potentiel énergétique a été équipé de longue date pour l'usage de la force hydraulique et la production d'hydroélectricité.

Six centrales hydroélectriques au fil de l'eau ont été construites fin 19ème – début 20ème siècle: Livet, Les Vernes, Les Roberts, Rioupéroux, Les Clavaux et Pierre-Eybessse. La puissance totale installée de ces 6 ouvrages est de 82 MW pour une production annuelle moyenne de l'ordre de 405 millions de kWh (Fig. 1).

La position particulière de ces 6 centrales, au cœur d'un aménagement d'ensemble des vallées de la Romanche et de l'Eau d'Olle, a conduit EDF à étudier, puis engager leur

## Nuova centrale idroelettrica Romanche-Gavet/F

### La valle riceve un nuovo aspetto

La nuova centrale idroelettrica Romanche-Gavet è situata a 30 km da Grenoble lungo il fiume alpino di Romanche. Dal 2017 sostituirà le 6 centrali esistenti costruite all'inizio del 20esimo secolo. La produzione di corrente aumenterà così del 35% – e ciò contemporaneamente alla diminuzione di effetti ambientali e all'aumento della sicurezza.

La nuova centrale idroelettrica produrrà annualmente 560 GWh (rispetto agli attuali 405 GWh) che corrispondono al consumo annuale delle economie private domestiche di una città con più di 220 000 abitanti.

Dopo la messa in servizio della nuova centrale, le costruzioni attuali devono venire dismesse o, in accordo con gli enti responsabili locali, trasformati in monumenti, mentre i bacini idrografici devono venire modernizzati (scale di risalita per pesci alla nuova diga di Livet, ricostruzione degli sbarramenti presenti o dotazione di supporti di risalita, ecc.)

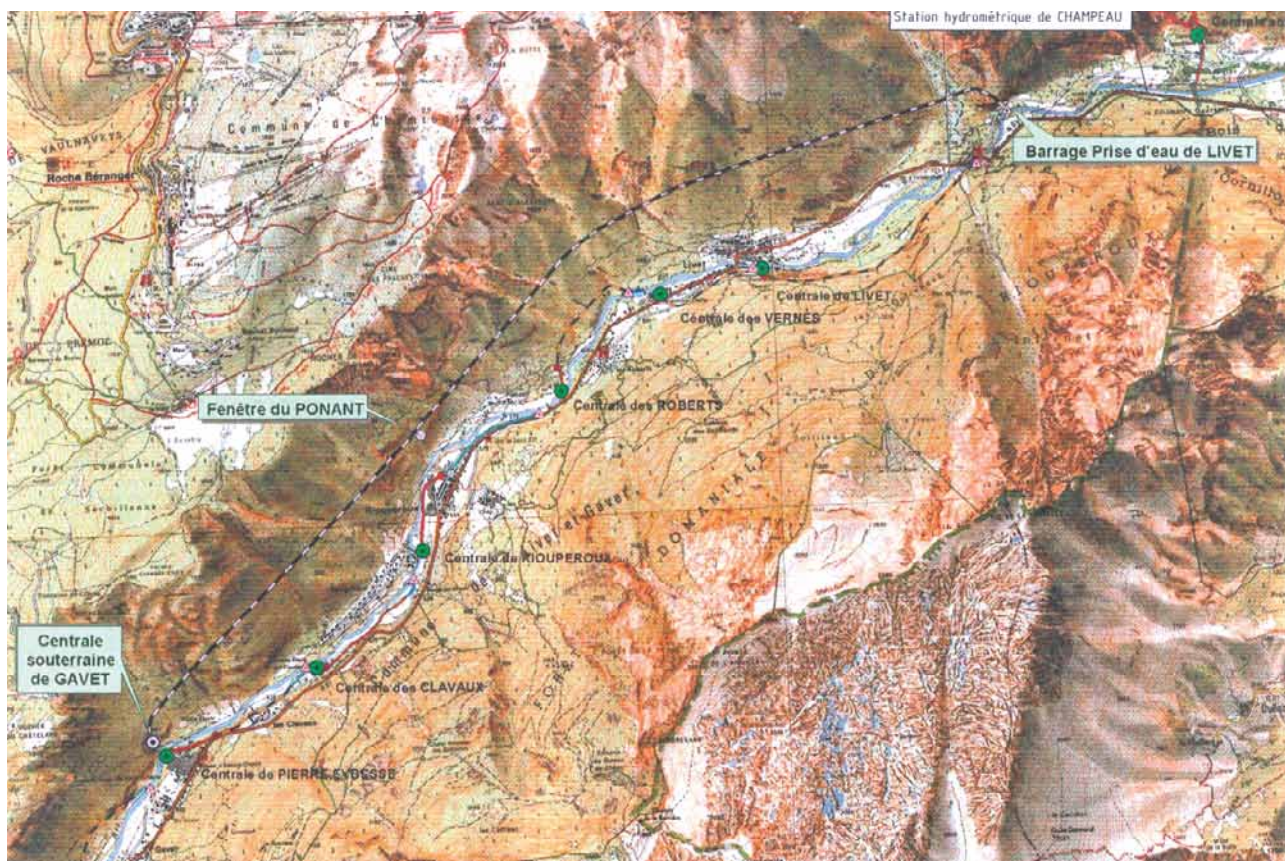
La costruzione della centrale di Romanche-Gavet è cominciata nel 2012 e ha richiesto molti lavori preliminari per stabilizzare le pareti rocciose e costruire le strade di accesso. Della centrale fanno parte in particolare una diga mobile, un cunicolo d'afflusso lungo 9,4 km, un pozzo piezometrico alto 180 m e una caverna per trasformatori. Questa deve lavorare con 2 turbine Francis, ognuna con una potenza di 47 MW.

### 1 Project Context

Between the exit to the Bourg d'Oisans plain and the municipality of Vizille, a few kilometres from Grenoble, the



1 Situation géographique du projet et des 6 centrales hydroélectriques existantes  
Geographical situation of the project and the 6 existing hydroelectric power plants



2 Vue en plan générale des ouvrages  
General plan view of the structures

remplacement par un nouvel aménagement, plus sûr et plus performant : la chute de Romanche-Gavet. L'exploitation des anciennes centrales se poursuivra jusqu'à la mise en service de ce nouvel aménagement.

## 2 Description sommaire du Projet

Le projet propose une configuration hydraulique classique. Les principaux ouvrages de l'aménagement sont:

- un barrage-prise d'eau permettant d'entonner 41 m<sup>3</sup>/s
- une galerie en charge de 9300 m de longueur environ entre la prise d'eau et l'extrémité aval, située en rive droite
- une cheminée d'équilibre souterraine
- un puits blindé vertical
- une centrale souterraine équipée de 2 turbines Francis
- une caverne souterraine secondaire abritant le poste d'évacuation d'énergie
- des ouvrages de restitution en rivière (galerie de fuite, dissipateurs d'énergie)

Des routes de faible longueur permettent, depuis le réseau routier existant, d'accéder aux ouvrages moyennant la construction de 2 ponts franchissant la Romanche.

Les ouvrages se situent en totalité sur la commune de Livet et Gavet, dans la vallée de la Romanche sur le département de l'Isère (Fig. 2).

Romanche takes a 13 km route with a waterhead of about 400 m high. This section of the river, which has a high energy potential, has been equipped for a long time to exploit the hydraulic force and hydraulic generation.

Six run-of-river hydroelectric power plants were built in the late 19<sup>th</sup> and early 20<sup>th</sup> century: Livet, Les Vernes, Les Roberts, Rioupéroux, Les Clavaux and Pierre-Eybesse. The total installed capacity of these 6 structures is 82 MW with an average annual output of about 405 million kWh (Fig. 1).

The special position of these 6 power plants, which is at the heart of several valleys of the Romanche and the Eau d'Olle, has led EDF to study and replace them with a new development which is safer and more performant: the Romanche-Gavet project. Operation of the older power plants will continue until commissioning of this new development.

## 2 Brief Description of the Project

The project proposes a conventional hydraulic setup. The main structures of the development are:

- a water intake dam capable of discharging 41 m<sup>3</sup>/s
- a filled tunnel approx. 9,300 m in length between the water intake and the downstream end, located on the right bank
- an underground surge chamber
- a vertical steel lined pressure shaft



### 3 Contexte Géologique

#### 3.1 Géologie Régionale

Le projet «Romanche-Gavet» se situe au cœur du massif cristallin de Belledonne. Le rocher est, dans son ensemble, très compact et peu tectonisé. La vallée de la Romanche est toutefois notablement affectée par des mouvements de versants, localement de grande ampleur, du fait de reliefs accusés.

#### 3.2 Géologie du Projet

##### 3.2.1 Généralités

Les aménagements de la Chute de Gavet impliquent essentiellement 3 formations lithologiques génétiquement similaires (pluto-volcanisme métamorphisé): les formations d'Allemond, de Livet et de Rioupéroux.

La formation d'Allemond concerne les ouvrages amont et le départ de la galerie d'aménée. Elle est composée d'un assemblage monotone d'amphibolites et de leptynites.

La formation de Livet est, quant à elle, traversée par la galerie d'aménée qui recoupera des complexes lithologiques plus contrastés, mais similaires, également dominés par des leptynites et plus localement d'amphibolites.

La formation de Rioupéroux recevra les ouvrages aval, notamment la centrale, et les lithologies concernées sont essentiellement des leptynites et des gneiss leptynitiques.

- an underground power plant fitted with 2 Francis turbines
- a secondary underground cavern housing the switchyard
- water outlet structures on the river (tailrace, energy-dissipating device)

Short roads provide access from the existing road network to the structures by constructing 2 bridges over the Romanche.

All the structures are located in the municipality of Livet-et-Gavet in the Romanche valley, in the Isère department (Fig. 2).

### 3 Geological Contexts

#### 3.1 Regional Geology

The "Romanche-Gavet" project is located in the heart of the crystalline Belledonne massif. On the whole, the rock is very compact and hardly tectonised. However, the Romanche valley is notoriously affected by slope movements (to a large degree in some areas) due to the steep relief.

#### 3.2 Project Geology

##### 3.2.1 General

The Chute de Gavet development essentially involves 3 lithological formations genetically similar (metamorphic pluto-volcanic): the Allemond formations at Livet and Rioupéroux.

The Allemond formation concerns the upstream structures and the beginning of the headrace. It consists of a monotone assembly of amphibolites and leptynites.



3 Installations de la fenêtre de Ponants – merlon de protection  
Facilities of the Ponants window – dyke protection



### 3.2.2 Qualité du Rocher et Hydrogéologie

Du point de vue géotechnique, les roches qui seront impliquées dans les travaux sont raides, compactes, très abrasives, avec de fortes résistances matricielles. Elles composent un massif aux caractéristiques mécaniques très élevées, homogène d'un bout à l'autre de l'aménagement avec cependant des contrastes sensibles au passage des zones les plus fracturées.

L'hydrogéologie du massif est moins bien connue et moins prévisible que les autres propriétés. Le massif rocheux constitue un aquifère de versant, fracturé, avec des niveaux de nappes et une hydraulique gouvernés par des discontinuités structurales. Les niveaux d'eau sont variables localement et peuvent présenter des fluctuations saisonnières importantes.

## 4 Description des Ouvrages Souterrains – Modalités des Réalisation

### 4.1 Galerie d'amenée

#### 4.1.1 Caractéristiques

Les caractéristiques géométriques de la galerie d'amenée sont les suivantes.

- Longueur totale: 9271 m
- Diamètre de déroctage au tunnelier: 4,70 m
- Diamètre des tronçons bétonnés: 4,20 m

Au vu des caractéristiques géologiques attendues, et des critères hydrauliques usuels, une grande partie de la galerie réalisée au tunnelier peut rester brute d'excavation.

On the other hand, the Livet formation is crossed by the headrace gallery which cuts across the more contrasted lithologic complex, but similarly, equally dominated by the leptynites and more locally by the amphibolites.

The Rioupéroux formation will receive the downstream structures, notably the power plant, and the lithology involves mainly leptynites and leptynitic gneisses.

### 3.2.2 Quality of the Rock and Hydrogeology

From a geotechnical point of view, the rocks involved in the works are stiff, compact, highly abrasive, with high matrix resistance. They form a massif with very high mechanical properties – homogeneous from one end of the development to the other with notable contrast at the passage between the most fractured zones.

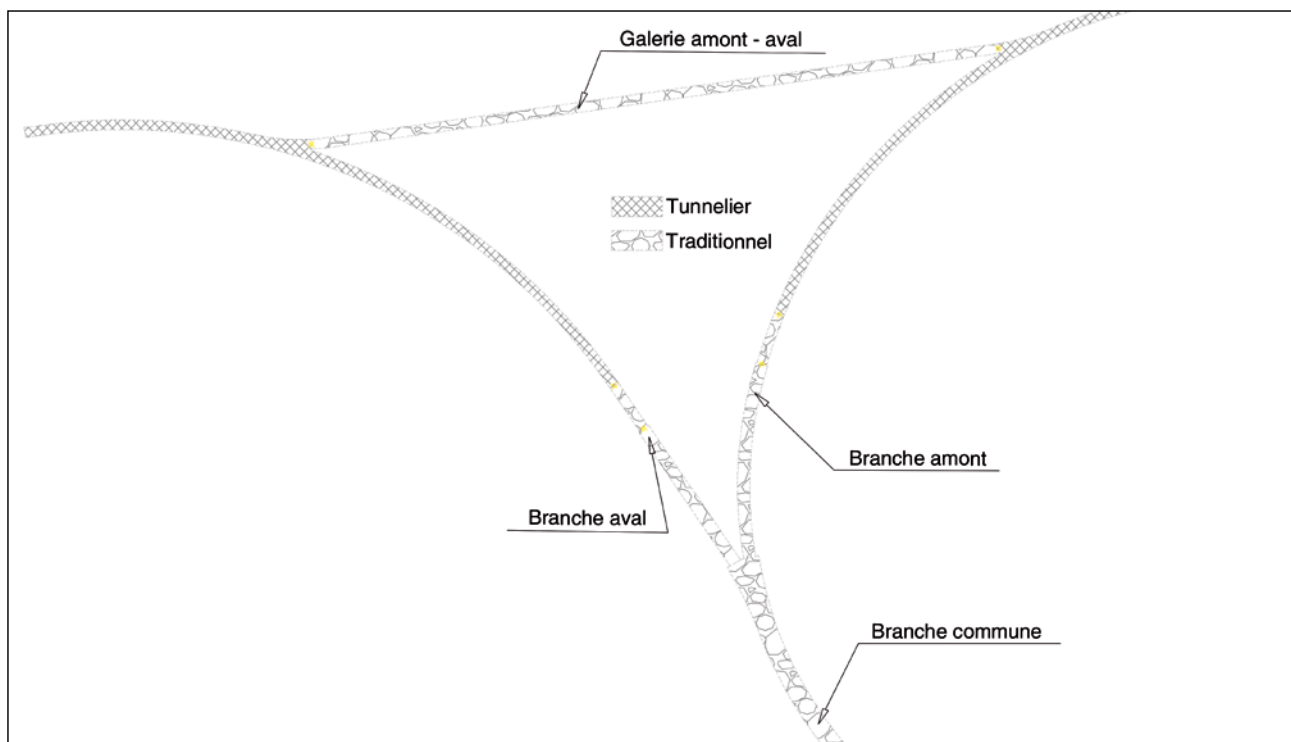
The hydrogeology of the massif is less well known and less predictable than the other properties. The rock massif includes a fractured watershed aquifer with groundwater levels and a hydraulic nature governed by structural discontinuities. Water levels are variable locally and may experience significant seasonal fluctuations.

## 4 Description of the Underground Structures – Construction Methodology

### 4.1 Headrace

#### 4.1.1 Characteristics

The geometrical characteristics of the headrace are as follows:



4 Fenêtre des Ponants  
Window of the Ponants



5 Point double de la fenêtre des Ponants: branches aval et amont  
Double point the Ponants window: upstream and downstream branches

Seules seront revêtues les parties de galerie dans lesquelles les caractéristiques géologiques et géotechniques seront estimées insuffisantes.

Au stade du projet et en fonction de la connaissance actuelle du massif, le pourcentage attendu de revêtement de la galerie d'amenée est de 11 %.

#### 4.1.2 Modalités de Réalisation

Le percement de la galerie est réalisé séparément sur 2 tronçons en attaque montante depuis une fenêtre intermédiaire unique située au lieu-dit «les Ponants», point bas du circuit (Fig. 3). Pour des raisons de planning, il a été retenu de réaliser le creusement à l'aide de 2 tunneliers travaillant simultanément.

La disposition des galeries au point d'attaque intermédiaire de la fenêtre des Ponants est représentée à la Fig. 4.

Les méthodes d'excavation à la fenêtre des Ponants sont les suivantes.

- Branche commune: Excavation à l'explosif de section variable de 62 à 91 m<sup>2</sup> sur une longueur de 116 m.
- Branche aval: Excavation à l'explosif pour la galerie de démarrage du tunnelier en section 38 m<sup>2</sup> sur une longueur de 103 m puis excavation au tunnelier en section 17 m<sup>2</sup> avec un rayon de 285 m sur une longueur de 317 m.

- Total length: 9,271 m
- Diameter of the tunnel boring machine rock cutter 4.70 m
- Diameter of the concreted sections: 4.20 m

In view of the expected geological properties, and the usual hydraulic criteria, a large part of the tunnel, executed by tunnel boring machine, can remain bare following the excavation. The only parts of the tunnel to be lined are those for which the geological and geotechnical properties are deemed insufficient.

At this stage of the project and based on the current knowledge of the massif, the expected percentage for the head-race lining is 11 %.

#### 4.1.2 Construction Methodology

Tunnelling is performed separately over 2 sections by ascending headings from an intermediate access gallery located at a place called "the Ponants", the lowest point of the circuit (Fig. 3). For planning purposes, it was decided to carry out the excavation using 2 tunnel boring machines working simultaneously.

The tunnel arrangement at the intermediate tunnel face of the Ponants window is represented in Fig. 4.

The excavation methodology at the Ponants access gallery is as follows:





6 Montage sur plateforme du tunnelier aval: "Rosali"  
Mounting on the downstream tunnel boring machine platform: "Rosali"

- Branche amont: Excavation à l'explosif pour la galerie de démarrage du tunnelier en section 38 m<sup>2</sup> sur une longueur de 119 m, puis excavation au tunnelier en section 17 m<sup>2</sup> avec un rayon de 250 m sur une longueur de 303 m (Fig. 5).
- Galerie d'amenée aval: La galerie d'amenée aval est forée au tunnelier sur une longueur totale de 3377 m pour une pente montante de 0,64%. Elle se développe depuis l'extrémité du tronçon de raccordement jusqu'à l'aval immédiat de la cheminée d'équilibre, au point de départ du puits blindé vertical.
- Galerie d'amenée amont: La galerie est forée au tunnelier dans le massif rocheux depuis l'extrémité de la branche amont des Ponants jusqu'à la prise d'eau sur 5665 m avec une attaque montante à 2,00%.
- Galerie de jonction amont-aval: Le tronçon de galerie de 357 m de longueur qui relie les branches amont et aval de la galerie percées au tunnelier, est excavé à l'explosif, avec une section fer à cheval de 20 m<sup>2</sup>. Elle est entièrement revêtue au béton. Sa pente descendante est également de 2%.
- Common branch: Excavation by explosives of the 62 to 91 m<sup>2</sup> variable section over a length of 116 m.
- Downstream branch: Excavation using explosives for the start tunnel of the tunnel boring machine for a section of 38 m<sup>2</sup> over a length of 103 m, followed by an excavation by the tunnel boring machine for a section of 17 m<sup>2</sup> and a radius of 285 m over a length of 317 m.
- Upstream branch: Excavation using explosives for the start tunnel of the tunnel boring machine for a section of 38 m<sup>2</sup> over a length of 119 m, followed by an excavation by tunnel boring machine for a section of 17 m<sup>2</sup> and a radius of 250 m over a length of 303 m (Fig. 5).
- Downstream headrace: The downstream headrace is drilled by tunnel boring machine over a total length of 3,377 m for an upward slope of 0.64%. It runs from the end of the connecting section until immediately downstream of the surge chamber, at the starting point of the vertical steel lined pressure shaft.
- Upstream headrace: The tunnel is drilled by tunnel boring machine in the rock massif from the upstream branch of the Ponants to the intake over 5,665 m with an ascending heading at 2.00%.
- Upstream-downstream cross tunnel: The 357 m long tunnel section which links the upstream and downstream branches of the tunnel drilled by tunnel boring machine is excavated using explosives with a 20 m<sup>2</sup> horse-shoe section. It is entirely lined in concrete. Its downward slope is 2%.

#### 4.1.3 Tunneliers

Pour le creusement des branches amont et aval, compte-tenu des caractéristiques attendues du rocher, et des options retenues pour le revêtement, le marché prévoyait la mise en œuvre de tunneliers ouverts à gripeurs (Fig. 6).

Le Groupement d'entreprises retenu a proposé la mise en œuvre de 2 tunneliers identiques conçus et fabriqués par



Herrenknecht AG. Les principales caractéristiques des machines sont données ci-après (Table 1):

Les machines sont équipées d'un érecteur de cintres, de 2 marteaux boulonneurs immédiatement derrière la tête, et d'une plateforme pour mise en œuvre de béton projeté une cinquantaine de mètres en arrière du front.

Elles permettent de réaliser des sondages à l'avancement destructifs d'une cinquantaine de mètres. Moyennant le changement de foreuse sur la glissière, des sondages carotés d'une longueur de 30 à 50 m peuvent également être mis en œuvre.

Les machines ont été successivement montées sur la plateforme extérieure et ripées sur voies au front, une fois les branches de la fenêtre des Ponants excavés. La livraison s'est effectuée en 35 colis pour chaque machine. La durée de montage sur site est de 2 mois environ (Fig. 7).

#### 4.1.4 Evacuation des matériaux

Le Groupement d'entreprises a opté pour une évacuation des matériaux à l'aide de convoyeurs.

Le cheminement des matériaux extraits sur chaque machine est assuré par un réseau de convoyeurs depuis le train suiveur secondaire jusqu'à la plate-forme extérieure où il est déversé.

Il débute par un premier convoyeur (dénommé T1 (aval ou amont) – largeur 650 mm et débit maximal 600 T/h) qui prend le relai de celui intégré au tunnelier. Il chemine ensuite en rein de la galerie suspendu à des chaînes jusqu'au magasin à bande implanté au portail de la galerie. Il se déverse ensuite dans un convoyeur commun aval-amont et chemine sur une risberme ménagée sur le merlon de protection pour déboucher sur une dernière unité qui rayonne sur un chemin de roulement afin de le distribuer en cordon.

#### 4.1.3 Tunnel Boring Machines

For the excavation of the upstream and downstream branches, taking into account the expected characteristics of the rock, and the options chosen for the lining, the contract included the setting up of the open gripper tunnel boring machines (Fig. 6).

The selected Consortium of contractors proposed using 2 identical tunnel boring machines designed and built by Herrenknecht AG. The main characteristics of the machines are given below (Table 1):

The machines are fitted with a steel rib erector, 2 bolt hammers right behind the head, and a platform to spray the shotcrete at 50 m behind the tunnel face.

They enable 50 m destructive survey drillings to be carried out while advancing. By changing the drill on the slide rails, core samples, drillings with a length of 30 to 50 m can also be taken.

Once the branches to the Ponants access gallery were excavated, the machines were successively mounted on the outer platform and sent down the tracks to the tunnel face. The delivery was carried out with 35 packages for each machine. The duration of on-site assembly is about 2 months (Fig. 7).

#### 4.1.4 Disposal of Materials

The Consortium of contractors has opted to use conveyors for the disposal of materials.

The flow of materials extracted on each machine is ensured by a network of conveyors from the secondary backup train to the outer platform where it is discharged.

It starts with a first conveyor (called T1 (downstream or upstream) – width 650 mm and maximum flow 600 t/h), which

Type		Grippeur roche dure/Hard rock gripper
Longueur totale/Total length	[m]	210
Masse/Mass	[t]	634
Diamètre de perforation/Perforation diameter	[mm]	4700
Poussée sur la tête/Pressure at the head	[t]	1425
Puissance à la tête/Output at the head	[kW]	2100 (6 moteurs électriques/ electric motors x 350 kW)
Puissance totale de la machine/Total output of the machine	[kW]	3000 (environ)
Vitesse de rotation/Rotation speed	[t/mn]	0–12
Course de forage/Borehole run	[mm]	1800
Rayon de courbure minimum/Minimum curvature radius	[m]	250
Couple moteur/Engine torque	[kNm]	2100
Molette Nombre/Roller bits Number	[inch]	19, 17 simples/singles, 4 doubles

Table 1 Principales caractéristiques des machines tunneliers

Table 1 Main characteristics of the tunnel boring machines



7 Ripage de Rosali depuis la plateforme vers la fenêtre des Ponants  
*Ripage de Rosali from the platform towards the Ponants window*

Ces derniers d'une largeur de bande de 800 mm, autorisent un débit maximal de 900 T/h.

#### 4.1.5 Circulation en galerie

Le Groupement d'entreprises a retenu l'utilisation de train sur pneus pour assurer la circulation et l'approvisionnement en galeries. Ces matériels, d'une vitesse maximal à vide de l'ordre de 15 km/h, sont dimensionnés de façon à s'introduire sous le back-up secondaire jusqu'au « pont de transition » avec le back-up primaire, où les charges peuvent être reprises par des palans.

#### 4.1.6 Installations extérieures

Le site des installations extérieures était contraint dès l'origine (faible largeur disponible, présence de lignes électriques d'évacuation d'énergie). Elle permettait cependant de stocker de façon provisoire ou définitive la totalité des matériaux extraits lors du creusement de la galerie. La zone avait été préalablement sécurisée à l'aplomb de l'entrée de galerie, par de lourds travaux préliminaires de traitement de la falaise surplombante. Des résultats de mesures d'auscultation (mesures de déplacement) sur un compartiment en falaise au dessus de la zone de mise en dépôt des matériaux, mettant en évidence des mouvements irréversibles significatifs, ont contraint, au printemps 2012, à revoir la sécurisation du site et l'agencement des installa-

takes over from the integrated one of the tunnel boring machine. It then travels along the tunnel suspended from chains to the storage setup at the entrance to the tunnel. It subsequently discharges into a common upstream-downstream conveyor and travels on a berm on top of the dyke protection and leads to a final unit which radiates on a track in order to distribute it by belt. With a band width of 800 mm, this allows for a maximum output of 900 t/h.

#### 4.1.5 Tunnel Traffic

The Consortium of contractors has chosen to use trains on tires for the traffic and supply in the tunnels. This equipment, travelling at a maximum empty speed of around 15 km/h, is designed to enter under the secondary backup until the "transition bridge" with the primary backup, where the loads can be taken by the overhead hoists.

#### 4.1.6 External Facilities

The site of the external facilities was constrained from the outset (small available width, presence of transmission lines). However, it did allow for the temporary or permanent storage of all materials excavated during the excavation of the tunnel. The area had been made safe right at the entry to the tunnel through major preliminary works carried out on the overhanging cliff. Results of monitoring (displacement measurements of a huge rock block) on the cliff above the area for stockpil-

tions. Un merlon de protection a dû être défini et construit, préalablement à l'excavation de la fenêtre des Ponants et au montage des tunneliers à l'extérieur. Suite à des orages très violents, ayant provoqué des écoulements de laves torrentielles, un complément à cet merlon a dû être défini et construit à l'hiver 2013–2014. De ce fait, le site ne permet plus de stocker qu'une quantité limitée des matériaux extraits.

#### 4.1.7 Valorisation des matériaux

Le Groupement d'entreprise en charge des travaux s'était engagé à valoriser 70% a minima des matériaux extraits. Compte-tenu de l'évolution de la zone d'installation et de stockage des matériaux, suite à la construction du merlon de protection, c'est désormais la quasi-totalité des matériaux qui doivent être évacués au »fil de l'eau«.

#### 4.1.8 Conséquence des évolutions de la zone d'installation sur le planning des travaux

La construction du premier merlon de protection au printemps – été 2012 a eu pour conséquence de différer la date de réalisation de la fenêtre des Ponants et de mise en service des tunneliers.

Les événements météorologiques de l'été 2013 ont ensuite conduit à un arrêt des excavations, alors que les tunneliers, engagés dans les courbes d'entrée des branches aval et amont peinaient à prendre leur rythme de croisière.

La décision de mettre en œuvre 2 tunneliers au lieu d'un seul pour creuser les 9,3 km de galerie permet cependant à ce jour de limiter l'impact sur le planning global, le chemin critique d'origine du planning de construction de l'aménagement passant par la construction de la centrale souterraine.

### 4.2 Cheminée d'équilibre

#### 4.2.1 Caractéristiques

Le circuit hydraulique comporte une cheminée d'équilibre verticale débouchant à l'air libre (Fig. 8).

Le pied de la cheminée est raccordé latéralement à la galerie d'amenée via une galerie longue de 30 m environ, équipée d'un diaphragme. Les caractéristiques géométriques de la cheminée d'équilibre sont les suivantes:

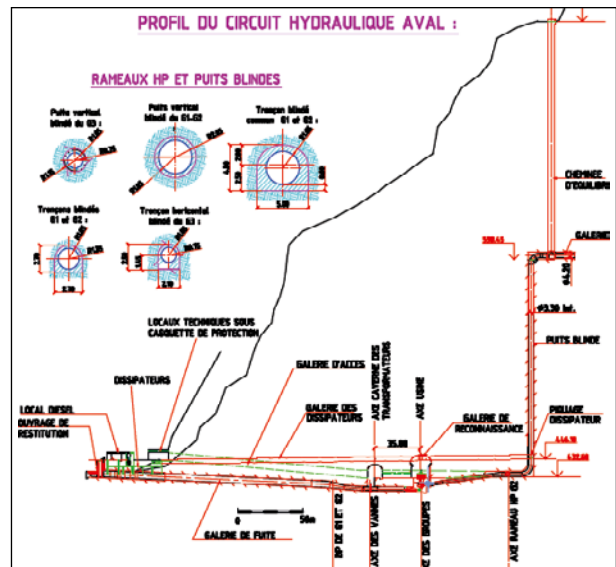
- hauteur totale de la cheminée: env. 180 m
- diamètre d'excavation: 5,50 m
- intrados du fût: 5,00 m
- diaphragme: 1,65 m

L'ouvrage est entièrement revêtu (anneaux de béton de 25 cm d'épaisseur).

### 4.3 Conduite forcée avec puits blindé

#### 4.3.1 Caractéristiques

De l'amont vers l'aval, la conduite forcée de la chute est constituée des ouvrages suivants:



8 Profil du circuit hydraulique aval  
Profile of the downstream hydraulic circuit

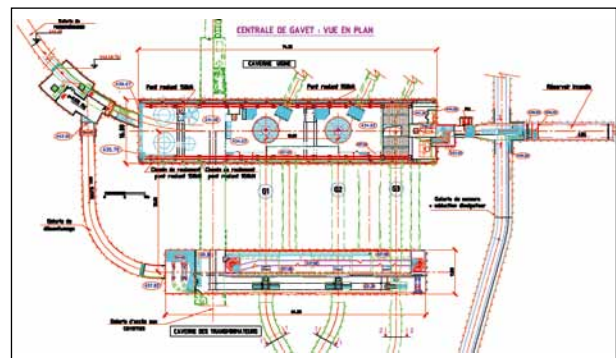
ing materials highlighted significant irreversible movements and in the spring of 2012 made it necessary to review the site's safety and the layout of the facilities. A protection dyke had to be designed and built prior to excavating the Ponants access tunnel and assembling the tunnel boring machines outside. Following very violent storms resulting in mudslides, an addition to this dyke protection had to be designed and built during the winter of 2013 to 2014. Therefore, the site can only store a limited amount of excavated materials.

#### 4.1.7 Recovery and Recycling of Materials

The Consortium of contractors responsible for the works has committed itself to recovering and recycling at least 70% of the excavated material. Due to the development of the installation and storage of materials area, almost all the materials must now be continuously removed following the construction of the protective dyke.

#### 4.1.8 Impact of the Changes in the Installation Area on the Work Schedule

Construction of the first dyke between the spring and summer 2012 had the effect of delaying the completion date for



9 Vue en plan de la centrale  
Plan view of the power plant



- un convergent d'axe horizontal, blindé de 4,20 m à 3,30 m de diamètre,
- un coude dans le plan vertical à 90°,
- un puits blindé vertical de diamètre intérieur 3,30 m et de hauteur 163 m, excavé en diamètre 4,40 m,
- un collecteur horizontal blindé se raccordant sur le puits par un coude dans le plan vertical à 90°,
- une «culotte» blindée assurant la séparation du circuit d'amenée en 2 rameaux haute pression de 2,10 m de diamètre. Ces rameaux inclinés à 14,4%, sont excavés en diamètre 2,70 m (section fer à cheval) sur une longueur unitaire d'environ 35,00 m.

La conduite forcée est entièrement bloquée au rocher par du béton. En partie inférieure, le puits comporte un piquage à 90° vers une conduite forcée – de 2,05 m de diamètre – qui alimente les dissipateurs d'énergie placés à l'extérieur.

### 4.3.2 Modalités de réalisation

Les ouvrages verticaux seront réalisés au raise-borer, en excavation pleine section.

## 4.4 Centrale souterraine

### 4.4.1 Situation et accès

L'accès à la centrale souterraine de Romanche-Gavet est situé en face de la centrale existante de Pierre Eybesse. Une galerie de 155 m de longueur avec une pente descendante de 9% donne l'accès à la centrale souterraine, à partir d'une plate-forme extérieure située en rive droite de la Romanche. La centrale souterraine de Romanche-Gavet est constituée de deux cavernes (Fig. 8, 9):

- La caverne principale de l'usine
- La caverne des transformateurs

### 4.4.2 Caverne principale de l'usine

La caverne principale de l'usine abrite:

- deux vannes sphériques de diamètre 1,35 m,
- deux turbines Francis à axe vertical de 47 MW de puissance nominale,
- deux alternateurs de puissance nominale 54 MVA,
- un pont roulant de service courant de capacité 150 kN,
- un pont roulant pour la manutention des pièces lourdes de capacité 950 kN,
- les auxiliaires mécaniques et électriques associés (exhaure, refroidissement, ventilation/désenfumage, etc.).

La caverne rocheuse a les dimensions suivantes :

Longueur 74,20 m, largeur 16 m au droit du pont et 14,5 m au niveau de la plate-forme de montage. La hauteur de la caverne entre le point central de la voûte (de forme elliptique) et le point le plus bas du puits d'exhaure est de 35,6 m.

L'organisation générale de la caverne de l'usine est la suivante:

- la plage de montage est située en rive droite, au débouché de la galerie d'accès



10 Caverne principale – Phase 1 des terrassements  
Main cavern – Phase 1 of the groundworks

the Ponants access tunnel and putting into service the tunnel boring machines.

Weather events in the summer of 2013 then led to a halt in the excavations, whereas the tunnel boring machines deployed in entry curves of the upstream and downstream branches struggled to progress at their full pace.

However, the decision to employ 2 tunnel boring machines instead of 1 to excavate the 9.3 km of tunnel limits the impact on the overall schedule, as the critical path of the original construction schedule passes through the construction of the underground power plant.

## 4.2 Surge shaft

### 4.2.1 Characteristics

The hydraulic circuit comprises a vertical surge chamber open to the open air (Fig. 8).

The toe of the surge shaft is connected laterally to the headrace via an approx. 30 m long tunnel fitted with a diaphragm. The geometrical properties of the surge shaft are as follows:

- total height of the chimney: approx. 180 m
- excavation diameter: 5.50 m
- internal diameter of the shaft: 5.00 m
- diaphragm: 1.65 m

The structure is entirely lined (25 cm thick concrete segments).

## 4.3 Penstock with Steel lined Pressure Shaft

### 4.3.1 Characteristics

From upstream to downstream, the penstock of the hydraulic head consists of the following structures:

- a horizontal convergent axis, steel lined from 4.20 to 3.30 m in diameter,
- a 90° elbow joint in the vertical plain,

- les 2 groupes verticaux occupent la partie centrale de la caverne
- les locaux d'exploitation sont situés en rive gauche, du côté opposé à la galerie d'accès

L'usine est équipée de 2 ponts roulants circulant sur 2 chemins de roulement longitudinaux, ce qui permet de desservir la quasi-totalité de la surface.

Compte-tenu de la bonne qualité du rocher, la voûte ne fait pas l'objet d'un revêtement béton armé, mais d'un confortement passif constitué de boulons, grillage et béton projeté.

Une contre-voûte métallique permet la collecte des venues d'eau.

### 4.4.3 Caverne des transformateurs

Cette caverne, située 35 m d'axe en axe à l'aval de la caverne principale, accueille principalement:

- les transformateurs 63 kV,
- les vannes aval des groupes,
- le poste d'évacuation d'énergie.

La caverne a les dimensions suivantes:

Longueur 64,8 m, largeur 11 m. La voûte a une forme elliptique en calotte.

La caverne est revêtue d'un béton projeté de 15 cm d'épaisseur mis en place sur un treillis métallique.

Le chemin de roulement du semi portique de 20 t est supporté côté aval de la caverne par une poutre longitudinale accolée au rocher et côté amont par le mur longitudinal faisant office d'écran protecteur devant les 2 transformateurs.

- a 3.30 m diameter and 163 m high vertical steel lined pressure shaft excavated to a diameter of 4.40 m,
- a horizontal steel lined pipe connecting the shafts with a 90° elbow joint in the vertical plain,
- a steel lined "fork" ensuring the separation of the intake circuit into two 2.10 m diameter high pressure interconnecting tunnels. These interconnecting tunnels sloped at 14.4% are excavated with a 2.70 m diameter (horse-shoe section) over a single length of approx. 35.00 m.

The penstock is entirely locked on to the rock by concrete. At the bottom, the shaft has a 90° connection to a penstock – 2.05 m in diameter – which supplies the energy-dissipating device placed outside.

### 4.3.2 Construction Methodology

The vertical structures will be carried out using a raise-borer for full sectioned excavation.

## 4.4 Underground Power Plant

### 4.4.1 Location and Access

Access to the Romanche-Gavet underground power plant is located opposite to the existing Pierre-Eybessé power plant. A 155 m long tunnel with a downward slope of 9% provides access to the underground power plant, from an outdoor platform located on the right bank of the Romanche. The Romanche-Gavet underground power plant consists of 2 caverns (Fig. 8, 9):

- The main power plant cavern
- The transformers cavern

### 4.4.2 Main cavern of the power plant

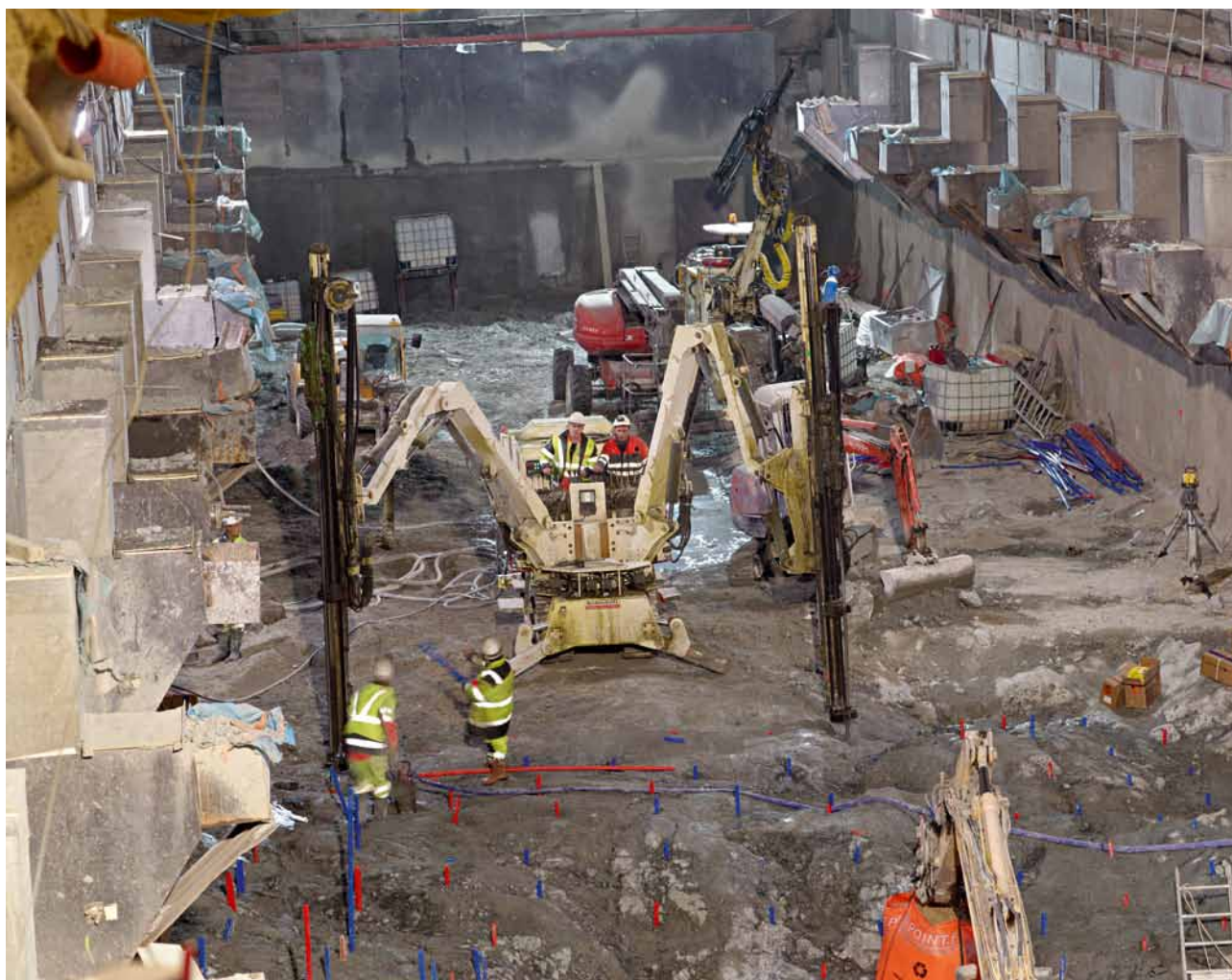
The main power plant cavern shelters:

- two 1.35 m diameter spherical gates,



11 Caverne principale – Phase 2 des terrassements  
Main cavern – Phase 2 of the groundworks





12 Caverne principale – Phase 3 des terrassements  
Main cavern – Phase 3 of the groundworks

Deux galeries techniques permettent de faire cheminer l'ensemble des réseaux dédiés aux groupes 1 et 2 entre la caverne principale de l'usine et la caverne des transformateurs.

Une troisième galerie, à l'extrémité rive gauche de la caverne des transformateurs, rejoint la caverne principale, procurant ainsi un accès de circulation et de secours.

#### 4.4.4 Mesures conservatoires pour l'ajout ultérieur éventuel d'un troisième groupe

Les dispositions suivantes sont intégrées dans le projet à titre conservatoire, pour permettre l'ajout ultérieur d'un 3ème groupe (G3) et de son environnement (auxiliaires, réseau de câbles, vannerie amont/aval, transformateur dédié, etc.), sans avoir recours à de nouvelles excavations:

- réservation d'un emplacement en rive gauche de l'usine, entre le groupe 2 et les locaux d'exploitation,
- réservation d'un emplacement dans la caverne des transformateurs,
- excavation et blindage d'un rameau haute-pression raccordé à angle droit sur la conduite des dissipateurs,

- two vertical axis Francis turbines with a rated capacity of 47 MW,
- two alternators with a rated capacity of 54 MVA,
- a service overhead travelling crane with a capacity of 150 kN,
- an overhead travelling crane with a capacity of 950 kN for handling heavy pieces,
- the associated mechanical and electrical auxiliaries (dewatering, cooling, ventilation/smoke extraction, etc.).

The rocky cavern has the following dimensions: Length 74.20 m, width 16 m to the EOT crone level and 14.5 m at the level of the assembly platform. The height of the cavern between the centre point of the crown (elliptical shape) and the lowest point of the dewatering shafts is 35.6 m.

The general organisation of the power plant is as follows:

- the assembly bay is located on the right bank, at the opening of the access tunnel
- the 2 vertical generators occupy the central part of the cavern
- the operating premises are located on the left bank on the opposite side of the access tunnel



- excavation du rameau basse pression et blindage d'extrémité,
- fourniture de fonds pleins.

### 4.4.5 Modalités de réalisation

Les cavernes et ouvrages aval souterrains sont intégralement excavés en méthode traditionnelle à l'explosif.

Une galerie de reconnaissance de petite section, réalisée en 1998, et calée en partie haute de la caverne principale, a permis de donner le premier accès à la zone de la caverne principale. C'est par cette galerie qu'on été évacués, à partir de juin 2012, les matériaux extraits lors de la première phase d'excavation. Une branche a été creusée en direction de la caverne des transformateurs.

Parallèlement à l'excavation de cette première phase, la galerie d'accès à la centrale, d'une longueur de 200 m environ était réalisée. Un puits de jet de matériaux a été foré dès son achèvement pour permettre l'évacuation des matériaux, non plus par la galerie de reconnaissance, de gabarit limité et de 850 m de longueur, mais par la galerie principale d'accès. Les cadences d'évacuation des matériaux ont ainsi pu être sensiblement augmentées.

Les différentes phases d'excavation de la caverne principale de l'usine sont représentées à la Fig. 13:

1. Niveau 448.75 à 443.80 – 4480 m<sup>3</sup> en place

Elargissement à partir de la galerie de reconnaissance puis abattage pleine section de l'ensemble de la voûte. Le marinage est évacué par la galerie de reconnaissance (longueur 850 m) (Fig. 10).

1b. bis Réalisation du puits de jet = jonction entre caverne et galerie d'accès.

2. Niveau 443.80 à 439.35 – 4460 m<sup>3</sup> en place

Approfondissement depuis le tympan RD, abattage partie centrale puis banquettes amont/aval – Marinage évacué par puits de jet et galerie d'accès (Fig. 11).

2b. bis: Réalisation d'un pré-découpage général de la caverne sur des hauteurs variable de 8 ml à 21 ml.

2c. ter: Phase de Génie Civil pour la réalisation des corbeaux des ponts roulants.

3. Niveau 439.35 à 431.16 – 8100 m<sup>3</sup> en place

Approfondissement par 3 tranches successives de 2,50 m de hauteur – évacuation du marinage par puits de jet et directement par galerie d'accès (Fig. 12).

4. Niveau 431.16 à 424.00 – 5100 m<sup>3</sup> en place

Approfondissement par 3 tranches successives de 2,30 m de hauteur – évacuation du marinage par la galerie d'accès.

The plant is fitted with 2 overhead cranes travelling along 2 longitudinal tracks which allow nearly all the surface to be serviced.

Given the good quality of the rock, the crown does not receive a concrete lining, but a passive reinforcement consisting of bolts, mesh reinforcement and shotcrete.

An inverted steel arch allows to collect water ingress.

### 4.4.3 The Transformers Cavern

This cavern, located 35 m centre to centre downstream of the main cavern, mainly houses the following:

- 63 kV transformers,
- downstream gates of the units,
- the switchyard.

The cavern has the following dimensions:

64.8 m long, 11 m wide. The crown has an elliptical shape at the top heading.

The cavern is lined with a 15 cm shotcrete on wire mesh reinforcement.

The tracks of the 20 t half-gantry crane is supported on the upstream side of the cavern by a longitudinal beam fixed to the rock and on the downstream side by the longitudinal wall acting as a protective screen in front of the 2 transformers.

Two technical galleries enable all the networks dedicated to generators 1 and 2 to run between the main cavern of the plant and transformers cavern.

A third tunnel at the end of the left side of the transformers cavern connects the main cavern, thus providing access for traffic and emergencies.

### 4.4.4 Anticipated measures to add a third unit at a later Date

The following provisions are included in the project as a precaution to allow for the future addition of a third unit (G3) and its environment (auxiliaries, cable network, upstream/downstream metallic frames, dedicated transformer, etc.), without resorting to new excavations:

- reserved place on the left bank of the plant, between generator 2 and the operating premises,
- reservation of a place in the transformers cavern,
- excavation and steel lining of a high pressure interconnecting tunnel joined at 90° to the pipe of the energy-dissipating device,
- excavation of the low pressure interconnecting tunnel and steel lining of the end,
- solid floors.

### 4.4.5 Construction Methodology

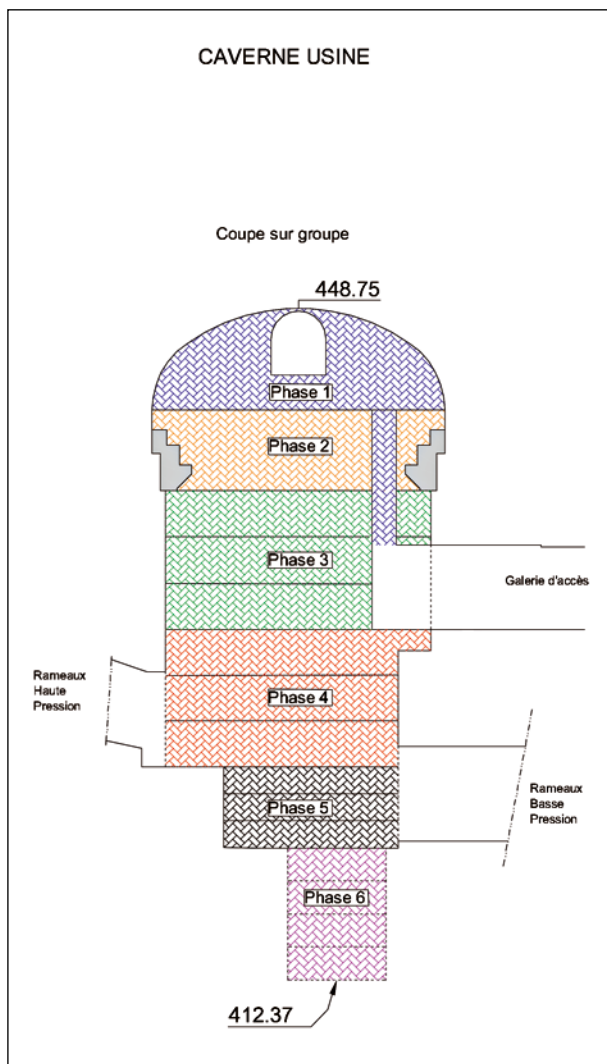
The cavern and downstream underground structures are fully excavated using traditional methods employing explosives.

5. Niveau 424.00 à 418.22 – 2100 m<sup>3</sup> en place  
Approfondissement par 2 tranches successives de 2 m de hauteur puis réglage des fosses de groupes (420–418) – évacuation du marinage par la galerie d'accès.

6. Niveau 418.22 à 412.37 – 300 m<sup>3</sup> en place  
Pré-découpage de la fosse d'exhaure sur une hauteur de 8 m – Approfondissement par 4 tranches successives de 2 m de hauteur. Évacuation du marinage par la galerie d'accès.

Le soutènement définitif de la voûte de la caverne principale est assuré par des boulons injectés de 5 m de longueur avec une maille de 2 x 1,5 m en quinconce, complété par une couche de béton projeté armé de 100 mm d'épaisseur (Fig. 14).

Le soutènement définitif des longpans de la caverne est constitué de boulons injectés de 7 m de longueur avec une maille de 2,5 x 1,7 m en quinconce, complété par un béton projeté armé de 100 mm d'épaisseur.



13 Excavation de la caverne principale  
Excavation of the main cavern

A small sectioned exploratory tunnel excavated in 1998 and located in the high part of the main cavern provides the first access to the main cavern area. It is through this tunnel that material extracted during the first excavation phase was evacuated from June 2012. A branch was excavated towards the transformers cavern.

In parallel with the excavation of this first phase, the access tunnel to the power plant (length of approx. 200 m) was carried out. A material extraction shaft was drilled upon completion to enable the evacuation of material – not through the exploratory tunnel with its limited size and 850 m length, but through the main access tunnel. The material excavation rates have thus been considerably increased.

The different excavation phases of the main cavern of the power plant are represented in Fig. 13:

1. Level 448.75 to 443.80 – 4,480 m<sup>3</sup> in place  
Enlargement from the exploratory tunnel followed by full section excavation of the entire crown. The mucking material is evacuated through the exploratory tunnel (length 850 m) (Fig. 10).

1b: Construction of the material extraction shafts = junction between the cavern and access tunnel.

2. Level 443.80 to 439.35 – 4,460 m<sup>3</sup> in place  
Deepening from the RD tympan, excavation of the central part and then the upstream/downstream benches – Mucking material evacuated through the material extraction shafts and the access tunnel (Fig. 11).

2b: Realisation of a pre-cutting of the cavern over variable heights of 8 to 21 m.

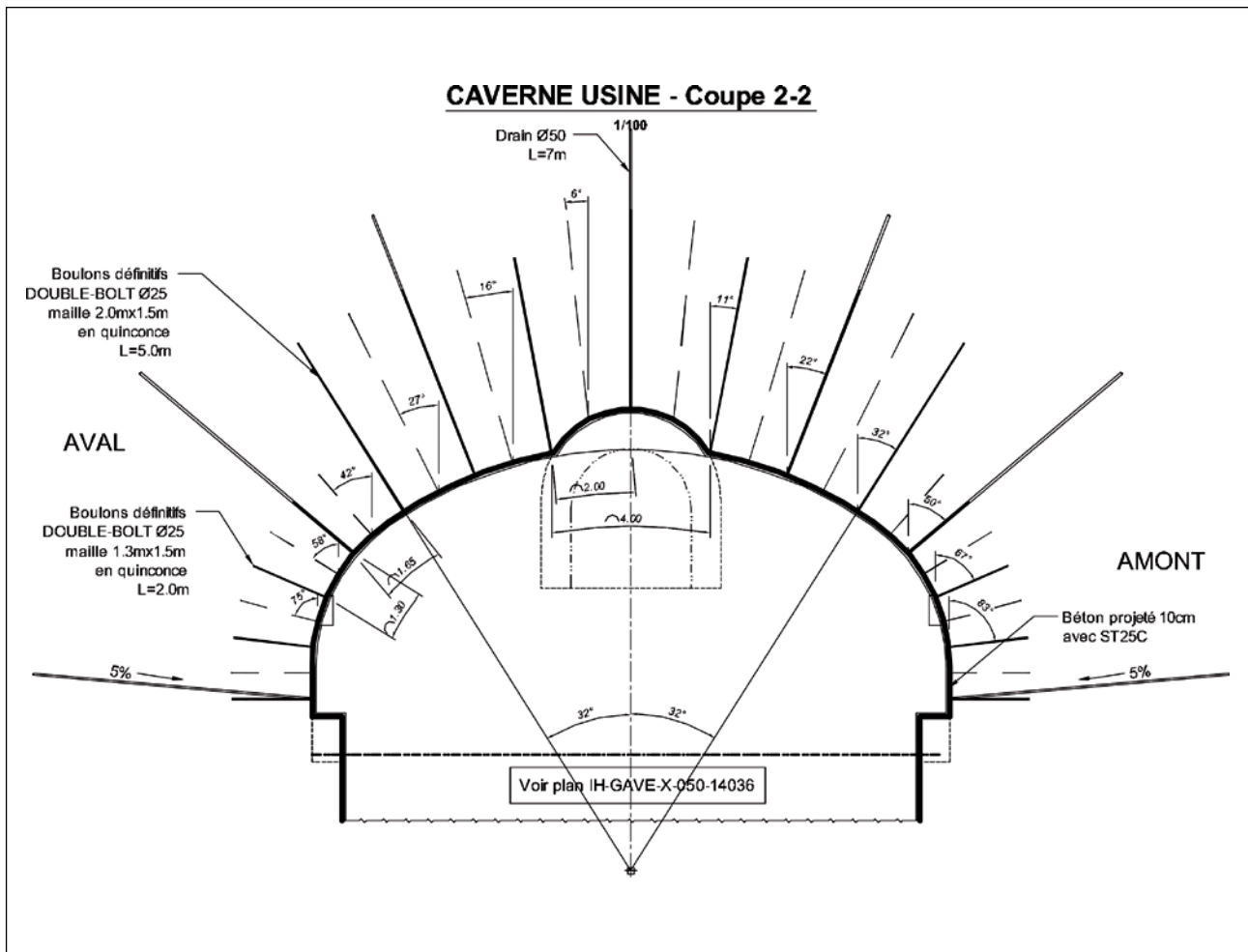
2c: Civil engineering phase for the construction of the overhead travelling crane corbels

3. Level 439.35 to 431.16 – 8,100 m<sup>3</sup> in place  
Deepening by 3 successive 2.50 m high layers – evacuation of the mucking material through the material extraction shafts and directly through the access tunnel (Fig. 12).

4. Level 431.16 to 424.00 – 5,100 m<sup>3</sup> in place  
Deepening by 3 successive 2.30 m high layers – evacuation of the mucking material through the access tunnels.

5. Level 424.00 to 418.22 – 2,100 m<sup>3</sup> in place  
Deepening by 2 successive 2 m high layers, then adjustment of the generator pits (420–418) - evacuation of mucking material through the access tunnel.

6. Level 418.22 to 412.37 – 300 m<sup>3</sup> in place  
Preexcavation of the dewatering pit over a height of 8 m – deepening by four 2 m high successive layers. Evacuation of the mucking material through the access tunnel.



14 Soutènement définitif de la caverne principale  
Final supporting structure of the main cavern

#### 4.5 Galerie de fuite

A l'aval du blindage des vannes aval, les rameaux basse pression ont une section fer à cheval de diamètre 3,0 m (déroctage 3,50 m); chaque rameau, avant son raccordement à la galerie de fuite, a une longueur de 27,50 m. La galerie de fuite commune, longue de 147 m environ, est de type fer à cheval avec une section de déroctage de 25,3 m<sup>2</sup>.

Les radiers des rameaux basse pression et de la galerie de fuite sont bétonnés; les piédroits et voûtes sont bétonnés sur les premiers 39 m des rameaux G1 et G2 et restent bruts au-delà, tout en étant recouverts si nécessaire de béton projeté.

#### Bibliographie/References

- [1] Paul Gaudron, 2010, Gavet Hydroelectric Project, a new hydroelectric scheme on the river Romanche, VGB Power Tech 9/2010
- [2] Paul Gaudron, Patrick Divoux, Vincent Peloutier, 2012, Aménagement Romanche Gavet, Présentation des ouvrages génie-civil et des premiers travaux, COGECH 5/2012

Permanent support to the crown in the main cavern is ensured by 5 m long injected bolts alternating every 2 x 1.5 m, completed with a 100 mm layer of reinforced shotcrete (Fig. 14).

Permanent support for the side walls in the main cavern is ensured by 7 m long injected bolts alternating every 2 x 1.7 m, and completed with a 100 mm layer of reinforced shotcrete.

#### 4.5 Tailrace Tunnel

Downstream of the steel lining for the downstream gates, the low pressure interconnecting tunnels have a horse-shoe section with a diameter of 3.0 m (3.50 m rock excavation); each interconnection tunnel is 27.50 m long before connection to the tailrace. The approx. 147 m long common tailrace is of the horse-shoe type with a 25.3 m<sup>2</sup> rock excavation section.

The invert levels of the low pressure interconnecting tunnels and the tailrace are concreted; the side walls and the crowns are concreted over the first 39 m of the interconnecting tunnels G1 and G2 and remain bare from there on, but covered in shotcrete if necessary.



Wolfgang Lehner, Ing., Strabag AG, Wien/A  
Wolfgang Weber, Dipl.-Ing., Jäger Bau GmbH, Schruns/A

## Koralmtunnel/A

### Logistisch komplexe Bauabwicklung des Hauptbauloses KAT2 im Spannungsfeld des Bauvertrages

Beim Hauptbaulose KAT2 des Koralmtunnels ist neben den allgemeinen technischen Anforderungen zur Errichtung der insgesamt ca. 40 km langen Tunnelstrecken dem Thema Logistik eine bedeutende Rolle beizumessen. Die Vielzahl baufortschrittbestimmender Parameter und die daraus resultierende Komplexität des Bauablaufs wirkt sich bei Abweichungen einzelner Teilleistungen unmittelbar auf den Gesamtfortschritt aus. Aufgrund der vielfach möglichen Ursachen der Leistungsbeeinflussung des äusserst sensibel reagierenden komplexen Systems wird das diesem Projekt zugrunde gelegte Gefüge aus Bauvertrag und angebotenen Ausführungskonzept entsprechend strapaziert.

## Koralmtunnel/A

### Logistical complex Execution of Construction of the main Contract Section KAT2 within the Area of Conflict posed by the Construction Contract

The subject of logistics must be accorded an important role alongside the general technical demands for the main contract section KAT2 of the Koralmtunnel for producing the altogether roughly 40 km long tunnel sections. The large number of parameters governing construction progress and the resultant complexity of the construction phase exerts a direct effect on overall progress should there be fluctuation in individual part-services. Owing to the large number of possible causes that can influence the progress of the extremely sensitively reacting complex system the structure of the construction contract and the offered execution concept upon which this project is based has been subjected to strain.

#### 1 Projektüberblick

##### 1.1 Koralmtunnel

Der Koralmtunnel ist Teil des als „Baltisch – Adriatische Achse“ bezeichneten Korridors 23 des Transeuropäischen Netzwerks (TEN). Diese östlichste Alpenquerung soll als hochleistungsfähige Eisenbahnverbindung zwischen Ostsee und oberer Adria dereinst Danzig mit Koper und dem oberitalienischen Wirtschaftsraum um Venedig und Bologna verbinden (Bild 1).

Der zur Querung der Koralpe – einem Gebirgszug mit bis zu 2000 m Höhe – notwendige Eisenbahntunnel stellt das Herzstück der Neubaustrecke zwischen Graz und Klagenfurt dar. Dieser Neubau schafft nicht nur eine leistungsfähige Bahnverbindung in den Süden Österreichs und nach Oberitalien, sondern wird auch zusätzliche wirtschaftliche Impulse in den damit besser erschlossenen Regionen setzen (Bild 2).

Der Bahntunnel mit einer Länge von annähernd 33 km ist entsprechend bahnbetrieblicher sowie sicherheits- und

#### 1 Project Overview

##### 1.1 Koralmtunnel

The Koralmtunnel represents part of Corridor 23 of the Trans-European Network (TEN) aka the “Baltic – Adriatic Axis”. This easternmost Alpine crossing is intended to connect Danzig with Koper and the Upper Italian industrial area around Venice and Bologna as a high-speed rail link between the Baltic Sea and the Upper Adriatic (Fig. 1).

The rail tunnel is required to pass through the Koralpe – a range of mountain up to 2,000 m in height – representing the core of the new rail route between Graz and Klagenfurt. This new route will create an efficient rail connection in the south of Austria and on to Upper Italy quite apart from providing additional economic impulses in the regions consequently opened up (Fig. 2).

The rail tunnel is roughly 33 km long. It is to be set up as a twin-bore system with cross-passages every 500 m and equipped with all operational and safety technical facilities.

## Tunnel de Koralm/A

Faire face à la logistique complexe dans la construction du lot principale KAT2 dans le contexte du contrat

Les deux tubes du lot principal KAT2 du tunnel de Koralm ont une longueur totale d'environ 40 km. A côté des exigences techniques générales que pose la construction, les défis logistiques représentent un élément central du projet. La progression de l'ensemble du projet dépend d'une multitude de paramètres. En cas de divergences dans l'un des différents lots de travaux, l'avancement du tunnel peut être directement affecté. Du a la complexité du projet, les causes susceptibles d'influencer la performance du système sont multiples. La structure sous-jacente à ce projet, constituée à la fois d'un contrat de construction et d'un concept proposé pour son exécution, est durement mise à l'épreuve.

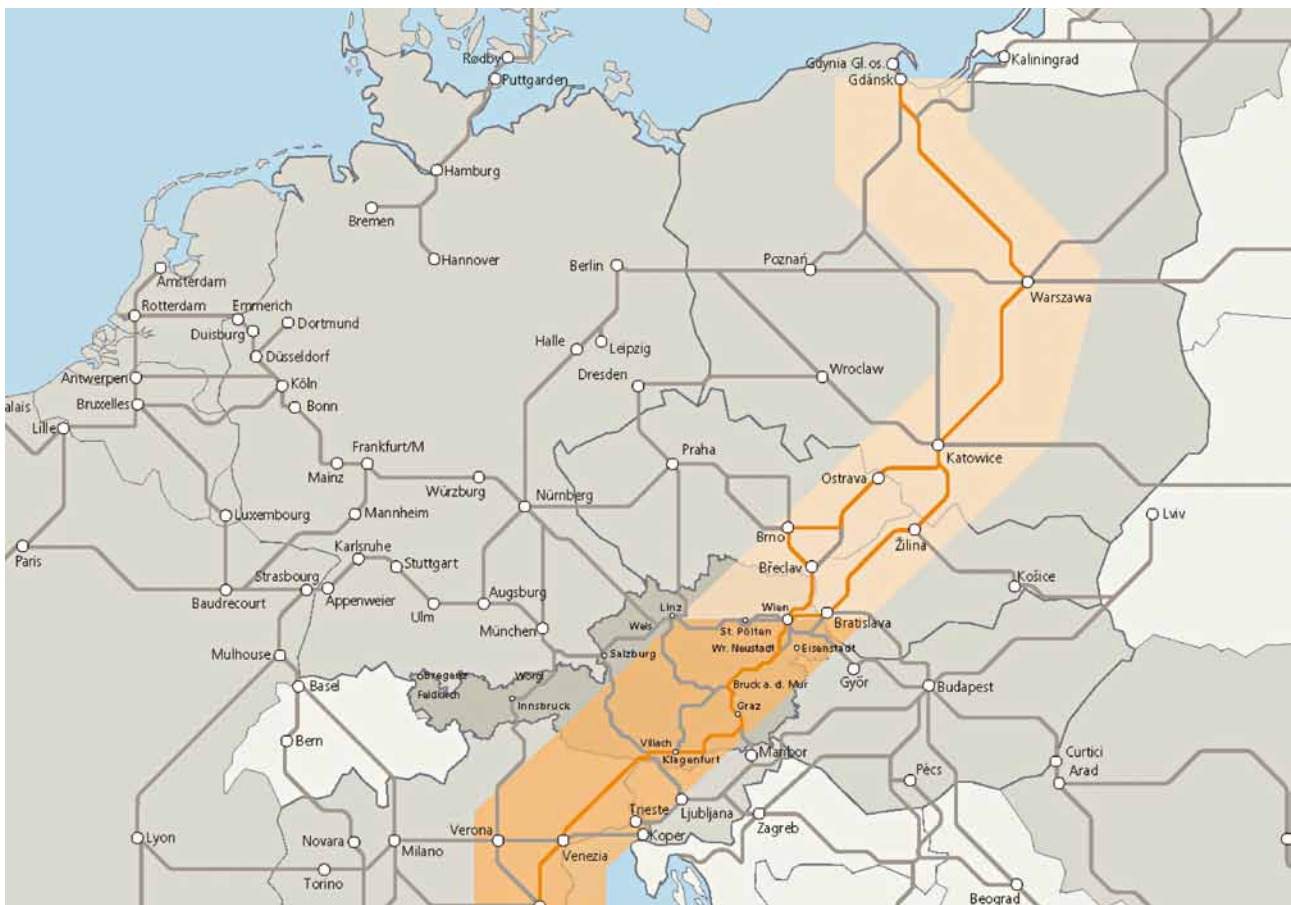
## Koralmtunnel/A

Esecuzione logisticamente complessa dei lavori del lotto principale KAT2 nel campo conflittuale del contratto di costruzione

Riguardo al lotto principale KAT2 del Koralmtunnel, oltre alle comuni esigenze tecniche richieste per la costruzione dei complessivi 40 km di galleria, va attribuita una particolare importanza anche al tema della logistica. Una numerosa quantità di parametro determina il progresso dei lavori. L'impatto di singole variazioni di questi paramenti sulle lavorazioni e immediato e influisce direttamente sul complesso programma d'avanzamento generale. A causa delle possibili variazioni che influiscono il progresso dei lavori e il complesso e sensibile sistema che reagisce estremamente a cambiamenti e il concetto su cui si basa il contratto e la esecuzione offerta viene conseguentemente aggravata la situazione.

wartungstechnischer Vorgaben als zweiröhriges System mit Querverbindungen im Abstand von 500 m vorgesehen. Die Röhren verlaufen mit bis zu 1200 m Überlagerung in

The bores run through the Koralpe with up to 1,200 m overburden and are generally set 40 m apart. The cross-passages along with the emergency halt sited in the middle of the



1 Übersicht Baltisch-Adriatische Achse (Quelle: ÖBB Infrastruktur AG, Visualisierung www.heiderklausner.at)  
Overview of Baltic-Adriatic Axis (Source: ÖBB Infrastruktur AG, Visualization www.heiderklausner.at)

einem Regelabstand von 40 m durch die Koralpe. Die Querverbindungen stellen neben der in Tunnelmitte situierten Nothaltestelle das Fluchtwegsystem für Störfälle dar. Der aus dem bahnbetrieblich benötigten Lichtraum resultierende Regelquerschnitt bedingt einen Ausbruchdurchmesser von ca. 10 m (Bild 3).

Die geologischen Rahmenbedingungen sind geprägt vom zentralen Kristallinkomplex der Koralpe, im Wesentlichen bestehend aus Glimmerschiefer sowie fein- und grobkörnigen Gneisen, flankiert von den Sedimentdecken des Weststeirischen Beckens im Osten und dem Lavantaler Becken im Westen, welche jeweils auf eine Länge von ca. 4 km durchörtert werden müssen.

Die tunnelbautechnisch kritischen Bereiche wurden vor Beginn der Hauptbauarbeiten mittels Erkundungstunnel und -schächten gesondert untersucht. An der Westflanke der Koralpe sollte die geologische und hydrogeologische Beschaffenheit des Lavantaler Störungssystems erkundet werden, an der Ostflanke stellte der Übergang der Sedimente des Weststeirischen Beckens hin zum Kristallinstock der Koralpe einen genauer zu untersuchenden Abschnitt dar (Bild 4).

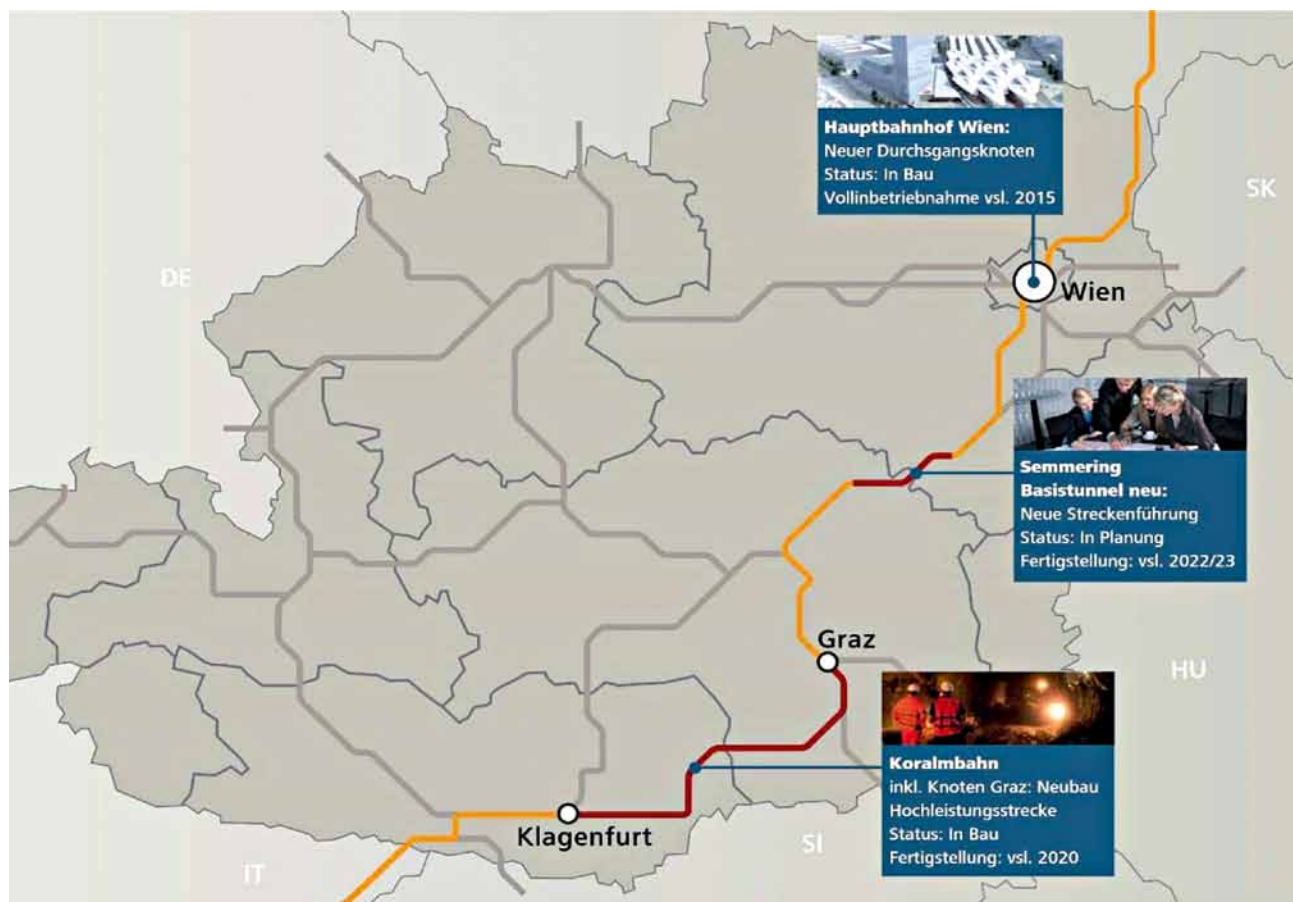
Die ausgeführten Erkundungsbauwerke im Leibenfeld auf Steirischer Seite sowie die Massnahmen in Mitterpichling

tunnel form the evacuation system should incidents occur. The standard cross-section resulting from the clearance area required for the rail technology calls for an excavated diameter of approx. 10 m (Fig. 3).

The geological marginal conditions are characterized by the Koralpe central Crystalline complex, by and large consisting of mica slates as well as fine and coarse gneisses, flanked by the sedimentary layers of the West Styrian Basin the east and the Lavantal Basin in the west, each of which must be penetrated over a length of some 4 km.

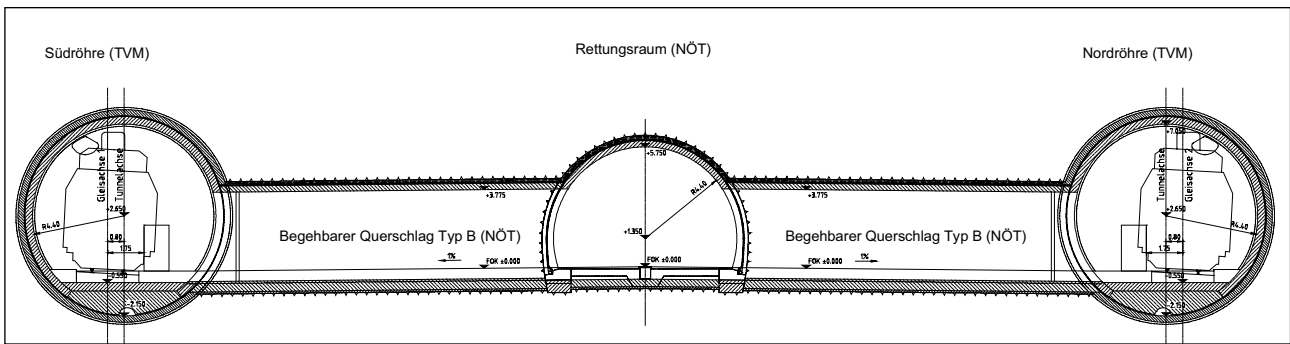
The critical sections for tunnelling were separately investigated prior to the main construction activities by means of exploratory tunnels and shafts. The geological and hydrogeological nature of the Lavantal fault system at the west flank of the Koralpe had to be examined whilst on the east flank the transition from the West Styrian Basin sediments to the crystalline intrusions of the Koralpe had to be scrutinized more closely (Fig. 4).

The exploratory sections that were executed at Leibenfeld on the Styrian side as well as the measures in Mitterpichling and Paiersdorf on the Kärnten side extensively codetermined and influenced the subsequent division and conception of the individual construction sections.



2 Österreichische Schlüsselprojekte am baltisch-adriatischen Korridor (Quelle: ÖBB Infrastruktur AG)  
Austrian key projects in the Baltic-Adriatic Corridor (Source: ÖBB Infrastruktur AG)





3 Regelquerschnitt Koralmtunnel im Bereich der Nothaltestelle  
Standard cross-section at the emergency halt

und Paierdorf auf Kärntner Seite haben die spätere Unterteilung und Konzeption der einzelnen Bauabschnitte maßgeblich mitbestimmt und beeinflusst.

### 1.2 Hauptbaulos KAT2

Der zentrale Abschnitt des Koralmtunnels, das ca. 20 km lange Hauptbaulos KAT2, wird inmitten des vergleichsweise dicht besiedelten Leibensfelds nahe Deutschlandsberg von einem etwa 60 m tiefen Schacht aus erschlossen. Über den hier eingerichteten Anschluss an das Schienennetz der Graz-Köflacher-Bahn können die für den Baubetrieb notwendigen An- und Abtransporte von Massengütern möglichst umweltverträglich per Bahn durchgeführt werden.

Die notwendigen Grundstückseinlösen für die Baustelleneinrichtungsfläche sowie für die Deponierung wurden vorgängig vom Auftraggeber erwirkt und die Errichtung der Anschlussbahn wurde ebenso durch eine Vorabmassnahme bewerkstelligt (Bild 5).

Das Baulos umfasst neben der Errichtung der beiden Streckenröhren und den dazugehörigen Querschlägen den

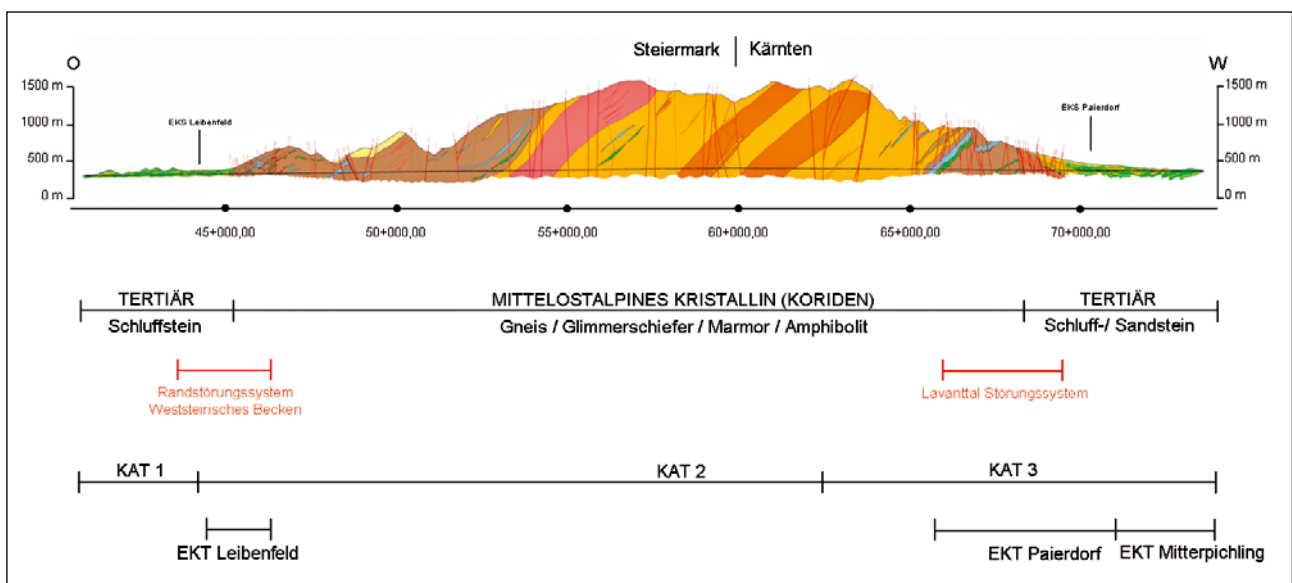
### 1.2 Main Contract Section KAT2

The central section of the Koralm Tunnel, the roughly 20 km long KAT2 main contract section is developed from an approx. 60 m deep shaft in the centre of relatively densely populated Leibensfeld close to Deutschlandsberg. The supply and removal of bulk goods needed for construction operations can be undertaken by largely environmentally friendly means via the link with the Graz-Köflacher railway network set up here.

The necessary property claims for setting up the construction site installation yard as well as for dumping purposes were regulated in advance by the client and the connecting link was also established by means of an advance measure (Fig. 5).

The contract section embraces the excavation and lining of the approx. 900 m long emergency halt as well as the production of the 8 km long access route on the Styrian side along with the 2 running tunnels and the relevant cross-passages.

The excavation activities around the quaternary sediments are to be executed with shotcrete. On the other hand, the



4 Geologischer Längsschnitt und Bauabschnitte (Quelle: ÖBB Infrastruktur AG)  
Geological longitudinal section and construction sections (Source: ÖBB Infrastruktur AG)

Ausbruch und Ausbau der ca. 900 m langen Nothaltestelle sowie den Bau der 8 km langen Zulaufstrecke auf Steirischer Seite.

Die Ausbrucharbeiten im Bereich der quartären Sedimente sind in Spritzbetonbauweise durchzuführen. Dagegen wird der überwiegende Teil des Kristallins als mechanischer Vortrieb mittels Schildmaschinen in Verbindung mit einer Tübbingauskleidung ausgeführt. Die für die untertägige Montage erforderlichen Kavernen sind entsprechend den Anforderungen des Unternehmers herzustellen. Diese Kaverne wie auch der 60 m tiefe Bauschacht dienen als reine Bauhilfsmassnahme und werden nach Abschluss der Bautätigkeiten wieder verfüllt werden – eine Nutzung für den späteren Bahnbetrieb ist nicht vorgesehen.

## 2 Technisches Konzept und Bauablauf

### 2.1 Ausschreibungskonzept

Rund um die vorgängig erwähnten Eckpunkte wie Bauloseinteilung, geologische Situation und lokale Platzverhältnisse musste bei der Erstellung des Baukonzeptes auf eine Vielzahl weiterer Randbedingungen Rücksicht genommen werden.

Zentrale Bedeutung für die Konzeption der Baustelleneinrichtung kommt der Zugänglichkeit über einen 60 m tiefen Bauschacht sowie einen ebenso tiefen Lüftungsschacht zu. Sämtliche Massenströme aus Ver- und Entsorgung müssen über diesen Schacht bewerkstelligt werden. Dies betrifft neben der Anlieferung von Tübbing, Perlkies, Verfüllmörtel sowie Versorgungsleitungen und Gleismaterial vor allem auch die Förderung des Ausbruchmaterials.

major portion of the Crystalline is to be driven by mechanized means using shield machines in conjunction with a segmental lining. The caverns needed for underground assembly are to be produced in accordance with the contractor's requirements. These as well as the 60 m deep construction shaft are to serve as a pure ancillary construction measure and will be backfilled after construction measures are completed – it is not intended to utilize them for the subsequent rail operations.

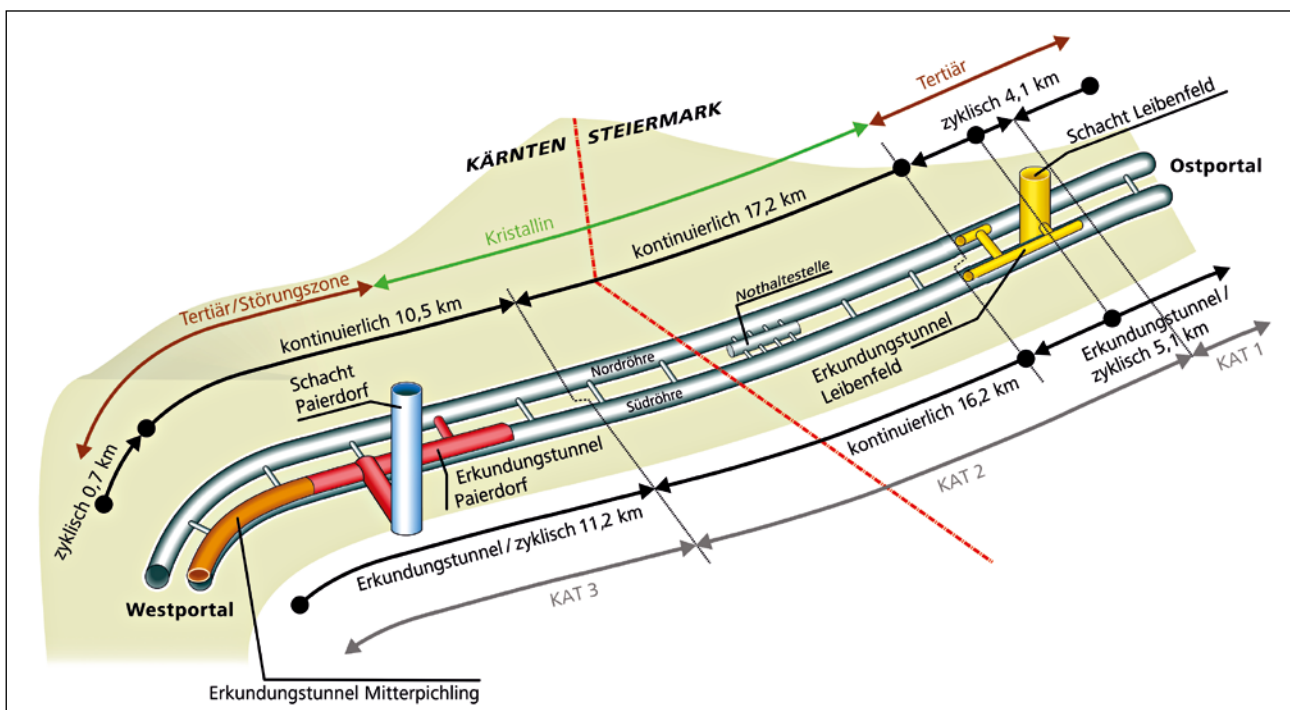
## 2 Technical Concept and Construction Cycle

### 2.1 Tendering Concept

During the compilation of the construction concept a large number of further general conditions had to be considered in addition to the previously mentioned aspects relating to contract section division, the geological situation and local spatial conditions.

Accessibility via a 60 m deep construction shaft as well as an equally deep ventilation shaft is of central importance for the conception of the construction site installation. All measures relating to supply and disposal must be executed via this shaft. This applies first and foremost to the removal of the excavated material quite apart from supplying the segments, pearl gravel, filling mortar as well as delivery lines and track material.

Removal of the prevailing amounts of water from the construction sectors as well as the rock takes place at a relatively early construction phase after the breakthrough to the eastern contract section KAT1 via gutters or pipelines.



5 Überblick über die einzelnen Baulose des Koralmtunnels (Quelle: ÖBB Infrastruktur AG)  
Overview of the individual contract sections for the Koralmtunnel (Source: ÖBB Infrastruktur AG)

Die Ableitung der anfallenden Wassermengen aus den Bau-bereichen sowie dem Gebirge erfolgt in einer relativ frühen Bauphase nach erfolgtem Durchschlag zum östlichen Baulos KAT1 über ein Gerinne bzw. Rohrleitungen.

Bei der Konzeption des Massenmanagements sind die unterschiedlichen Verwertungsmöglichkeiten des an verschiedensten Stellen anfallenden Ausbruchmaterials zu berücksichtigen. Die insgesamt über 8 Mio. t Ausbruchmaterial sind nach Eignung zu sortieren und zwischen- bzw. endzulagern, sofern diese nicht direkt verarbeitet werden können. Folgende Verwertungsmöglichkeiten sind vorgesehen:

- Gewinnung von Betonzuschlagstoff
- Verwendung als Schüttmaterial für die Erdbaumassnahmen der freien Strecke
- Enddeponierung im unmittelbaren Baustellenbereich
- Abtransport per Bahn und Endlagerung auf einer Deponie eines Dritunternehmers

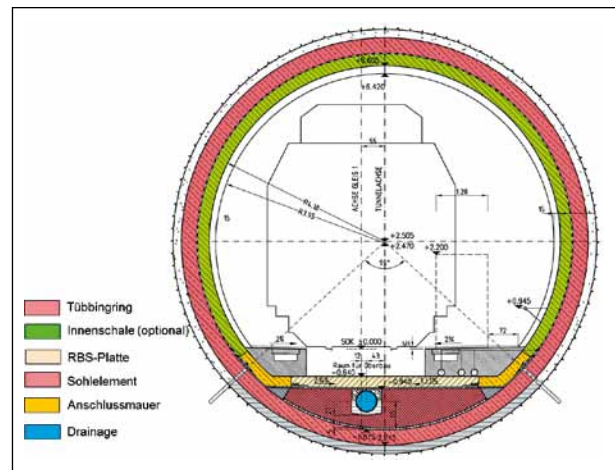
Erwähnenswert im Zusammenhang mit der Materialbewirtschaftung ist die bestehende vertragliche Verpflichtung des AG mit dem mehrheitlichen Eigentümer des Ausbruchmaterials, welcher beträchtliche Tonnagen unterschiedlicher Klassifizierungen zur Eigenverwertung beansprucht.

Einen wesentlichen Beitrag zur Wirtschaftlichkeit und Umweltverträglichkeit trägt die Verwertung der im Zuge der Vortriebsarbeiten gewonnenen Gesteine wie Glimmerschiefer und Schiefergneise unterschiedlicher Körnigkeit bei. Der Aufbereitung dieser Materialien zu Gesteinskörnungen zur Herstellung von Tübbing- und Auskleidungsbeton kommt hinsichtlich der selektiven Auswahl von geeignetem Material einerseits und der aufwändigen Aufbereitung infolge der grundsätzlich nicht optimalen Qualität besondere Bedeutung zu. Insbesondere der hohe Glimmergehalt von bis zu 40% stellt betontechnologisch eine Herausforderung dar.

Hinsichtlich Bauabwicklung und damit einhergehender Logistik sei als besondere technische Herausforderung das Tübbingsystem erwähnt. Den hydrogeologischen Anforderungen wird durch ein Tübbingsystem Rechnung getragen, welches sowohl einschalig abgedichtet als auch zweischalig mit dazwischenliegender Abdichtungsmembran auszuführen ist. Während der durchgehend zweischalig auszuführende Tunnelabschnitt auf Grundlage der geologischen Prognose und des erwarteten Gebirgsverhaltens genau definiert ist, ist der im Zentralbereich des Tunnels liegende Teil überwiegend einschalig auszuführen. Nur in Bereichen bautechnisch relevanter Störungszonen bzw. Zonen mit erheblichem Wasserzutritt sowie im Bereich der Nothaltestelle ist zusätzlich eine Ortbetoninnenschale vorgesehen (Bild 6).

## 2.2 Ausführung

Die Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den beiden Unternehmen Strabag und Jäger Bau, wurde im Oktober 2010 mit der Ausführung des Bauloses KAT2 beauftragt. Noch im Monat des Baubeginns am 10. Januar 2011 wurde mit den



6 Regelquerschnitt mit Tübbingausbau  
Standard cross-section with segmental lining

The various possibilities of exploiting the excavated material that accumulates at different points must be taken into account for the mass management concept. The altogether well over 8 million t of muck has to be sorted in accordance with suitability and deposited either temporarily or finally unless it can be processed. The following possibilities for use are foreseen:

- Obtaining concrete aggregate
- Application as fill material for earthworks on the open route
- Permanent dumping in the immediate site area
- Removal by rail and permanent storage on a dump belonging to a third party

The existing contractual obligation on the part of the JV with the majority owner of the excavated material, which lays claim to considerable quantities of various classifications for its own use must be mentioned in conjunction with the material management.

The exploitation of rocks such as mica slates and slate gneisses of varying grain sizes won during the driving operations represent an important contribution to economy and environmental compatibility. The preparation of these materials as aggregates for producing segmental and lining concrete is of particular significance with respect to the selective choice of suitable material on the one hand and the complicated preparation process owing to the essentially non-optimal quality. The high mica content of up to 40% particularly represents a challenge in concrete technological terms.

The segment system is mentioned as a special technical challenge with respect to tackling construction and the resultant logistics. The hydrogeological requirements are heeded by a segment system, which is sealed both with a single shell as well as with 2 shells with a waterproofing membrane lying in between. Whereas the continuous 2-shell tunnel section which is to be carried out is precisely





7 Luftbild der Installationsfläche Leibensfeld  
Aerial shot of the Leibensfeld installation yard

Vortriebsarbeiten der zyklisch aufzufahrenden Abschnitte begonnen. Ermöglicht wurde der frühe Start durch die temporäre Nutzung des vorhandenen Erkundungsschachtes im Leibensfeld als Zugang sowie Ver- und Entsorgungsbauwerk. Somit konnte parallel zur Herstellung des wesentlich grösseren Bauschachts bereits ein erheblicher Teil der untertägigen Erschliessungsbereiche aufgefahrend werden.

In den ersten beiden Baujahren kam dem Aufbau der umfangreichen Installationen für die Hauptbauphase während der gleichzeitig laufenden Ausbrucharbeiten in Spritzbetonbauweise eine besondere Bedeutung zu. Es war ein Installationsplatz in der Grösse von 7 ha sowie Deponieflächen im Ausmass von über 13 ha für die weiteren Baumassnahmen vorzubereiten. Am Baustellengelände im Leibensfeld wurden folgende wesentlichen Installationen untergebracht:

- Büros des Auftraggebers und Auftragnehmers sowie Tagesunterkünfte für ca. 500 Mitarbeiter
- Zwei Tübbingproduktionsanlagen für die beiden TBM-Vortriebe
- Betonmischanlagen zur Versorgung der Tübbingproduktion und des nachfolgenden Innenausbaus
- Lagerflächen für insgesamt ca. 1200 Tübbingringe und im Wesentlichen 8 Tübbingtypen
- Werkstätten und Lagerhallen für Ersatzteile und Baumaterial

defined by dint of the geological forecast and the anticipated rock conditions, the part located in the tunnel's central area is mainly to be provided with a single shell. An additional in situ concrete inner shell is only foreseen in areas with fault zones of relevance to tunnelling or zones with substantial ingressing water as well as in the vicinity of the emergency halt (Fig. 6).

## 2.2 Execution

The Joint Venture, comprising the 2 companies Strabag and Jäger Bau, was commissioned to execute the KAT2 contract section in October 2010. Driving activities for the sections being excavated cyclically began in the very month construction started on January 10, 2011. This early start was facilitated by the temporary utilization of the existing exploratory shaft at Leibensfeld as access and supply and disposal structure. As a result, a considerable part of the underground development sectors could be produced parallel to creating the substantially larger construction shaft.

During the first 2 years of construction the setting up of the extensive installations for the main construction phase whilst work progressed on the excavation activities involving shotcreting carried out at the same time took on particular importance. A 7 ha large installation yard and dumping





**8** Luftbild sämtlicher Installationen: Kiesaufbereitung (links), Vorabsiebung und Deponiefläche Holleneegg 4 (mitte), Installationsfläche Leibenfeld (rechts)  
*Aerial shot of all installations: gravel preparation (left), pre-sifting and dumping area Holleneegg 4 (centre), Leibenfeld installation yard (right)*

- Unmittelbar an der Anschlussbahn Entladeeinrichtungen und Materialbunker für Perlkies und Zement
- Förderbandanlagen für das Ausbruchmaterial zur Entsorgung aus dem Schacht auf die Deponie bzw. Rückführung zum Bahnverlad bzw. der aufbereiteten Gesteinskörnungen von der Aufbereitungsanlage zu den Betonmischanlagen
- Bewetterungs- und Kühlanlagen für die Tunnelversorgung

Die Verwendung des zur Verfügung stehenden Areals wurde akribisch geplant und sämtliche Flächen zur Gänze ausgenutzt (Bild 7).

Die erforderliche Siebstation zur Trennung des Ausbruchmaterials bei 16 mm Korngrösse wurde auf der ca. 10 ha grossen Deponiefläche Holleneegg 4 in unmittelbarer Nähe der Installationsfläche Leibenfeld errichtet (Bild 8).

Aufgrund des Platzbedarfs der Vielzahl notwendiger Installationen und Lagerflächen sowie zur Entflechtung der Massenströme wurde die Kiesaufbereitung auf einem zusätzlich angemieteten Grundstück platziert. Wie bereits zuvor erwähnt, ist die Aufbereitung des stark glimmerhaltigen Gesteins zu Gesteinskörnungen mit besonderem Aufwand verbunden und es sollten einigermaßen brauchbare Ergebnisse bei der Qualität und Verarbeitbarkeit des damit hergestellten Betons erzielt werden. Dementsprechend musste für eine verhältnis-

areas extending over 13 ha had to be prepared for the further construction measures. The following main installations were established on-site at Leibenfeld:

- Construction offices for the client and contractor as well as daytime accommodation for around 500 members of staff
- Two segment production plants for the 2 TBM drives
- Concrete mixing plants for supplying segment production and the subsequent internal lining
- Storage areas for a total of 1,200 segmental rings and basically 8 types of segment
- Workshops and storage premises for spare parts and construction material
- Unloading facilities and material bunkers for pearl gravel and cement directly at the rail link
- Conveyor belt systems for the muck to be disposed of from the shaft either to be dumped or returned to the rail loading point respectively for the prepared rock aggregates from the preparation plant to the concrete mixing plants
- Ventilation and air-conditioning systems to supply the tunnels

Utilization of the available space was planned down to the smallest detail and all areas entirely developed (Fig. 7).

The screening plant required for separating the muck for 16 mm grain size was set up at the approx. 10 ha large

mässig geringe Aufbereitungsmenge eine sehr aufwändige und komplexe Anlage konzipiert und installiert werden. Die aufzubereitende Menge von ca. 1,6 Mio. t entspricht für derartige Anlagen typischerweise 5 bis 10% der möglichen Lebensdauer.

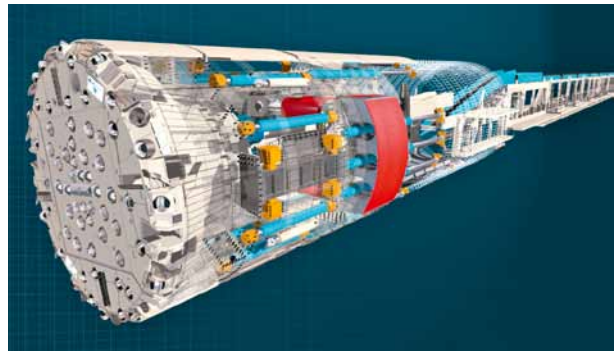
Für den Vortrieb der mechanisch aufzufahrenden Tunnelabschnitte wurden 2 baugleiche Doppelschildmaschinen von Aker Wirth beschafft. Diese sind mit ebenfalls baugleichen Nachlaufanlagen, hergestellt von ROWA, ausgerüstet (Bild 9).

Die beiden Tunnelbohrmaschinen wurden nach Abschluss der Vortriebe an den zyklisch aufzufahrenden Streckenröhren untertägig montiert. Der Transport in die Kavernen sowie die Montage ging im Wesentlichen reibungslos vonstatten, nicht zuletzt aufgrund des Umstands, dass hierbei auch auf umfangreiche Erfahrung und Ausrüstung vom Baulos Amsteg des Gotthard-Basistunnels zurückgegriffen werden konnte (Bild 10a+b).

### 3 Logistik

#### 3.1 Ausführungskonzept

Bereits bei der Ausarbeitung des Angebots war dem Unternehmer klar, dass der Logistik zur erfolgreichen Umsetzung der Baumaßnahme eine entscheidende Bedeutung zukom-



9 Schematische Darstellung der Doppelschild-Tunnelbohrmaschine von Aker Wirth  
Schematic presentation of the double shield tunnel boring machine from Aker Wirth

Hollenegg 4 dump right alongside the Leibenfeld installation yard (Fig. 8).

Gravel preparation was established on an additionally rented property owing to the need for space for the large number of installations and storage areas as well as to disentangle mass flows. As previously mentioned preparing the rock with its high mica content into aggregates involves particular effort quite apart from the fact that good results had to be obtained regarding the quality and process-



10a Bohrkopf Doppelschild Tunnelbohrmaschine Nord mit 9,93 m Durchmesser  
Cutterhead of the double shield tunnel boring machine north with 9.93 m diameter



men wird. Dementsprechend wurde bereits in der Angebotsphase diesem Thema besonderes Augenmerk geschenkt. Aufbauend auf diese umfangreichen Studien wurden während der Arbeitsvorbereitung weitere Detailanalysen zu den diversen Abläufen und Bauvorgängen erstellt.

Aus diesen Untersuchungen ging hervor, dass das der Ausschreibung zu Grunde liegende Konzept, parallel zu den Vortriebsarbeiten die Innenschale herzustellen, einen beträchtlichen Mehraufwand sowie zusätzliche, leistungsbeeinflussende Abhängigkeiten bedingt. Darüber hinaus provoziert das Umsetzen der Auskleidungsarbeiten zwischen den beiden Streckenröhren jeweils einen mehrwöchigen Stillstand der Vortriebsarbeiten.

Bei der Konzeption des Bauablaufs und der Vortriebsanlagen konzentrierte man sich daher auf die Optimierung der Ausbrucharbeiten, um diese in möglichst kurzer Zeit abschliessen zu können. Die damit einhergehende Entflechtung der Ausbruch- und Innenschalenarbeiten bedingt eine deutliche Vereinfachung der Logistik, ist aber immer noch im Rahmen der vorgegebenen Bauzeit realisierbar.

Trotz Vereinfachung und Konzentrierung von verschiedenen Abläufen sind die zu bewerkstellenden Logistikaufgaben noch vielschichtig und komplex:

ability of the concrete produced. Accordingly, an extremely sophisticated and complex plant had to be devised and installed for a relatively small amount to be prepared. The amount being prepared totalling around 1.6 million t typically corresponds to 5 to 10% of the possible service life for such plants.

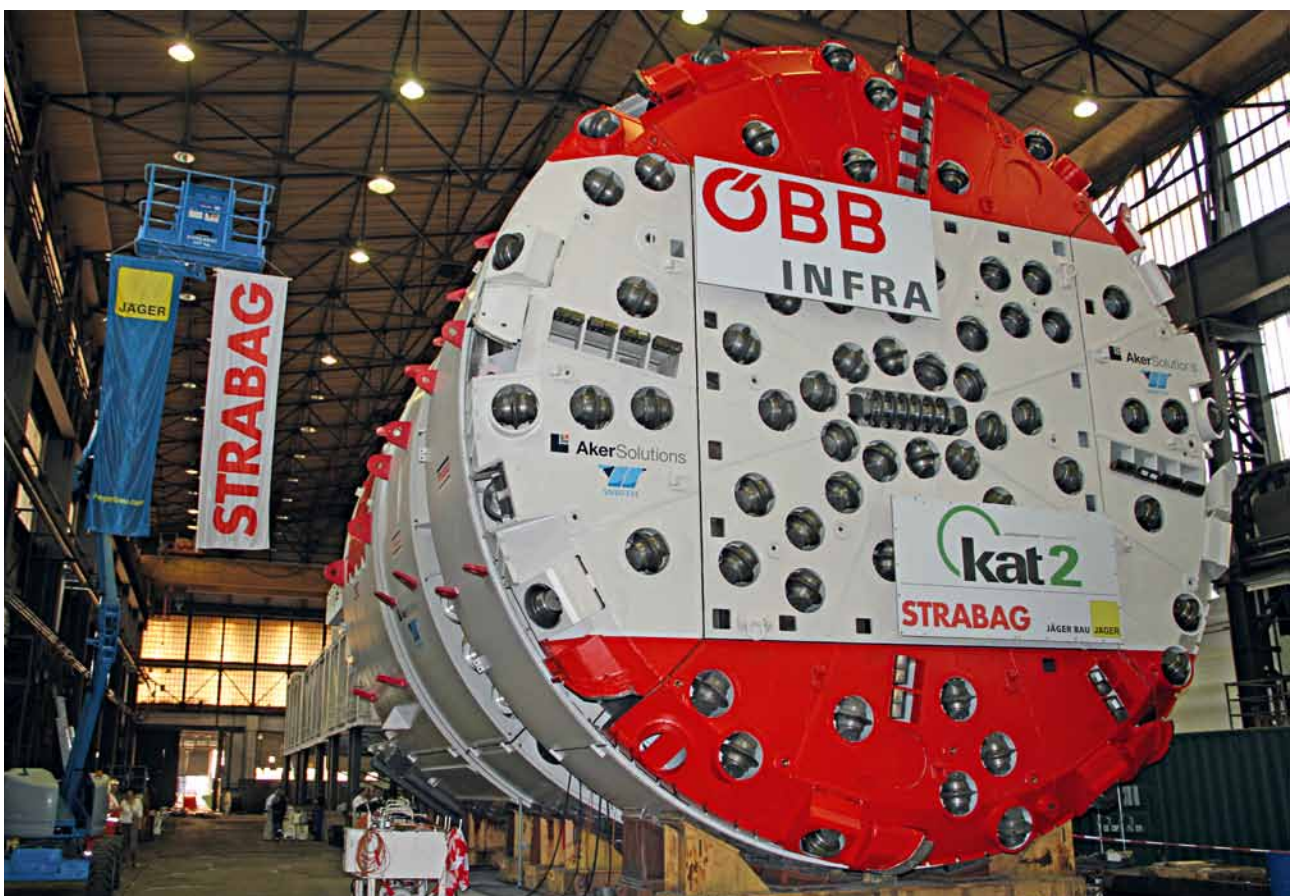
Two identical double shield machines from Aker Wirth were commissioned to drive the tunnel sections being produced by mechanized means. They are equipped with back-up systems, which are also identical, made by ROWA (Fig. 9).

The 2 tunnel boring machines were assembled underground once the drives for the cyclically excavated sections were concluded. Transport into the caverns as well as assembly by and large progressed without any problems mainly on account of the fact that the extensive experience and furnishing of the Amsteg contract section for the Gotthard Base Tunnel was still fresh in people's minds (Fig. 10a + b).

### 3 Logistics

#### 3.1 Execution Concept

The contractor was aware when preparing the offer that logistics would play a decisive role for the successful applica-



10b Bohrkopf Doppelschild Tunnelbohrmaschine Süd mit 9,93 m Durchmesser  
Cutterhead of the double shield tunnel boring machine south with 9.93 m diameter

- Transport des Ausbruchs aus den Vortrieben über Tunnelstreckenband, Senkrechtförderer, obertägige Förderbänder hin zur Siebanlage und je nach Verwendungsklasse weiter auf die entsprechende Zwischenlagerfläche bzw. Deponie
- Transport von zwischengelagertem Ausbruch zur Kiesaufbereitungsanlage
- Transport von aufbereiteten Gesteinskörnungen zu den beiden Betonmischanlagen
- Transport von zwischengelagertem Material zur Bahnverladeanlage und Abfuhr per Bahn innerhalb vorgegebener Zeitfenster
- Lieferung von zwischengelagertem Material zu diversen Einbaustellen des Abschnittes Zulaufstrecke
- Übergabe von bestimmten Materialmengen an Dritte
- Anlieferung von ca. 400 000 t Zement per Bahn
- Anlieferung von ca. 350 000 t Perlkies per Bahn
- Produktion, Lagerung und Lieferung von ca. 140 000 Fertigteilen für den Tunnelvortrieb
- Umschlag von ca. 25 000 t Bewehrung
- Ver- und Entsorgung der Arbeiten an den Querschlägen und der Nothaltestelle parallel zu den maschinellen Vortrieben in den beiden Streckenröhren

Die Durchführung der unterschiedlichen logistischen Aufgaben ist mitunter von zeitlichen Einschränkungen überlagert. Je nach Örtlichkeit muss dem Genehmigungsbescheid entsprechend Rücksicht auf Anrainer genommen werden. So ist der Deponiebetrieb während der Wochenend- und Nachtstunden trotz durchlaufender Vortriebe ebenso nicht zulässig wie Erdbauarbeiten auf der freien Strecke. Zu- und Abtransporte per Bahn sind an Wochenenden aufgrund der Lärmschutzbestimmungen ebenfalls nicht möglich.

### 3.2 Abhängigkeiten

Aus den vorgegangenen Ausführungen ist unschwer zu erkennen, dass zwischen den einzelnen Teilprozessen der Bauabwicklung Abhängigkeiten unterschiedlicher Qualität und Dimension entstehen.

Mit Sicherheit stellt die Vortriebsleistung der beiden Tunnelbohrmaschinen den massgeblichen Parameter für die Leistung bzw. Auslastung der verschiedenen Anlagenteile der Baustelleninstallationen dar. Daneben beeinflusst aber auch die Qualität des Ausbruchmaterials in vielerlei Hinsicht die Teilprozesse des Bauablaufes. Wechselseitige Störungen können nur sehr eingeschränkt durch Vorhalten von entsprechenden Puffern, sei es bei der Lagerbevorratung, beim Zwischendeponievolumen oder durch Überdimensionierung von Anlagenkomponenten kompensiert bzw. reduziert werden.

Exemplarisch seien hier folgende Abhängigkeiten angeführt (Bild 11):

- Beim Deponiebetrieb ergeben sich je nach Vortriebsleistung und anfallender Materialqualität entweder hoher Leistungsbedarf beim Einbau auf den Deponien bzw. Zwischendeponien oder hohe Einbauleistungen im Bereich

tion of the construction measure. As a result, this topic was accorded particular attention during the offer phase. Based on these extensive studies further detailed analyses relating to the various sequences and construction phases were drawn up during the work preparation phase.

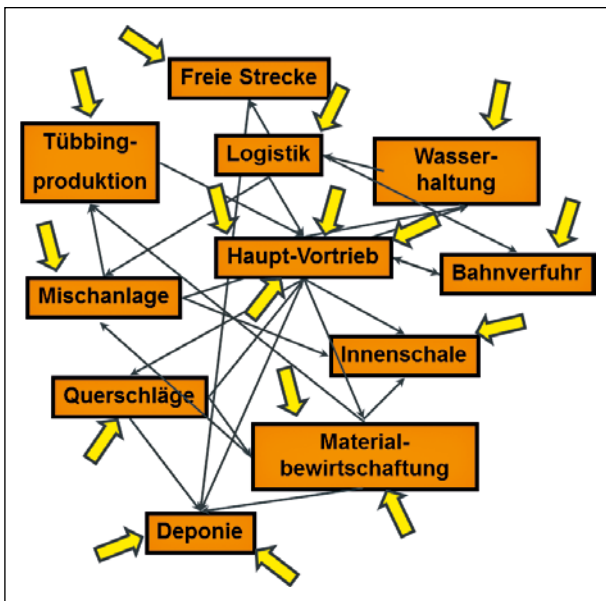
These investigations revealed that the concept on which the tender is based – to produce the inner shell parallel to the driving activities – calls for substantially more outlay as well as additional factors influencing progress. Furthermore, the execution of the lining operations between the 2 bores in each case results in the driving activities being held up for several weeks.

When evolving the construction cycle and the driving installation concept, the focus was thus centered on optimizing driving operations so that these could be concluded as rapidly as possible. The related decentralization of the excavation and inner shell work resulted in a clear streamlining of logistics although it will still be accomplished within the scope of the predetermined construction period.

In spite of simplification and concentration of various sequences the logistics tasks that have to be executed are still multiple and complex:

- Transporting the muck from the drives via the tunnel conveyor belt, perpendicular conveyor, surface conveyor belts to the sifting plant and depending on the utilization class, further to the corresponding temporary storage area or dump
- Transporting temporarily stored muck to the gravel preparation plant
- Transporting prepared aggregates to the 2 concrete mixing plants
- Transporting temporarily stored material to the rail loading point and removal by train within a given time frame
- Supplying temporarily stored material to various installation points of the access route section
- Transferring certain quantities of material to third parties
- Supplying around 400,000 t of cement per rail
- Supplying around 350,000 t of pearl gravel per rail
- Production, storage and supply of around 140,000 fabricated parts for the tunnel drive
- Handling around 25,000 t of reinforcement
- Supply and disposal for the operations carried out at the cross-passages and the emergency halt parallel to the mechanized drives in the 2 tunnel bores

Executing the various logistical tasks is among other things associated with time-related restrictions. Depending on the location the permit has to take appropriate notice of local residents. As a result, dumping operations at the weekend and in the night hours are not allowed in spite of continuous drives with the same applying to earthworks on the open route. Supply and disposal operations per rail are also not permitted on account of noise abatement regulations.



11 Abhängigkeiten der Teilprozesse beim Baulos KAT2  
Dependencies of the part-processes at contract section KAT2

der Zulaufstrecke. Darüber hinaus ist die bereitzustellende Kapazität für die Bahnverladung laufend anzupassen.

- Der grossen Schwankungen bzw. Abweichungen unterliegende Gewinnungsgrad von aufbereitungsfähigem Material verändert die Massenbilanz gravierend.
- Für die Auslegung der Tübbingproduktion ist naturgemäss die Vortriebsleistung der Tunnelbohrmaschinen massgebend. Hierbei ist neben der witterungsabhängigen Lagerungsdauer zur Erreichung der entsprechenden Festigkeit auch noch zu berücksichtigen, dass eine Mindestmenge an sogenannten Störfalltübbing – also Tübbinge für bautechnisch relevante geologische Störungen – und je nach angetroffenem Gebirgsverhalten unterschiedliche Typen für die Anschlüsse der Querschläge vorzuhalten sind. Diese Randbedingungen beschränken entscheidend das aufgrund der sehr begrenzten Platzverhältnisse ohnehin geringe aktive Lagervolumen zur Kompensation von Schwankungen der Vortriebsleistungen.
- Massengüter wie Zement und Perlkies müssen vertraglich bedingt zum überwiegenden Teil per Bahn angeliefert werden. Da der Abruf dieser Bahntransporte erheblicher Vorlaufzeiten bedarf, ist eine Reaktionsmöglichkeit auf baubetriebliche Störungen bzw. Abweichungen nur sehr eingeschränkt möglich.

### 3.3 Störungen und deren vertragliche Auswirkungen

Das vorgängig beschriebene Bauausführungskonzept wurde der Preisbildung zu Grunde gelegt. Um die einzelnen Bautätigkeiten voneinander weitest möglich zu entkoppeln, wurden nach vorhandenen Möglichkeiten Reserven und Puffervolumina geschaffen. Letztendlich bleibt der Bauablauf jedoch infolge der Komplexität und der Vielzahl an Abhängigkeiten hoch sensibel und reagiert unmittelbar auf Veränderungen einzelner Randbedingungen. Selbstredend ziehen solche Abweichungen direkt oder indirekt

### 3.2 Dependencies

It is not difficult to glean from the above comments that dependencies of different quality and dimensions ensue concerning individual part-processes for executing construction. It goes without saying that the rate of advance of the 2 tunnel boring machines represents the determining parameter for the performance or rather the workload of the various systematic parts of the construction site installations. In addition, however, the quality of the excavated material in many respects influences the part-processes of the construction cycle. Interrelated disturbances can only be compensated for or reduced to a very limited extent through presenting corresponding buffers, whether storing supplies, intermediate dump volumes or over-dimensioning system components are concerned.

The following dependencies are listed here as examples (Fig. 11):

- Depending on the rate of advance and prevailing material quality, during dumping operations there was either a high capacity requirement when filling the dumps or temporary dumps or high filling capacities for the access route. In addition, the capacity made ready for loading the train has to be constantly adjusted.
- The amount of prepared material recovered, which is subjected to major fluctuations or deviations, alters the mass balance considerably.
- It goes without saying that the rate of advance of the tunnel boring machines determines segment production. In this connection, apart from the weather-related storage duration to attain the corresponding strength, it must also be taken into consideration that a minimum quantity of so-called case of fault segments – in other words segments for technically relevant geological disturbances – and depending on the rock conditions encountered, different types for connecting the cross-passages must be kept available. These general conditions thus decisively restrict the active storage volumes to compensate fluctuations in rates of advance, which are extremely limited in any case owing to a lack of space.
- Bulk goods such as cement and pearl gravel must according to the contract be mainly supplied by train. As calling up these rail consignments requires considerable periods of notice, the possibility to react to hold-ups in construction or deviations is highly restricted.

### 3.3 Disturbances and their contractual Effects

The previously described concept of executing construction was based on pricing. In order to divorce the individual construction activities from each other as far as possible, reserves and buffer volumes were created in accordance with available opportunities. Ultimately, the construction sequence still remains highly sensitive on account of its complexity and the number of dependencies and reacts directly to alterations in individual general conditions. Naturally such fluctuations involve direct or indirect economic consequences. The calculation principles for the individual



wirtschaftliche Konsequenzen nach sich. Die Kalkulationsgrundlagen der einzelnen Teilleistungen bleiben daher für das Gesamtwerk aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung nur in sehr engen Grenzen gültig. Hinsichtlich der Sphärenzuordnung betreffend der Verantwortlichkeit für solche Ablaufstörungen entwickelt sich im Zuge der Bauabwicklung sowohl auftraggeber- wie auch auftragnehmerseitig eine hohe Sensibilisierung. Damit einhergehend entsteht naturgemäss bei beiden Partnern ein extremer Dokumentationsbedarf.

Der Auftraggeber hat bei der Erstellung der Ausschreibung alle Sorgfalt walten lassen, die auszuführenden Leistungen umfassend zu beschreiben. Viele Prozesse wurden durch technische und rechtliche Vertragsbestimmungen zusätzlich im Detail erfasst, sodass in berechtigter Weise die Erwartung entstand, damit den tatsächlichen Bauablauf unter Berücksichtigung von Eventualitäten abbilden zu können.

Nun ist aber, wie aus obigen Ausführungen hervorgeht, die Preisbildungsgrundlage durch Variation einzelner – auch nicht zwingend in direktem Zusammenhang stehender – Randbedingungen rasch grossen Veränderungen unterworfen. Die sich daraus ergebenden wirtschaftlichen Forderungen gegenüber dem Auftraggeber stossen zunächst auf wenig Verständnis, zumal die Ursachen unerheblich scheinen mögen. Die Auswirkungen solcher Veränderungen von Randbedingungen können jedoch, wie bereits ausgeführt, beträchtlich sein.

#### 4 Resümee

Der Ausbau der europäischen Infrastruktur, insbesondere die bedeutenden Alpenquerungen, macht die Errichtung von Bauwerken aussergewöhnlichen Ausmasses notwendig. Die damit einhergehenden Baulose stellen aufgrund deren Grösse und Komplexität nicht nur eine enorme technische Herausforderung dar, sondern die damit verbundenen Leistungen zur Erreichung des Bauziels sind auch entsprechend schwierig mit einem herkömmlichen Werkvertrag abzubilden. Bislang wurden trotz der Vielzahl bekannter und vergleichbarer Schwierigkeiten während der Bauabwicklung keine Versuche unternommen, aus den im mitteleuropäischen Raum gebräuchlichen Vertragsmustern auszubrechen.

Dem Auftragnehmer wird bei der Angebotserstellung einerseits aus vergaberechtlichen Gründen und andererseits aus Gründen sehr eng gefasster Rahmenbedingungen aus technischen oder behördlichen Auflagen kein oder nur sehr unzureichender Spielraum für technische oder baubetriebliche Optimierungen gewährt. Das geht sogar soweit, dass das geltende Vergabegesetz es dem öffentlichen Auftraggeber unmöglich macht, technisch oder ökonomisch optimierte Angebote zu bewerten. Als weitere Schwierigkeit im Zusammenhang mit Baulosen solcher Grössenordnung gilt der Umstand, dass dem Auftragnehmer zugemutet wird, Preise für Leistungen, welche im Extremfall über einen Zeitraum von 8 bis 10 Jahren

part-services remain valid only within very strict limits for the overall project given mutual influences. With respect to allocation of spheres with regard to responsibility for such hold-ups in the cycle, high sensibility is evolved during the execution of construction by both the client and contractor. In this way, it is inevitable that both partners have an extreme need for documentation.

When drawing up the tender the client was careful to make sure that the services to be executed were described comprehensively. Many processes were listed in detail through technical and legal contractual regulations so that justifiably the expectation arose that the actual construction cycle could be formulated taking eventualities into account.

Now, however – as is shown above – the pricing basis has speedily been subjected to major changes through the variation of individual – not necessarily directly linked – general conditions. The resultant economic claims vis-a-vis the client are initially greeted with little understanding especially as the causes appear to be trivial. At the same time, the effects of such alterations to general conditions can, however, be substantial – as already described.

#### 4 Summary

The development of the European infrastructure, especially the important Alpine crossings, makes it necessary to set up structures of extraordinary dimensions. The resultant contract sections represent an enormous technical challenge on account of their size and complexity quite apart from the fact that the associated performances to achieve such a construction target are also correspondingly difficult to describe in a conventional works contract. So far in spite of the large number of known and comparable difficulties during the execution of construction no attempts have been made to veer away from the standard contracts commonly used in Central Europe.

When compiling the offer the contractor is provided with no or only very inadequate scope for technical or construction managerial optimizations on the one hand for legal reasons when awarding the contract and on the other owing to extremely narrow framework conditions resulting from technical or administrative directives. This even goes as far that the valid legislation governing awards makes it impossible for the public client to evaluate technically or economically optimized offers. A further difficulty in conjunction with contract sections of this size is the fact that the contractor is obliged to determine prices for services, which taken to the extreme will be executed over a period of 8 to 10 years. In this connection, it is necessary to determine costs for enterprises employing 400 to 500 members of staff over such periods and formulate them in an appropriate price index. In addition, there are a large number of risks, which the contractor has to bear, that have to be considered.

ausgeführt werden, festzulegen. Dabei gilt es, Kosten für Betriebe mit 400 bis 500 Mitarbeitern über solche Zeiträume zu ermitteln und in ein schlüssiges Preisgefüge zu gießen. Darüber hinaus sind noch eine Vielzahl von Risiken, welche durch den Auftragnehmer zu tragen sind, zu berücksichtigen.

Insbesondere bei der Errichtung von Untertagebauwerken in der Regel unausweichliche Leistungsänderungen während der gesamten Bauzeit müssen in aufwändigen und teils auch aufreibenden Verhandlungen nachgeführt werden. Zu diesem Zweck und der dazu erforderlichen Dokumentation werden auf Seiten beider Vertragspartner grosse Personalressourcen gebunden. Neben den beiden Projektleitungen seien hier weitere Dienstleister wie Baumanagement, örtliche Bauaufsicht, Geologen, Hydrogeologen, Geotechniker, Vermesser, ökologische Bauaufsicht, tunnelbautechnische Sachverständige, Beton- und Kieslabor erwähnt.

Der Blick auf das internationale Projektgeschäft zeigt, dass alternative Vertragsphilosophien die Interessen von Auftraggeber und Auftragnehmer zum Teil besser bündeln. Zugegebenermassen ist die Kompatibilität mit dem allgemeinen Verständnis der öffentlichen Hand über die vertragliche Abwicklung von grossen Infrastrukturmassnahmen noch nicht gegeben. Speziell im angloamerikanischen wie mittlerweile auch im skandinavischen Raum liegen Erfahrungen mit anderen Vertragsmodellen wie beispielsweise „Design and Build“, „New Engineering Contract“ oder „Teamconcept“ vor, die eine nähere Betrachtung im Hinblick auf zukünftige Projekte ähnlicher Dimension jedenfalls verdienen.

Erste Erkenntnisse nach 3 Jahren Bauausführung und 1 Jahr mechanischem Vortrieb – auch mit Abweichungen zur Ausschreibung – zeigen, dass bei komplexen Bauprojekten wie dem Koralmtunnel auch hinsichtlich der Vertragsform und -gestaltung Innovationsspielraum für die Zukunft besteht.

Changes to services, which are generally inevitable during the entire period of construction especially when underground structures are being produced, must be rectified in complicated and in some cases, friction-ridden negotiations. Both contractual partners find themselves relying on major staff requirements for this purpose and for the necessary related documentation. In addition to the 2 project managements, further service providers such as construction management, local construction supervision, geologists, hydrogeologists, geotechnicians, surveyors, ecological construction supervision, technical experts for tunnelling, concrete and gravel lab are mentioned.

A look at international project business indicates that alternative contractual philosophies in some cases better represent the interests of clients and contractors. Admittedly, compatibility with the general understanding of the public sector relating to contractually dealing with major infrastructural measures still does not exist. In the Anglo-American region in particular as well as in the meantime in Scandinavian countries experiences with other contractual models such as for instance “Design and Build”, “New Engineering Contract” or “teamconcept” are available, which certainly deserve closer scrutiny with regard to future projects of similar dimensions.

Initial recognitions following 3 years of executing construction and 1 year of mechanized driving – also involving deviations to the tender – indicate that room for manoeuvre for innovations remains for the future in the case of complex construction projects such as the Koralm Tunnel also with regard to the form and design of the contract.

Eduardo E. Alonso, Prof.; Alberto Ledesma, Prof.;  
Department of Geotechnical Engineering & Geosciences, UPC, Barcelona/E

# High Speed Railway Tunnel Crossing of Downtown Barcelona/E

## Design, Construction and Performance

The construction of the tunnel for the high velocity railway link Madrid – Barcelona – France through the city of Barcelona was a major challenge. Existing underground facilities forced a route close to 2 of the most emblematic buildings of the city: The Sagrada Familia temple and the Pedrera house, both from the modernist architect Gaudí. The paper describes the attention paid to the development of settlements on nearby monuments and the protective solutions adopted.

### 1 Introduction

This paper provides an overview of the railway tunnel crossing of the city of Barcelona, which is part of the high speed train connection Madrid – Barcelona – French border. The new railway connects 2 stations: Sants and Sagrera (Fig. 1). It crosses a residential area of the city that developed at the beginning of the 20<sup>th</sup> Century. The district “Ensanche” is known for its modernist architecture. The structure of most of the existing building (58 storey-high) is made of bearing walls. These structures are sensitive to differential foundation movements. The tunnel was designed to follow 2 main streets of the Ensanche district: Provenza and Mallorca.

Gaudí’s Sagrada Familia temple occupies a large block, which is bounded on one of its sides by Mallorca Street. The proximity of the tunnel to one of the façades of the monu-

mental temple raised the opposition of temple officials to the railway project. It was argued that the tunnel construction implied an unacceptable risk for the historic buildings. The Sagrada Familia temple is still under construction. The original Gaudí’s monument dates back to 1926 (the year of Gaudí’s death). Special attention is paid in this paper to the precautions adopted to build the tunnel in the vicinity of the “Gloria” façade, which was started in 2002. Data on the movements around the tunnel will also be given.

The main characteristics of the project are synthesized in Fig. 2. The tunnel between the 2 stations has a total length of 5,664 m. Except for the access sections to the stations, built by means of slurry walls, the central part, almost 5 km long, was built by a single EPB shield machine. The tunnel crosses a few metro lines, all of them at a shallower position. One of them (Line 2) was built in 1970 in front of the



1 Plan of the city including the tunnel layout



## Hochgeschwindigkeits-Bahntunnel kreuzen das Zentrum von Barcelona/E

### Planung, Bau und Leistungsfähigkeit

Der Bau des Tunnels für die Hochgeschwindigkeitsstrecke Madrid - Barcelona - Frankreich mitten durch das Stadtgebiet von Barcelona stellte die Planer vor erheblichen Herausforderungen. Die bestehenden unterirdischen Anlagen erzwangen eine Streckenführung dicht an 2 der bedeutendsten Gebäude der Stadt vorbei: Der Kirche Sagrada Familia und der Casa Milà, beide vom berühmten Architekten Gaudí. Der Artikel beschreibt, wie Setzungen bei nahegelegenen Denkmälern unter Kontrolle gehalten und welche Schutzmaßnahmen ergriffen wurden.

### Carrefour de tunnels ferroviaires LGV dans le centre de Barcelone/E

#### Planification, construction et performance

La construction du tunnel au centre de la ville de Barcelone pour la ligne à grande vitesse Madrid – Barcelone – France a posé des défis considérables aux concepteurs. Les installations souterraines existantes les ont contraints à opter pour un tracé frôlant 2 des bâtiments les plus importants de la ville: La Sagrada Familia et la Casa Milà, 2 œuvres du célèbre architecte Gaudí. L'article décrit comment les tassements des monuments voisins ont été tenus sous contrôle et quelles mesures de protection ont été prises.

### Incrocio ferroviario sotterraneo ad alta velocità nel centro di Barcellona/E

#### Progettazione, costruzione e capacità di prestazione

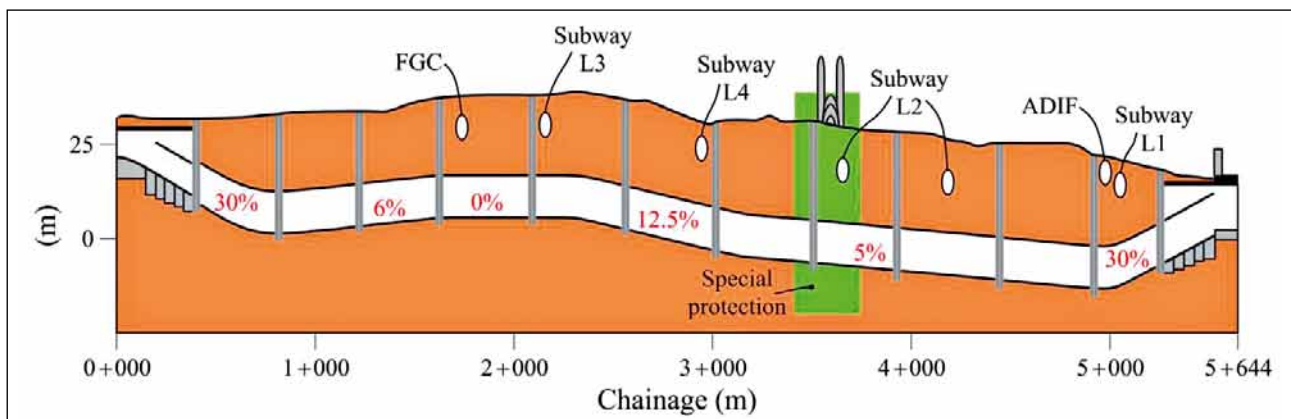
La costruzione della galleria ad alta velocità Madrid - Barcellona - Francia nel centro città di Barcellona ha posto i progettisti di fronte a grandi sfide. Gli impianti sotterranei esistenti hanno imposto che il tracciato si sviluppasse accanto a 2 importanti edifici urbani: la chiesa della Sacra Famiglia e la Casa Milà, tutte e due del famoso architetto Gaudí. L'articolo descrive come è stato tenuto sotto controllo l'assessamento dei monumenti situati nelle vicinanze e quali sono state le misure preventive adottate.

“El Nacimiento” façade of the original Gaudi’s building. The tunnel cover over the vault is about 25 m at the location of the Sagrada Familia. Fig. 3 shows the tunnel cross-section. The Tunnel has a boring diameter of 11.475 m. Seven 0.38 m thick segments define the lining structure.

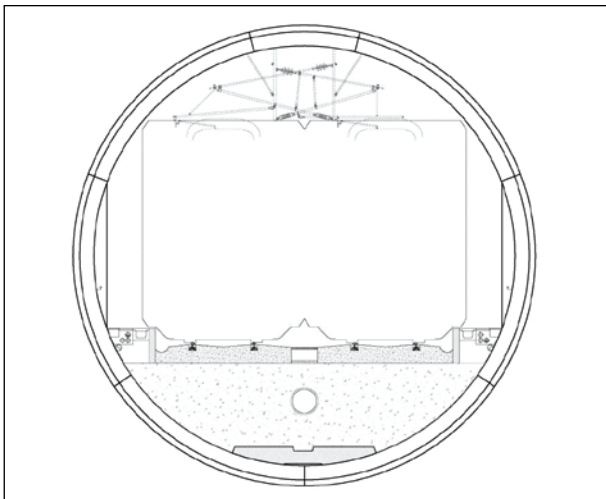
## 2 The Soil

The geotechnical profile in the proximity of the Sagrada Familia is shown in Fig. 4. The tunnel is excavated in a stiff Pliocene substratum, which is described as an irregular se-

quence of sandy clays and clayey sand. SPT counts in this unit vary, in a high proportion of the tests performed, between 40 and 50. This is an indication of a rigid material. The upper limit of the Pliocene unit was irregularly eroded during the Quaternary era and a reddish soil was deposited on top. This soil is also an heterogeneous sequence of silts, sands and clays, where gravels and carbonate concretions are often found. The Quaternary soils are stiff materials, non-saturated, and they offer a good support for shallow foundations. In places a modern, usually thin, layer of modern fills is found.



2 Sketch of the longitudinal profile of the tunnel



3 Typical cross section

Water level is located within the Pliocene substratum at depths of 15 to 16 m. Water flows along the pervious sandy levels. The average water pressure on the spring line of the tunnel is about 150 kPa.

### 3 Protection of La Gloria Façade against Tunnel induced Displacements

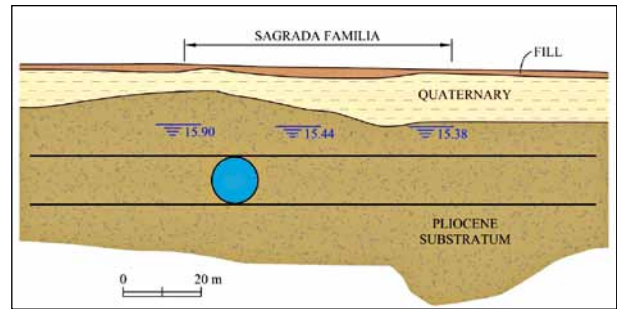
A schematic cross-section of the existing deep foundations is shown in Fig. 5, which support the façade, as well as the columns of the main church nave. Pile tips penetrate a short length into the Tertiary substratum. Also indicated in Fig. 5 is the position of the tunnel under the axis of Mallorca Street. The first idea to protect the existing temple foundations was to build a jet-grouting enclosure, as shown in Fig. 5. The tunnel was to be excavated under this protection. A difficulty of this proposal was to control the jet-induced displacements and their effect on the existing foundations.

The idea finally favored is shown in Fig. 6. A discontinuous 1.50 m pile wall, 41 m long, was to be built between the existing façade foundations and the tunnel. Pile heads are connected by the cap beam shown in Fig. 6. In order to reduce pile cap displacements, a “counterfort” block was connected to the pile capping beam.

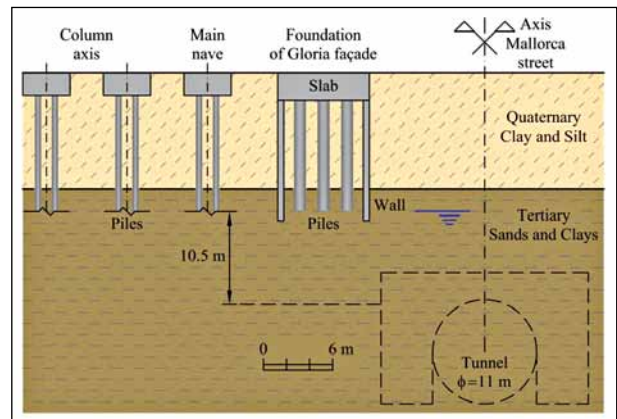
The longitudinal section of this wall is shown in Fig. 7. Pile axes are located at 2 m intervals and therefore a set of narrow windows, 0.5 m wide, allow the free passage of ground water.

#### 3.1 Estimation of Wall Performance

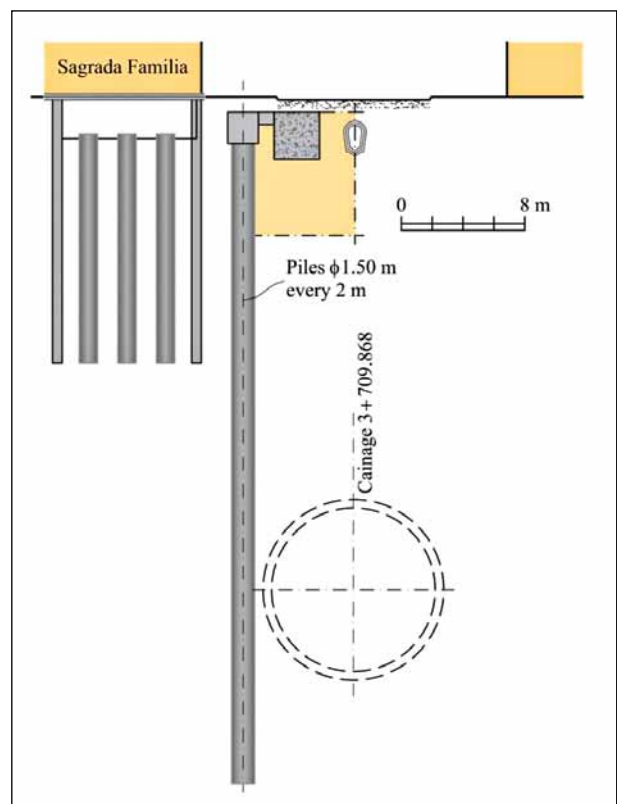
In a recent paper, Bilotta and Russo [1] reported the results of 3D finite element calculations about the capability of pile walls to reduce vertical and horizontal displacements beyond the wall. The analysis was performed with the help of the program “Plaxis” and a particular soil model (“Hardening soil”). Soil parameters were also arbitrarily selected within some limiting values.



4 Geotechnical profile near to Sagrada Familia

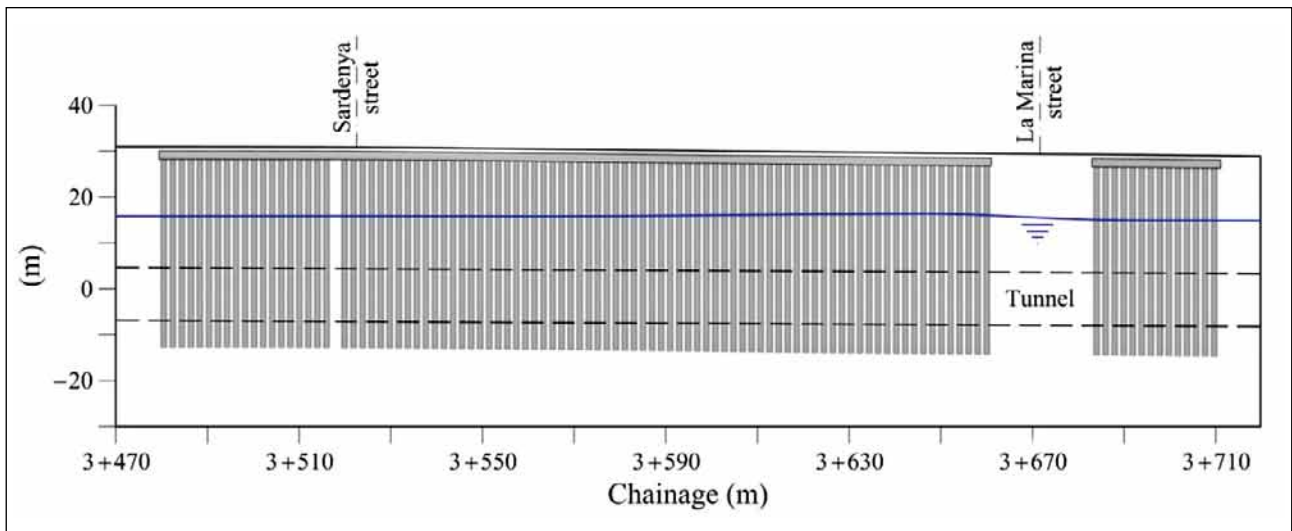


5 Initial proposal for the tunnel construction close to the Temple



6 Final design protecting the Temple with a pile wall

From this reference Fig. 8 is taken. It provides the “efficiency” of the wall,  $\eta$ , as a function of the piles spacing-to-diameter ratio  $s/b$  and the length  $L$  of the pile wall (only 2 cases



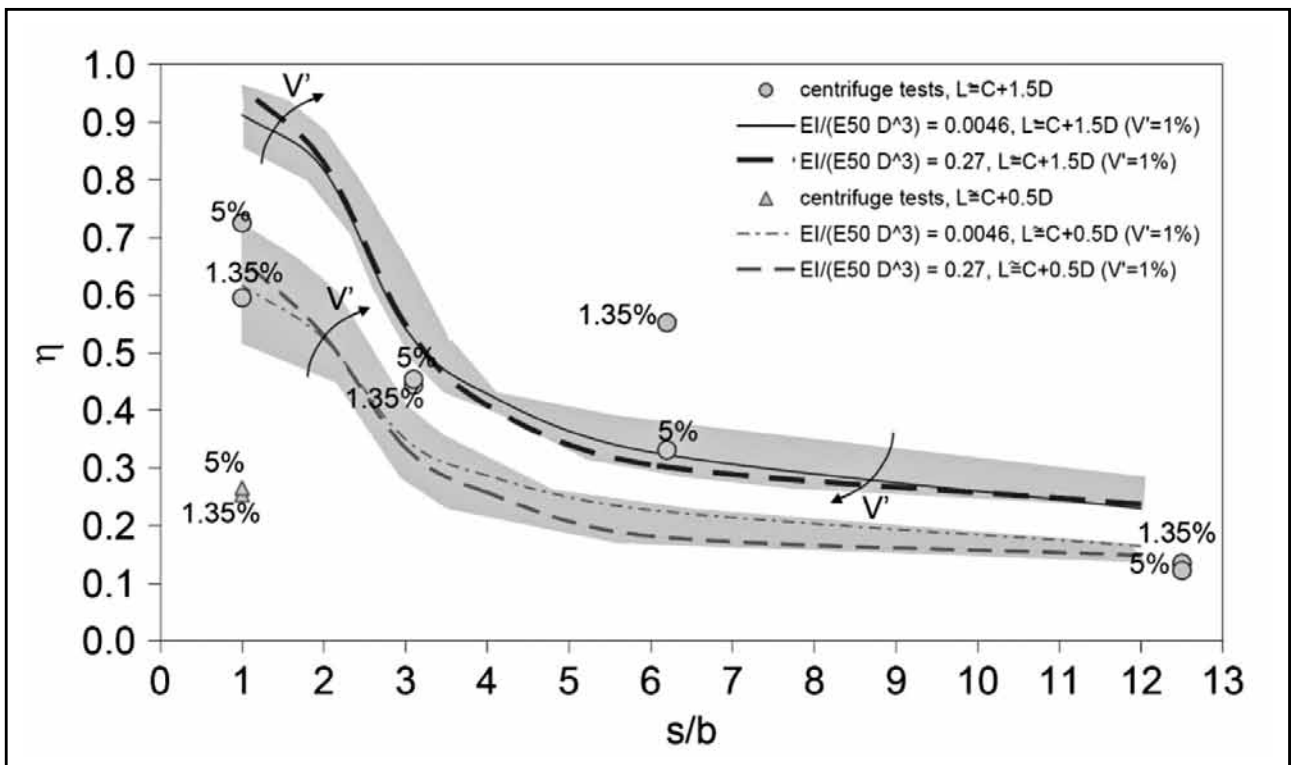
7 Longitudinal section of the pile wall close to the Temple

are represented:  $L = C + 0.5D$  and  $L = C + 1.5D$  where  $C$  is the tunnel cover and  $D$  the tunnel diameter). Results group along relatively narrow bands for different volume losses ( $V$ ). Even if this figure is valid only for the particular soil model, parameters and geometry selected, it provides some hints on the main factors controlling the effectiveness of the pile barrier.

The Effectiveness,  $\eta$ , is defined as

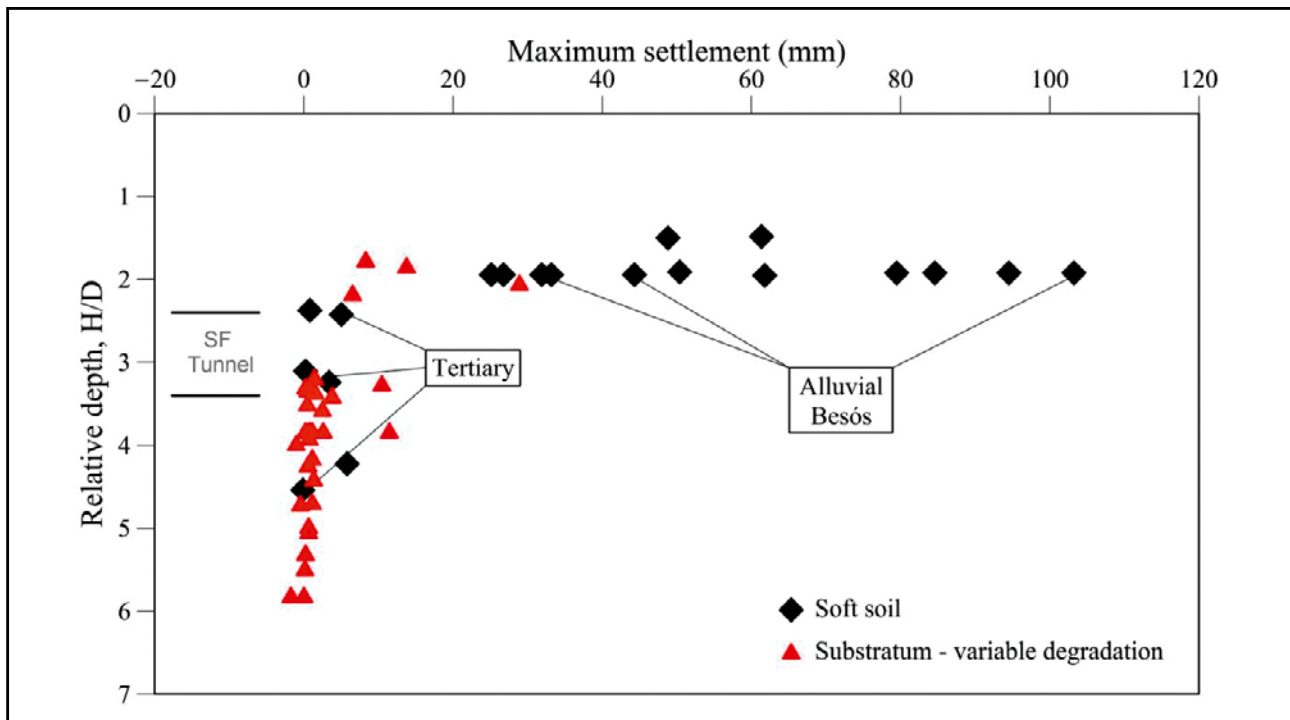
$$\eta = \frac{S_{ref} - S_{bp}}{S_{ref}} \quad (1)$$

where  $S_{bp}$  is the ground settlement immediately beyond the barrier and  $S_{ref}$  is the "green field" settlement at the same position. In the case of the Sagrada Familia protecting wall with  $s/b = 2/1.5 = 1.33$  and  $L = 41 \text{ m} \approx C + 1.5D$ , the plot in Fig. 8 provides a high efficiency, close to 0.9. However, the pile barrier was not designed with the help of this plot (it was designed several years before). It was based on 2 sources of information: the performance of other pile barriers built in other tunnel projects in Barcelona in previous years and also on some finite element calculations.



8 Efficiency  $\eta$  versus normalized spacing  $s/b$  for different values of the pile length (shaded areas are envelopes of  $\eta$  for a volume loss  $V_0$  in the range from 0.5 to 2.5%) [1]





9 Recorded surface settlements in the city due to construction of the Metro "Linea 9"

### 3.2 Previous Experience in Barcelona with EPBS Tunnels

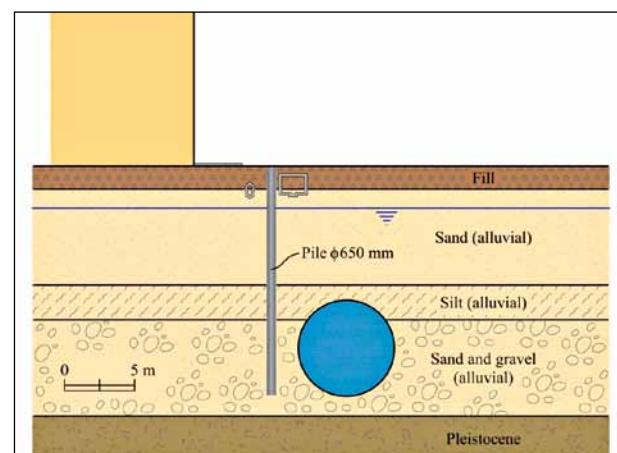
One of the recent underground tunnel projects built in Barcelona, the "Linea 9", crosses a variety of soil conditions that range from soft alluvial deposits to weathered Paleozoic or igneous rocks and the Tertiary substratum. Recorded surface settlements provide an overall estimation of the performance of the different soil units when excavated by EPBS machines. Fig. 9 provides recorded values of maximum surface settlements compared to the normalized depth of the tunnel H/D (H = depth of tunnel axis, D = tunnel diameter). The plot shows a substantial reduction of settlements when comparing soft alluvial deposits with Tertiary soils. Also shown is the case of weathered rock. For H/D ratios in excess of 3 and stiff soils maximum recorded settlements are reduced to a few millimeters. The "position" of the tunnel for the high speed train in front of the Sagrada Familia temple is also shown in the plot. It is located in a "low settlement" region. However, maximum settlements of around 10 mm were also observed in some cases and in view of the singularity of the Sagrada Familia crossing some specific settlement reduction techniques were designed as described above.

The effectiveness of a pile barrier in one particular case (Fig. 10) provided interesting information. The tunnel was excavated in alluvial deposits and relatively large settlements were expected. The pile barrier was built, as shown in Fig. 10, to protect existing buildings. Settlements measured during tunnel excavation are shown in Fig. 11. Also shown in Fig. 11 are the results of a numerical analysis with and without the bored pile wall. The efficiency coefficient in this case can be estimated in

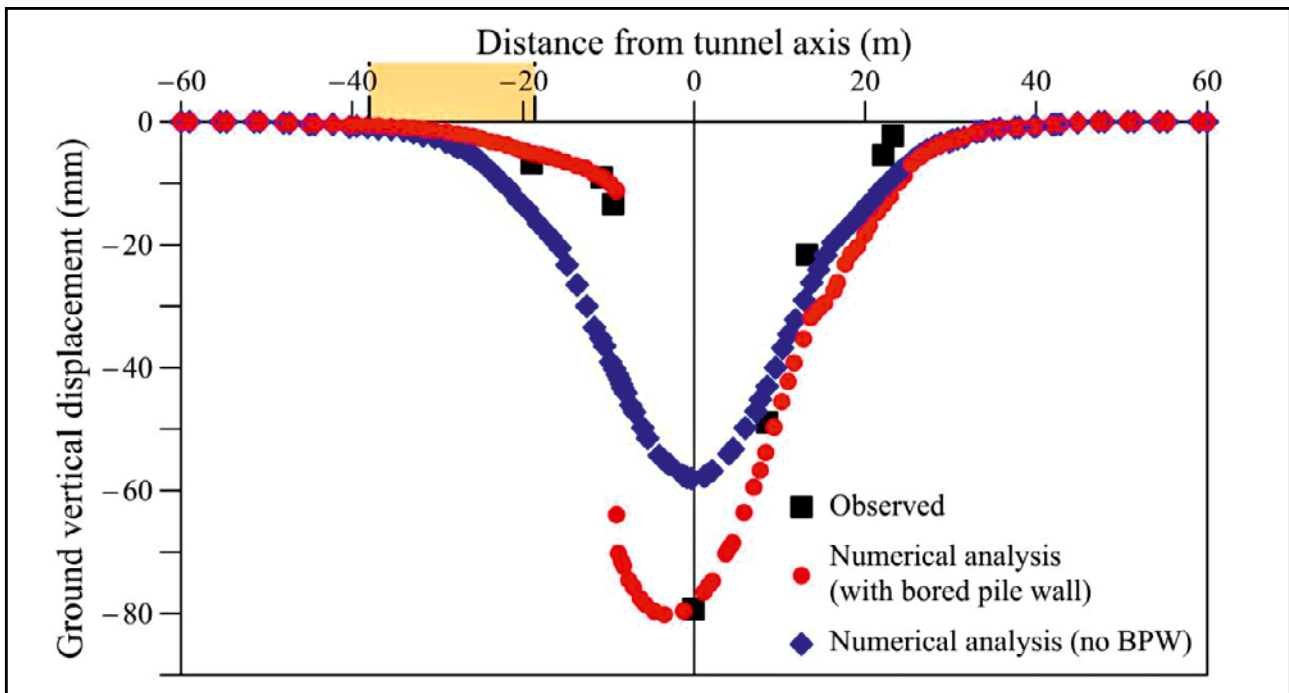
$$\eta = \frac{4.5 \text{ mm} - 1.0 \text{ mm}}{4.5 \text{ mm}} = 0.78 \quad (2)$$

which is rather high despite the relatively short length of the pile wall ( $L = H + 0.5D = 29.3 \text{ m}$ ). Note that the presence of the wall does not reduce significantly the estimated volume loss (1.9 to 1.7%). It leads, however, to an enhancement of the vertical settlements above the tunnel axis.

Horizontal displacements are also reduced significantly by the wall. This is shown in Fig. 12, which compares inclinometer readings with numerical analysis performed with or without the presence of the wall. Bilotta and Russo [1] also highlight the significant reduction of horizontal displacements induced by the presence of the wall and their positive effect in limiting expected damage.



10 Geometry of the case considered from Metro "Linea 9"



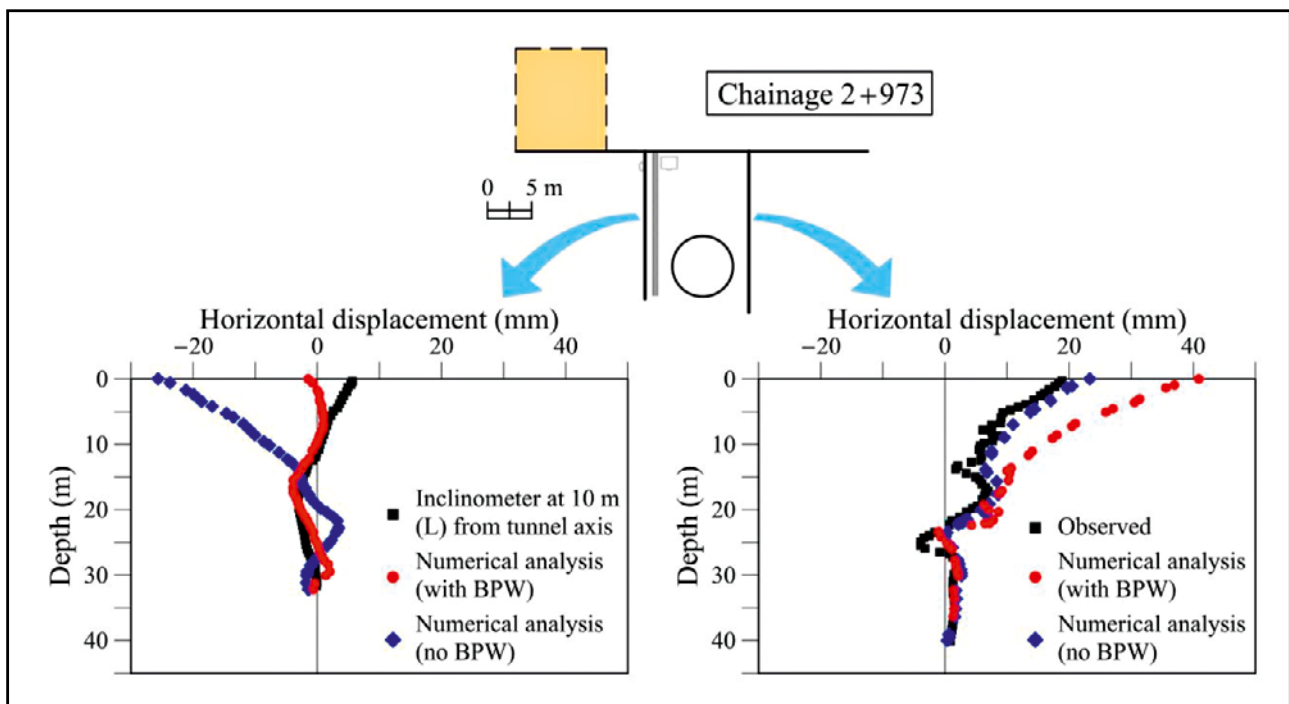
11 Measured and computed surface settlements for the Metro "Linea 9"

### 3.3 Estimation of Soil Displacements in Sagrada Familia

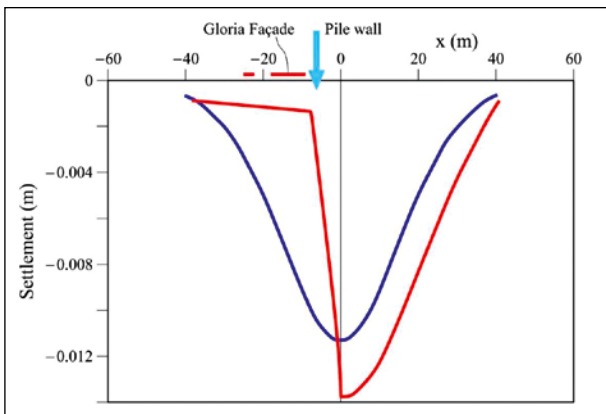
The previous case, and others, provided a helpful background to estimate the effect of a bored pile wall in the case of the Sagrada Familia tunnel. Some semi-theoretical solutions [3] were used to estimate the expected displacements around the tunnel. For an estimated ground loss of 0.5% (a conservative estimate in view of the experience gained with EPBS excavation in Barcelona Tertiary formations), Fig. 13 shows the estimated settlement trough with or without pile wall. An

efficiency of  $\eta = 0.85$  was estimated in this case, better than the previous value in alluvial soils, because of the significant improvement of the soil stiffness.

The predicted settlements on the "safe side" of the wall are no more than 1.5 mm. A conservation of volume loss (settlement trough area) with or without wall was also assumed to plot Fig. 13. Horizontal displacements at the surface were also estimated in a green field hypothesis (Fig. 14). The position of the



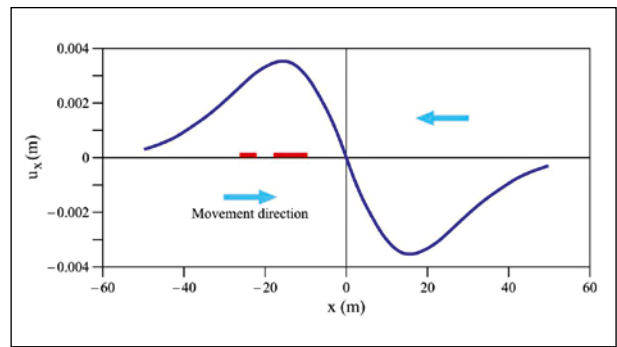
12 Measured and computed horizontal displacements for the Metro "Linea 9" case



13 Calculated settlements computed using theoretical semi-solutions from Longanathan and Poulos [3] and estimated effect of the pile wall

foundations of the Pórtico de la Gloria is also shown. Based on these estimations, the calculated angular distortions and horizontal strains of the façade for the ground losses (0.30%, 0.50% and 1%) are shown in Fig. 15. Negligible damage was expected for  $V = 0.5\%$ .

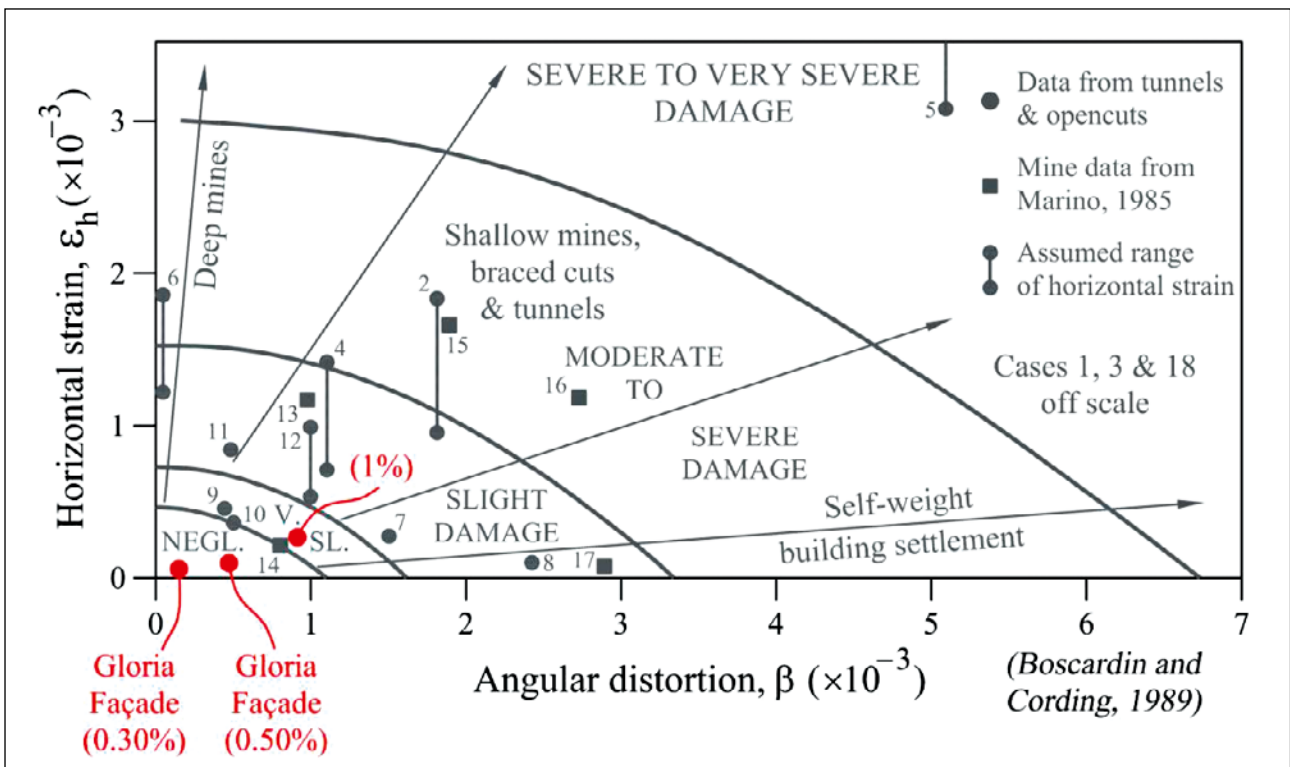
Improving the accuracy of calculation methods is always welcomed but such accuracy is an illusory goal in this case if the assumed ground loss at machine level is not known with confidence. This is usually the case in EPBS tunnelling. Fig. 16 and 17 show photos taken during the piled wall construction. The red soil in Fig. 16 corresponds to the upper Quaternary Barcelona deposits. Fig. 17 shows the proximity of the piled wall to the façade works.



14 Estimated horizontal displacements computed using theoretical semi-solutions from Longanathan and Poulos [3]

#### 4 Soil Instrumentation and Measurements

The area affected by the tunnel construction was heavily instrumented. Fig. 18 shows the layout of an instrumented cross section in the Sagrada Familia zone. Continuous (incremental) extensometers are located on both sides of the tunnel. Rod extensometers were located above the tunnel. Topographic marks for the measurement of vertical displacements were extended to longer distances on both sides of the tunnel in street crossings. Fig. 18 shows also the position of vibrating wire piezometers and the instrumentation fixed to the tunnel segmented lining. The monitoring of surface displacements covered a corridor around the tunnel and it was especially dense on the Sagrada Familia area. This is shown in Fig. 19, which provides a partial view of all the “external” instrumentation (outside the tunnel structure itself). Continuous recordings of vertical and horizontal displacements were performed



15 Representation of the Sagrada Familia case in the Boscardin and Cording [2] damage diagram





16 Pile excavation

by means of robotized monitoring stations that controlled the set of prisms installed. Conventional levelling was also carried out, as well as the monitoring of some cracks identified in buildings facing Mallorca and Provenza streets. This instrumentation resulted in massive information, which was daily reviewed during the EPBS excavation.

Recorded surface displacements were much lower than predicted at the design stage. This is illustrated in 2 cross-sections, perpendicular to the tunnel axis and located on both sides of the main nave of the temple under construction (Fig. 20, 21).

Fig. 21 shows the vertical settlement trough at chainage 3+575. The figure shows the temple structure in the background, as well as the position of the protecting wall. A reference for the recorded settlements is the calculated profile at a preliminary design stage ("Predicted project" in Fig. 21, 22) for an estimated volume loss of 0.5%. Maximum predicted settle-



17 Pile wall construction

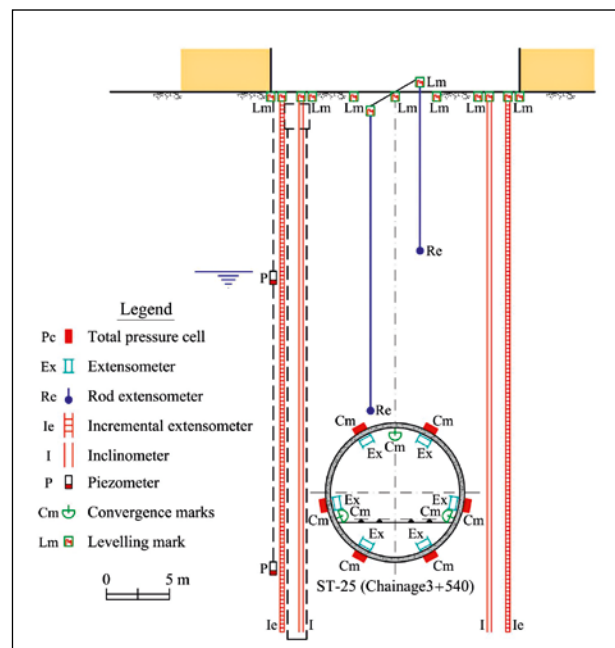
ments not centered on tunnel axis, because of the presence of the pile wall were close to 8 mm. However, the figures shows that the maximum recorded settlement on the tunnel side of the pile wall was 2 mm. On the "safe" side of the wall settlements were negligible. In fact, the entire volume loss attributed to this settlement profile is 0.04%. The plots in Fig. 20 and 21 represents conditions when the boring machine was already at a distance of 1.7 km from the instrumented cross-section.

Not only in the Sagrada Familia zone, but along the entire EPBS tunnel construction recorded settlements above the tunnel crown were extremely low. Fig. 22 shows measured settlements along the axis of Mallorca street in the vicinity of the temple.

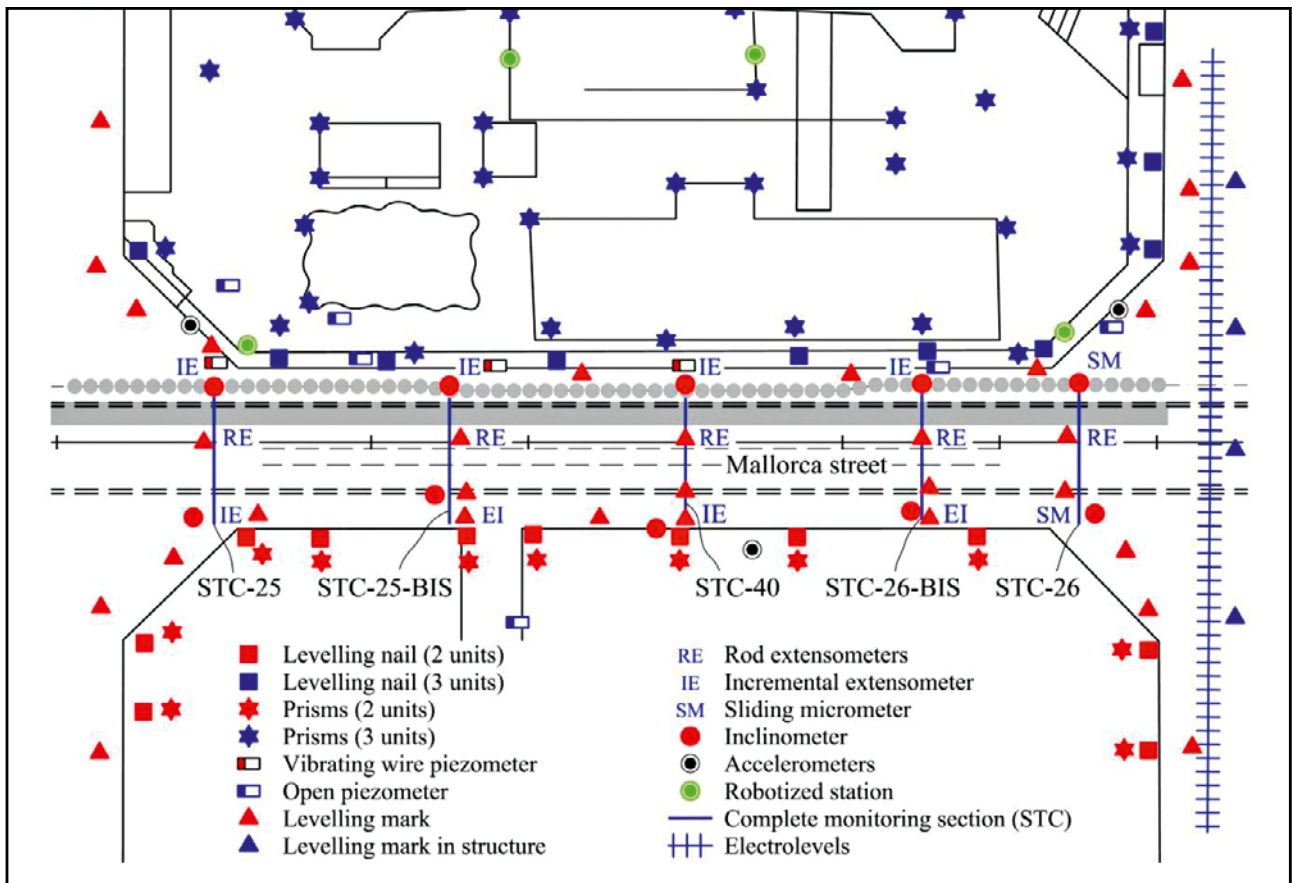
## 5 Some Construction Details

The tunnel was built by means of an Earth Pressure Balanced Machine with a boring diameter of 11.55 m, made by Herrenknecht AG specifically for this site. The segments of the rings defined an outer circle of 11.16 m in diameter, so the gap was about 19 cm. It was assumed that, in order to reduce volume loss it was important to inject the gaps with quick hardening grout and therefore, 8 duplicated injection lines at the back of the shield were continuously used.

The pressure to apply in the chamber was computed taking into account previous experiences and the soil and water conditions found on site. Generally, values between 100 kPa and 265 kPa were adopted for the pressure measured at the upper part of the chamber. Regarding the zone close to the Sagrada Familia Temple, where a sandy Tertiary soil dominates at tunnel depth, a target pressure of 243 kPa was prescribed. A 5% deviation from that target value was assumed to be "normal



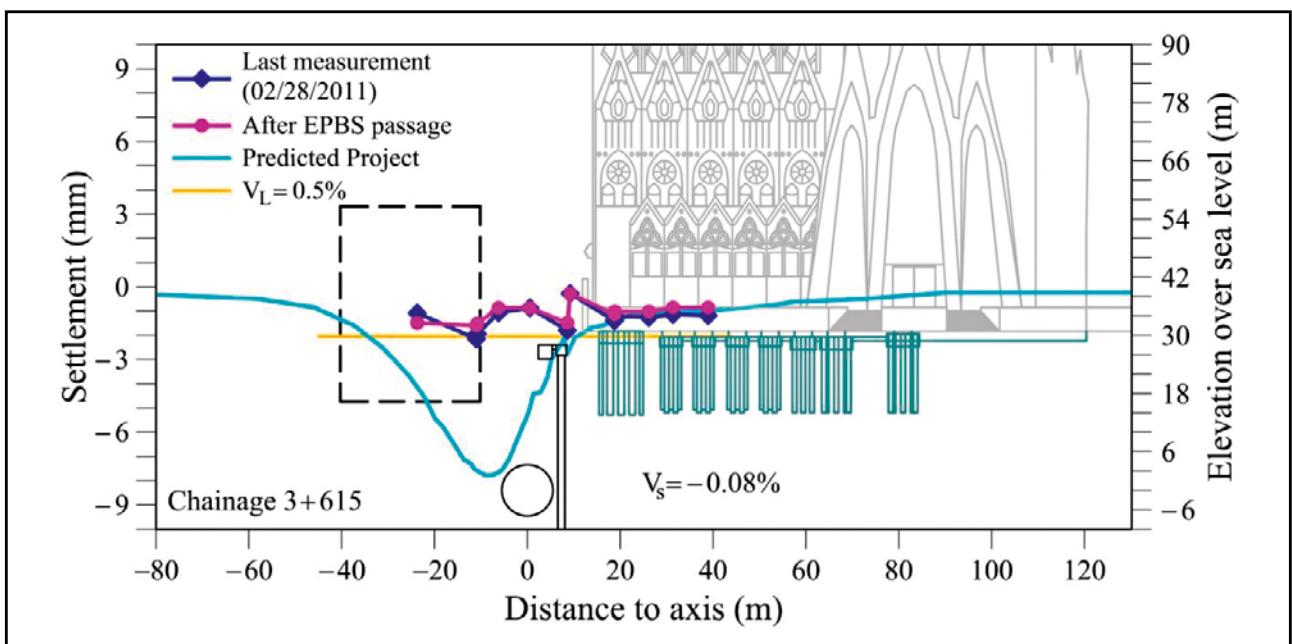
18 Monitoring layout in the measurement sections on the Sagrada Familia area



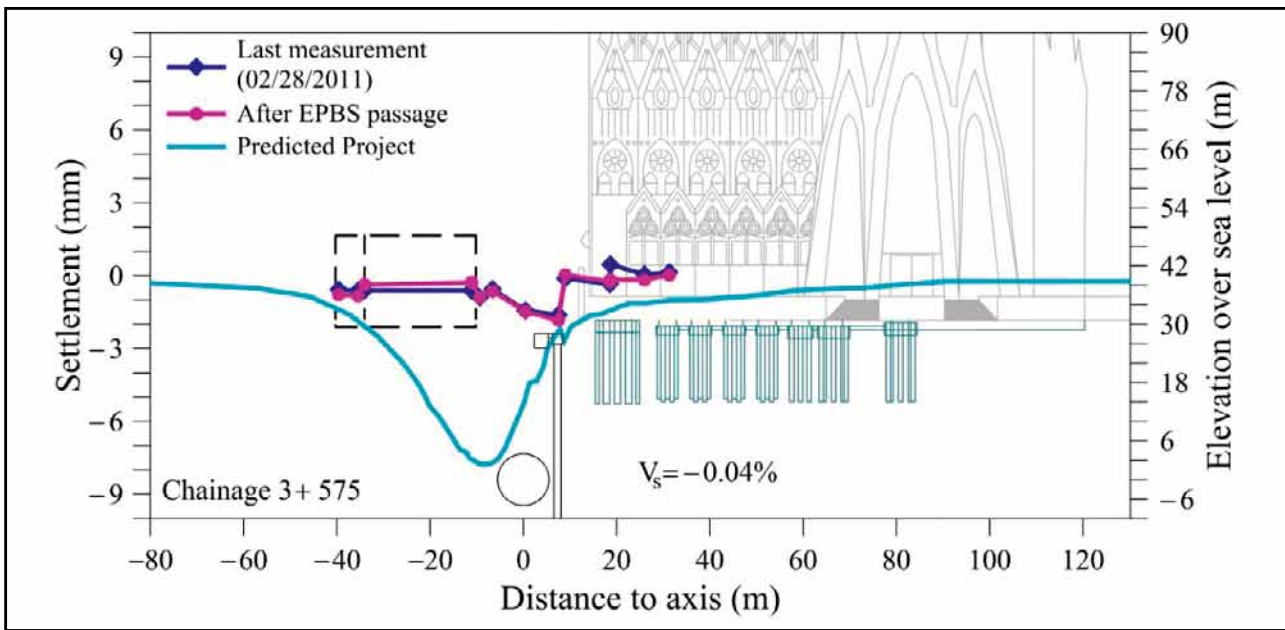
19 Plan of the monitoring arrays installed

operation” or “green conditions”. Deviations of about 10 to 20% were considered as “yellow” and “red conditions” respectively and specific protocols were defined for those situations. The so-called “red conditions” were never reached during the operation of the machine. In addition to the upper chamber

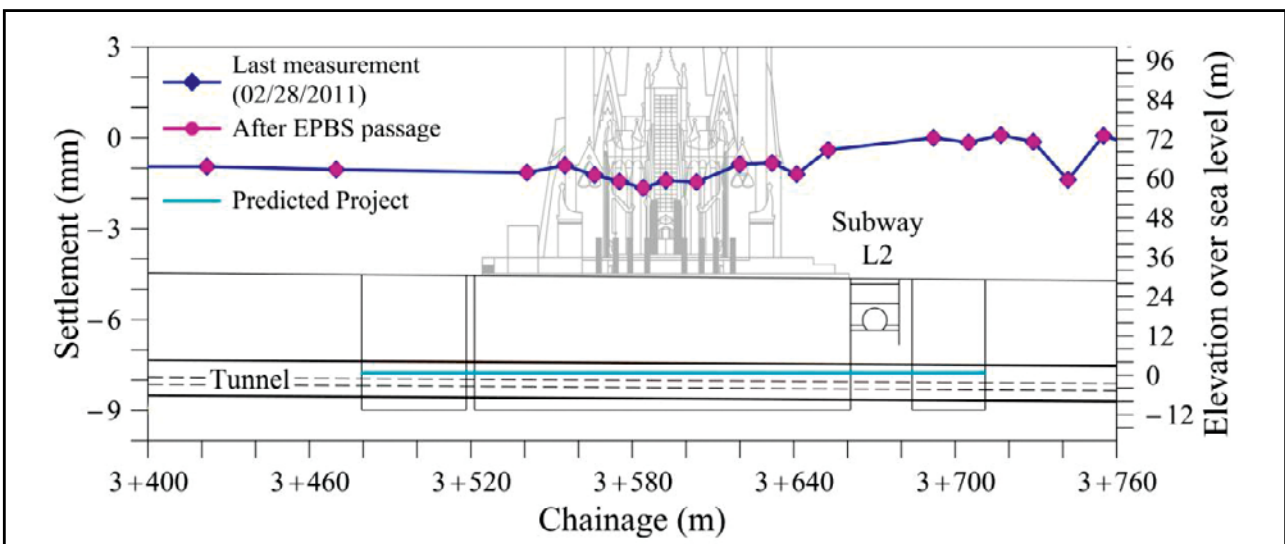
pressure, other variables were continuously measured and controlled, such as the pressure in the chamber at different heights, the weight of the excavated material, the volume and pressure of the injected mortar per ring, the chamber temperature, the head rotation speed and the volume of additives



20 Measured displacements at section 983



21 Measured displacements at section 1006



22 Measured vertical displacements along Mallorca street close to the Temple

being injected into the chamber (foam, bentonite, etc.). Each variable had an upper and lower specific limit for the 3 different conditions: "green", "yellow" and "red".

Apart from 2 shafts for the entry and exit of the EPB machine, 4 additional shafts were built previous to the tunnel construction, in order to facilitate the inspection of the cutting tools under atmospheric conditions. In this manner, the hyperbaric interventions were significantly reduced. In general, shafts had a circular geometry (19.7 m in diameter), using diaphragm walls with slurry bentonite and a hydromill equipment. Reinforced concrete with carbon fiber was used to allow the cutting by the EPB tools. Also, 2 adjacent rectangular enclosures were built to allow for a controlled decrease and increase of chamber pressure when approaching and leaving the shaft. Those adjacent enclosures were not excavated, but the water

table was controlled by means of pumping wells, operated according to the changes in the chamber pressure of the EPB.

### References

- [1] Bilotta, E.; G. Russo: Use of a line of piles to prevent damages induced by tunnel excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 137 (2011), No. 3, 254–262
- [2] Boscardin, M.; E.J. Cording: Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering* 115 (1989), No. 1, 1–21
- [3] Longanathan, N.; H.G. Poulos: Analytical prediction of tunneling-induced ground movements in clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 124 (1998), No. 9, 846–856



Franz Bauer, Dipl.-Ing., ÖBB-Infrastruktur AG, Wien/A

# Semmering-Basistunnel neu/A

## Das Projekt und seine wechselvolle Geschichte

Um das Nadelöhr der Südbahn im Semmering-Abschnitt zu beseitigen, entstand vor rund 30 Jahren ein konkretes Projekt zur Untertunnelung des Semmering-Massivs. Aufgrund verkehrspolitischer Diskussionen konnte dieses Projekt jedoch nicht realisiert werden. 2005 erfolgte schliesslich der Neustart für das inzwischen von einem breiten Konsens getragene Projekt „Semmering-Basistunnel neu“. Nach dem Beginn der baulichen Umsetzung 2012 werden nun die Tunnelvortriebsarbeiten in Angriff genommen.

# New Semmering Base Tunnel/A

## The Project and its Eventful History

A concrete project to undertunnel the Semmering Massif originated around 30 years ago in order to remove the Südbahn (South Railway) bottleneck in the Semmering section. However, this project was left unaccomplished on account of discussions relating to transport policy. In 2005, a new beginning was signalled for the in the interim widely supported “New Semmering Base Tunnel” project. Construction started in 2012, and now tunnel driving operations have commenced.

### 1 Der Semmering – Herausforderung für einen zukunftsweisenden Schienenweg

Folgt man der österreichischen Südbahn, von Wien ausgehend, so tritt nach rund 75 km eine markante topografische Herausforderung ihrer adäquaten Fortführung entgegen – der Semmering. Die Querung dieses Gebirgsmassivs im Ostauslauf des Alpenbogens mit einer Passhöhe von knapp unter 1000 m war für den Eisenbahnbau bereits vor 175 Jahren eine enorme Herausforderung und ist dies auch heute noch. Die Entscheidung für einen Schienenweg von Wien in den Süden über den Semmering wurde 1841 getroffen. Das Kaisertum Österreich erkannte die Bedeutung dieser neuen Transporttechnologie und ergriff die Initiative für den Bau wichtiger Eisenbahnlinien. Dazu zählte aus strategischen und handelspolitischen Gründen die Verbindung der Reichshaupt- und Residenzstadt Wien mit dem bedeutenden Hafen in Triest, unter einer Anbindung der aufstrebenden Eisenindustrie in den Talschaften südlich des Semmerings. Die noch junge Technologie des Eisenbahnbaues hatte somit eine eisenbahntaugliche Lösung für die topografisch herausfordernde Querung des Semmerings zu finden.

#### 1.1 Die „Ghega-Bergstrecke“ – Technische Pionierlösung des 19. Jahrhunderts

Verschiedene – aus heutiger Sicht zum Teil kurios anmutende – Lösungsmöglichkeiten für die Querung des Semmerings wurden entworfen. Sie reichten vom Einsatz ortsfester

### 1 The Semmering – Challenge for a future-orientated Railway

If one follows the Austrian Südbahn, starting from Vienna, after roughly 75 km a striking topographical challenge is encountered – the Semmering. Crossing this mountain massif on the eastern fringe of the Alpine Arc with a pass height of just under 1,000 m represented an enormous challenge for rail construction 175 years ago and this applies today. The decision favouring a railway from Vienna towards the south via the Semmering was made in 1841. The Austrian Empire recognized the significance of this new form of transport and took the initiative for building essential rail routes. This included for strategic and trade political reasons connecting the imperial capital and seat of power with the important port in Trieste, including a link with the growing iron industry in the valleys south of the Semmering. The still young technology of railway construction thus had to find a suitable solution for the topographical challenge presented by crossing the Semmering.

#### 1.1 The “Ghega Mountain Route” – 19<sup>th</sup> Century technical Pioneering Solution

Various possible solutions – some of which sound rather strange seen from today’s viewpoint – were developed for crossing the Semmering. They ranged from applying stationary steam engines with chain drive, a horse-drawn railway, an “atmospheric” railway right up to overcoming the differ-

## Nouveau tunnel de base du Semmering/A

### Le projet et son histoire mouvementée

Il y a près de 30 ans, un projet concret avait été forgé pour éliminer le goulet d'étranglement de la ligne ferroviaire sud dans la section de Semmering. Il prévoyait le creusement d'un tunnel sous le massif du Semmering. Ce projet n'a pourtant pas pu être réalisé en raison de discussions liées à la politique des transports. Le redémarrage du projet »Nouveau tunnel de base du Semmering« a eu lieu finalement en 2005, porté par un large consensus. Après la mise en place du chantier en 2012, les travaux d'excavation du tunnel vont maintenant être attaqués.

## Nuovo tunnel di base di Semmering/A

### Il progetto e la sua movimentata storia

Per eliminare la strettoia nel tratto del Semmering della linea ferroviaria austriaca meridionale, 30 anni fa sotto il massiccio del Semmering è stata progettata una galleria. A causa di discussioni sulla politica dei trasporti, questo progetto non è stato realizzato. Nel 2005, appoggiato da una larga parte dell'opinione pubblica, finalmente è stata realizzata partenza del progetto la nuova "Galleria di base del Semmering". Dopo l'inizio delle costruzioni nel 2012, vengono ora affrontati i lavori di avanzamento in galleria.

Dampfmaschinen mit Kettenantrieb, einer Pferdeisenbahn, einer „atmosphärischen“ Bahn bis hin zur Bewältigung des Höhenunterschiedes mittels Spitzkehren. Auch Tunnelvarianten mit Tunnellängen von rund 5 km wurden angedacht. Allerdings war damals die Tunnelbautechnik noch nicht so weit gediehen, um solche Tunnellängen zu bewältigen.

Letztendlich wurden die von verschiedenen Kreisen massiv angefeindeten Pläne von Karl Ritter von Ghega für eine Bergbahn über den Semmering umgesetzt. Mit deren Inbetriebnahme im Jahre 1854 wurde auch ein wesentlicher Lückenschluss für die Eisenbahnverbindung Wien – Triest geschaffen (Bild 1).

### 1.2 Gestiegene Anforderungen an die Südbahn erfordern neue Lösungen

Mitte der 1980er Jahre leitete ein gesellschafts- und verkehrspolitischer Wandel, begleitet vom auflebenden Umweltbewusstsein, eine Neuausrichtung des Schienenverkehrsangebotes ein. Die Bahn wurde als Mobilitätssystem der Zukunft positioniert.

Das dazu 1986 entwickelte Programm „Neue Bahn“ in Österreich zielte auf die Attraktivierung des Intercity- und Interregio-Personenverkehrs sowie auf die Schaffung eines hochwertigen Leistungsangebotes für den Güterverkehr ab. Neben der Modernisierung von Bahnhöfen und der Errichtung von neuen Güterterminals sollte vor allem ein durch Neu- und Ausbaumaßnahmen zu schaffendes Hochleistungsstreckennetz diesen Qualitäts- und Kapazitätsschub induzieren. Der Ausbau der Südbahn – mit einer leistungsfähigen Semmeringquerung – war ein massgeblicher Bestandteil dieser Netzverbesserung.

Die Südbahn hat sich seit ihrer Errichtung zu einer der wichtigsten innerösterreichischen Verbindungen entwickelt. Im europäischen Verkehrskontext ist sie durch den Beschluss des EU-Verkehrsministerrates vom Dezember 2013 in die Liga des

ence in height by means of switchbacks. Also tunnel alternatives with lengths of up to 5 km were considered. It must be admitted though that tunnelling technology was not so far advanced in those days to even contemplate tackling such lengths.

Ultimately the plans put forward by Karl Ritter von Ghega, which were bitterly opposed in some circles, for a mountain railway over the Semmering were translated into practice. When it was opened in 1854, this signified a substantial reduction in the gap for the rail link between Vienna and Triest (Fig. 1).

### 1.2 Growing Demands on the Südbahn call for new Solutions

In the mid-1980s a social and transport political change accompanied by increasing environmental awareness introduced a new approach towards rail transportation. The railways adopted a position as the mobility system of the future.

The related "Neue Bahn" programme developed in 1986 targeted the attractiveness of Intercity and inter-regional passenger traffic as well as the creation of a high-quality range of services for goods traffic. Apart from modernizing stations and setting up new goods terminals, a high-speed route network produced by new construction and upgrading measures was first and foremost intended to induce this leap in quality and capacity. The development of the Südbahn – with an efficient link crossing the Semmering – represented a decisive component for improving the network.

Since its inception, the Südbahn has become one of the most important inner Austrian links. In a European transport context it has risen to join the league of the 9 strategic corridors comprising the trans-European core network following the decision by the EU Council of Transport Ministers from December 2013. It is part of the Baltic-Adriatic axis, a major link from the Baltic Sea to the Adriatic.

9 strategische Korridore umfassenden transeuropäischen Kernnetzes aufgestiegen. Sie ist Teil der Baltisch-Adriatischen Achse, einer hochrangigen Verbindung von der Ostsee bis zur Adria.

Der Eisenbahnverkehr über die Semmering-Bergstrecke hat sich vom Zeitpunkt der Inbetriebnahme 1854 mit einigen wenigen Zügen pro Tag und Maximalgeschwindigkeiten von rund 20 km/h auf aktuell über 200 Züge pro Tag bzw. rund 35 Mio. Bruttotonnen/Jahr enorm gesteigert.

Die infrastrukturellen Anlageverhältnisse der „Ghega-Bahn“ sind mit Ausnahme der wiederholt notwendigen Sanierungsmassnahmen und der Streckenelektrifizierung jedoch unverändert geblieben. Die engen Kurvenradien, die grossen Steigungen und die kleinen Tunnelquerschnitte schränken ein zeitgemässes Verkehrsangebot eklatant ein. So liegen im Personenverkehr die Geschwindigkeiten auf der Nordrampe zu einem Grossteil unter 70 km/h und auch der Einsatz von Doppelstockwagen ist nicht möglich. Im Güterverkehr können schwere Züge nicht durchgehend geführt werden, Vorspann- bzw. Nachschiebebetrieb ist erforderlich, im kombinierten Ladungsverkehr bestehen massive Beschränkungen. Die starke Beanspruchung der Infrastruktur durch die hohe Verkehrsbelastung verursacht einen enormen Instandhaltungsaufwand und massive Betriebseinschränkungen.

Rail traffic over the Semmering mountain route has grown enormously since it was opened in 1854 with a few trains per day and maximum speeds of around 20 km/h to currently more than 200 trains per day and some 35 million gross tonnes/year.

The infrastructural conditions of the “Ghega Railway” have nonetheless remained unchanged apart from the necessary redevelopment measures carried out at regular intervals and electrification of the route. The narrow curve radii, the major gradients and the small tunnel cross-sections enormously restrict modern transport services. Thus for passenger trains for example, the speeds on the north ramp are by and large confined to less than 70 km/h. Furthermore, double-deck rolling stock cannot be used. As far as goods trains are concerned, heavy trains cannot run over the entire route, extra pilot and banker locomotives have to be added and there are massive restrictions in combined load traffic. Impositions placed on the infrastructure by the high volume of traffic cause an enormous need for maintenance and massive restrictions to services.

In the mid-1980s, work began on a Semmering Base Tunnel project to eradicate these sub-optimal conditions for attractive passenger and goods traffic.



1 Viadukt Kalte Rinne der Ghega-Bahn (Foto: ÖBB-Infrastruktur AG/Christian Dittler)  
Kalte Rinne viaduct on the Ghega-Bahn



Zur Beseitigung dieser suboptimalen Bedingungen für einen attraktiven Personen- und Güterverkehr wurde Mitte der 1980er Jahre mit dem Projekt für einen Semmering-Basistunnel begonnen.

### 1.3 Untertunnelung des Semmerings

Die wesentlichen Eingangsparameter für die Projektierung einer Untertunnelung des Semmeringmassivs waren die durch die Bahnhöfe vorgegebenen Verknüpfungspunkte mit der Bestandsstrecke, die komplexen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Semmeringmassiv, die geforderte Ausbaugeschwindigkeit von 160 km/h sowie die geltenden sicherheitstechnischen Anforderungen beim Betrieb des Tunnels.

Das Projektergebnis war schliesslich ein für den Mischbetrieb ausgelegter rund 22 km langer Doppelspurtunnel mit einer durchschnittlichen Steigung von 10,3‰. Die über weite Strecken hangnah geführte Tunneltrasse erlaubte die Anlage von direkten Rettungsausgängen an die Oberfläche mittels Stollen. Im Tunnelabschnitt mit hohen Gebirgsüberlagerungen wurde dem Sicherheitskonzept mit einem rund 10 km langen Begleitstollen entsprochen.

Für das Projekt wurden gesamtwirtschaftliche Bewertungen unter Einbeziehung von Projektalternativen durchgeführt und die umweltrelevanten sowie eisenbahnbehördlichen Genehmigungen erwirkt. 1994 wurde die bauliche Projektumsetzung in Form eines Pilotstollens gestartet. Verkehrspolitische Diskussionen und verfahrensrechtliche Abläufe im Zusammenhang mit einem Naturschutzverfahren hemmten die weitere Projektumsetzung und brachten sie 1999 gänzlich zum Erliegen.

## 2 Der Semmering-Basistunnel neu

### 2.1 Vom Semmering-Basistunnel zum Semmering-Basistunnel neu

Im März 2005 wurde die innerösterreichische verkehrspolitische Pattstellung beim Projekt Semmering-Basistunnel per Ministerratsbeschluss im Einvernehmen mit den Bundesländern Niederösterreich und Steiermark aufgelöst und ein gänzlicher Projektneustart verordnet.

Die wesentlichsten Zielsetzungen für diesen Neustart lagen in der Schaffung einer einheitlich leistungsfähigen Schieneninfrastruktur mit Flachbahncharakter auf der gesamten Strecke Wien – Graz – Klagenfurt und in der zeitlichen sowie inhaltlichen Zusammenschau mit dem Bau der Koralmbahn zwischen Graz und Klagenfurt als weiterem Schlüsselprojekt der Südbahn. Ausserdem waren die gegenüber dem bisherigen Projekt sowohl national als auch auf EU-Ebene massiv gestiegenen Anforderungen bezüglich Tunnelsicherheit einzubeziehen.

Somit wurden im Zuge des Projektauftrages die konkreten Ziele und Rahmenbedingungen für die Planungen des Semmering-Basistunnels neu festgelegt. Dazu zählten:

### 1.3 Untertunnelung des Semmering

The essential starting parameters for designing a tunnel under the Semmering Massif were the intersection points with the existing route provided by the stations, the complex geological and hydrogeological conditions in the Semmering Massif, the required design speed of 160 km/h as well as the valid safety technical requirements during operation of the tunnel.

The outcome of the project was ultimately a roughly 22 km long twin-tunnel with an average gradient of 10.3‰ devised for mixed services. The tunnel route running close to the slope over lengthy sections enabled direct evacuation exits to the surface in the form of passages to be set up. In the tunnel section with high rock overburdens the safety concept was complied with in the form of a roughly 10 km long parallel tunnel.

General economic evaluations were undertaken for the project with the inclusion of project alternatives and the various permits obtained relating to the environment as well as the approval of the railway authorities. A pilot tunnel started in 1994 heralded in the translation of the project into practice. Transport political discussions and legal procedures in conjunction with a nature conservation issue hampered the project continuing and resulted in it grinding to a halt in 1999.

## 2 The New Semmering Base Tunnel

### 2.1 From the Semmering Base Tunnel to the New Semmering Base Tunnel

In March 2005, the internal Austrian transport political stalemate relating to the Semmering Base Tunnel was resolved by a resolution from the council of ministers in agreement with the federal states of Lower Austria and Styria and a complete new beginning called for.

The main objectives for this new beginning lay in creating a common efficient rail infrastructure with flat trajectory character over the entire route from Vienna – Graz – Klagenfurt and in chronological as well as content-related synopsis in conjunction with the construction of the Koralmbahn between Graz and Klagenfurt as a further key element of the Südbahn. In addition, massively increased requirements both at national as well as EU level relating to tunnel safety as compared with the former project had to be incorporated.

Consequently, within the course of commissioning the project, the concrete aims and general conditions for the plans for the New Semmering Base Tunnel were established. These included:

- Inclusion of Gloggnitz Station in the north and the Mürzzuschlag/Langenwang area in the south in both cases as intersection points for the existing route
- Alignment of the tunnel longitudinal gradient complying with uniform dynamic conditions over the entire Südbahn (flat trajectory character with max. 8.5‰)
- Route alignment for a speed of up to 230 km/h

- Einbeziehung des Bahnhofes Gloggnitz im Norden und des Raumes Mürzzuschlag/Langenwang im Süden jeweils als Verknüpfungsbereiche mit der Bestandsstrecke
- Ausrichtung der Tunnellängsneigung auf einheitliche fahrdynamische Verhältnisse im Verlauf der gesamten Südbahn (Flachbahncharakter mit max. 8,5 ‰)
- Trassenführung für eine Geschwindigkeit von bis zu 230 km/h
- Fertigstellung des Semmering-Basistunnels neu möglichst zeitnahe mit der Koralmbahn
- Nutzung und Einbeziehung bereits getätigter Investitionen aus dem Vorprojekt

Entsprechend dieser Zielsetzungen wurden die Planungen sowie die raum- und umweltbezogenen Untersuchungen im Projektgebiet aufgenommen und Trassenvarianten entwickelt.

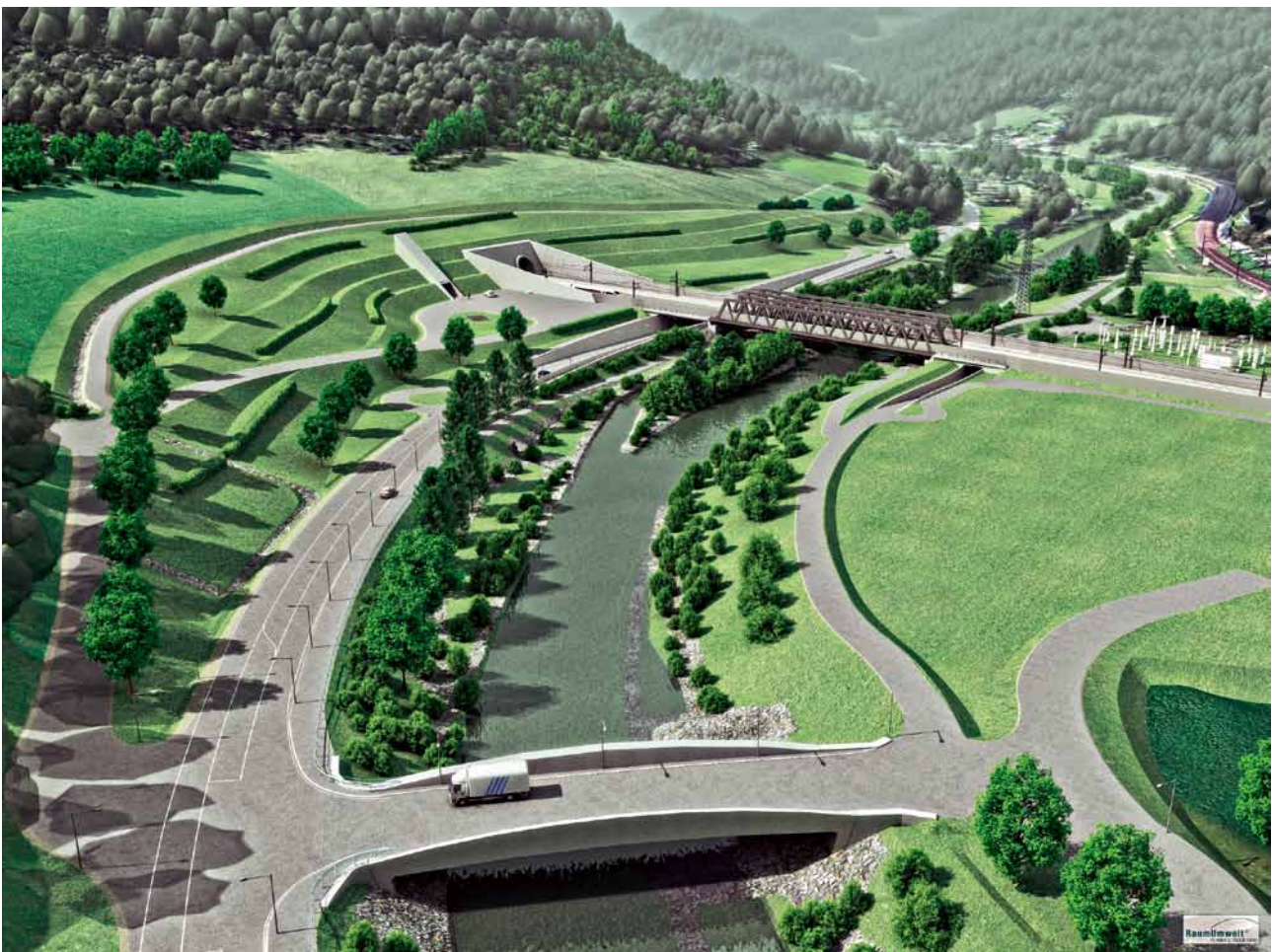
Im Semmeringgebiet, einem sensiblen Naturraum, sind grosse Teile als Landschaftsschutzgebiet, als Naturpark und als Natura 2000 Gebiet gesetzlich geschützt. Ausserhalb der Schutzgebiete, in den Talungen, befinden sich Bebauungen, Besiedlungen und vorhandene Infrastrukturen. Auch die Baugrundverhältnisse sind von spezieller, vielfältiger Aus-

- Completion of the New Semmering Base Tunnel if possible to coincide with the Koralmbahn
- Utilization and inclusion of investments already made in the previous project

The plans as well as spatially and environmentally related investigations were executed in the project area and route alternatives developed in accordance with these objectives.

In the Semmering district, a sensitive natural region, large tracts are protected by law as a conservation area, a nature park and as a Natura 2000 area. Outside these protected districts, in the valleys there are built-up areas, settlements and existing infrastructures. The ground conditions are also of a special, varied nature: intensively influenced tectonic zones and thick nappe boundaries, water-bearing carbonate rocks with deep-seated karstification and an indeterminable number of associated water courses and moist habitats – a delight for geologists, hydrogeologists and botanists on account of this diversity but a practically impossible challenge for route designers and tunnellers.

Nonetheless, this challenge was tackled successfully. A tunnel route was chosen from 4 tunnel alternatives combined



2 Portal Gloggnitz, Planungsstand 2013 (Grafik: ÖBB-Infrastruktur AG/RaumUmwelt)  
Gloggnitz portal, state of planning as of 2013

prägung: tektonisch intensiv überprägte Zonen und mächtige Deckengrenzen, wasserführende Karbonatgesteine mit tiefgründiger Verkarstung und eine schier unüberschaubare Anzahl daran gebundener Wasserversorgungen und Feuchtlebensräume – aufgrund dieser Vielfalt ein fachlicher Leckerbissen für Geologen, Hydrogeologen und Botaniker, aber ein kaum zu bewältigender Kraftakt für Trassenplaner und Tunnelbauer.

Der Kraftakt ist dennoch gelungen. Aus 4 Trassenvarianten kombiniert mit 5 Bahnhof-Standortvarianten und 35 unterschiedlichen Baukonzepten wurde eine Tunneltrasse ausgewählt, die die verkehrlichen Anforderungen sehr ausgewogen erfüllt, die geringsten Baukosten verursacht und im Bereich Raum/Umwelt einen höchsten Zielerfüllungsgrad erreicht.

Die Akzeptanz dieses Ergebnisses war u.a. auch dadurch möglich, da die Region und die Entscheidungsträger im Bund und in den Bundesländern intensiv in den Planungsprozess eingebunden waren. Mit Hilfe eines speziellen BürgerInnenmitarbeitsmodells und einer proaktiven projektbegleitenden Öffentlichkeitsarbeit wurde informiert, kommuniziert, Anregungen aus der Bevölkerung diskutiert, auf Bedenken und Befürchtungen rasch reagiert und Vertrauen geschaffen.

Da die Ghega-Bahn seit 1998 den Status einer UNESCO-Welterbestätte besitzt, war das Tunnelprojekt auch hinsichtlich seiner diesbezüglichen Verträglichkeit zu überprüfen. Im Jahr 2010 wurde durch einen Experten des UNESCO Welterbezentrum ein positiver Befund dafür erteilt. Im weiteren Ablauf wird die konforme Projektumsetzung laufend durch einen Gestaltungsbeirat überprüft.

### 2.2 Semmering-Basistunnel neu – das technische Projekt

Das Projekt Semmering-Basistunnel neu umfasst im Wesentlichen folgende Anlagen:

- den ca. 27,3 km langen zweiröhren Tunnel mit Querschlägen im Abstand von 500 m, welche als Flucht- und Rettungsweg sowie zur Unterbringung von bahntechnischen Einrichtungen dienen; eine Nothaltestelle in Tunnelmitte in Form eines Rettungsraumes zwischen den beiden Tunnelröhren mit Frischluftversorgung über einen rund 420 m hohen Lüftungsschacht;
- den ca. 1,0 km langen zweigleisigen Freistreckenabschnitt im Anschluss an den Bahnhof Gloggnitz (Bild 2) bis zum Tunnelportal Ost mit Eisenbahnbrücken über den Schwarzafluss und die Landesstrasse sowie bauliche Massnahmen zur Anpassung des querenden Strassen- und Wegenetzes einschliesslich Hochwasserschutzmassnahmen;
- die Einbindung der Neubaustrecke in den Bahnhof Mürzzuschlag mit der Überführung der Bergstrecke und die erforderliche Umgestaltung der Bahnhofsanlagen (Gleise und Bahnsteige, Zufahrten);
- die Errichtung von 2 Unterwerken für die Bahnstromversorgung.

with 5 station location alternatives and 35 different construction concepts, which fulfilled requirements in a very balanced way, resulted in the lowest construction costs and attained the ultimate degree of attainment in terms of space/environment.

This result was accepted among other things because the region and the decision makers from the national government and federal states were intensively involved in the planning process. With the help of a special model involving citizens' cooperation and proactive project-related PR work, information and communications were passed on, proposals made by the population discussed, doubts and fears quickly responded to and trust created.

As the Ghega Bahn has possessed the status of a UNESCO world heritage site since 1998, the tunnel project also had to be examined to establish its actual compatibility. In 2010, an expert from the UNESCO World Heritage Centre came up with a positive report in this respect. A design council made sure that the project was executed accordingly as work progressed.

### 2.2 New Semmering Base Tunnel – the Technical Project

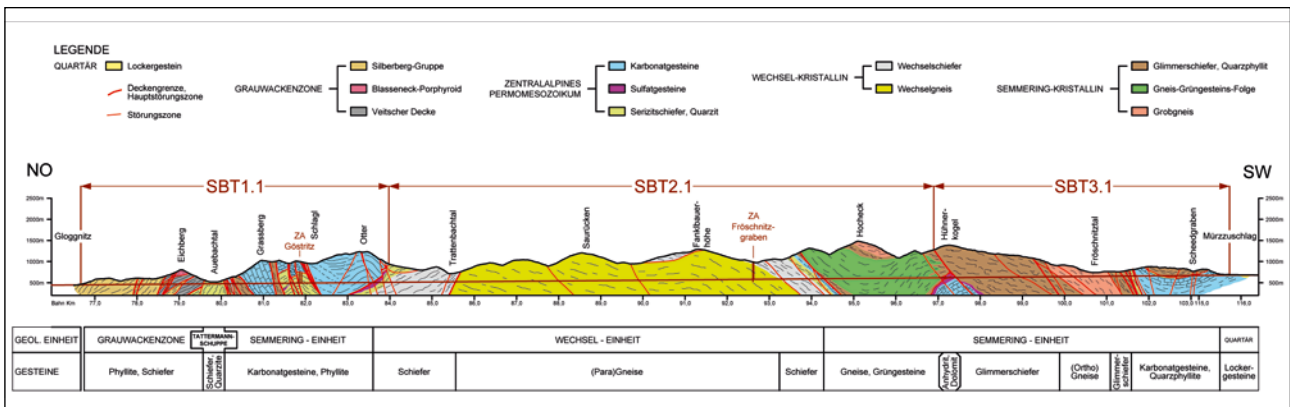
The New Semmering Base Tunnel project by and large embraces the following facilities:

- The roughly 27.3 km long twin-bore tunnel with cross-passages set every 500 m, which serve as an escape and evacuation route as well as to accommodate rail technical equipment; an emergency stop in the middle of the tunnel in the form of an evacuation area between the 2 tunnel bores with fresh air supply via a 420 m high ventilation shaft;
- The roughly 1.0 km long 2-track open route section linking Gloggnitz Station (Fig. 2) with the eastern tunnel portal with a railway bridge over the River Schwarza and the regional road as well as constructional measures to accommodate the network of roads and paths that cross including flood protection measures;
- Inclusion of the new route in Mürzzuschlag Station with the mountain route overpass and the necessary modification of the station facilities (tracks and platforms, accesses);
- Setting up 2 sub-stations for the rail power supply.

A number of project-specific factors were of relevance for the choice of the tunnel driving concept and establishing the number and length of the excavation sections as well as the given driving method.

On the one hand, the tunnel has to penetrate a number of major geological units and their nappe boundaries, which have undergone massive tectonic activities, in a constricted area in spite of optimization of the route alignment. These, as well as the major geological units themselves, consist of a large number of different types of rock and represent a wide range respecting their geotechnical and hydrogeological characteristics.





3 Geologischer Längenschnitt des Semmering-Basistunnels neu (Grafik: ÖBB-Infrastruktur AG/3-g)  
Geological longitudinal section of the New Semmering Base Tunnel

Für die Wahl des Tunnelvortriebskonzeptes und Festlegung der Anzahl und Längen der Vortriebsabschnitte sowie der jeweiligen Vortriebsmethode waren mehrere projektspezifische Faktoren von Relevanz.

Einerseits durchfährt der Tunnel trotz der erzielten Optimierungen in der Trassenführung auf engem Raum mehrere geologischen Grosseinheiten und deren tektonisch massiv überprägte Deckengrenzen. Diese, sowie die geologischen Grosseinheiten selbst, sind aus einer Vielzahl von unterschiedlichen Gesteinsarten aufgebaut und weisen hinsichtlich ihrer geotechnischen und hydrogeologischen Eigenschaften eine grosse Bandbreite auf.

Andererseits sind für einen in zeitlicher und wirtschaftlicher Hinsicht optimierten Vortriebsablauf wegen der grossen Tunnellänge Zwischenangriffe einzurichten. Derartige Zwischenangriffe müssen allerdings folgende Kriterien erfüllen:

- möglichst geringe Überlagerung,
- ausreichendes Platzangebot für Baustelleneinrichtungen,
- vorhandene oder schaffbare Infrastrukturen zur Ver- und Entsorgung der Baustellen und
- einen möglichst geringen Raumwiderstand zufolge Besiedelung und Naturgegebenheiten.

Auch diese Herausforderung wurde trotz der speziellen Umfeldbedingungen beim Projekt Semmering-Basistunnel neu gemeistert.

Das gewählte Vortriebskonzept sieht vor, dass neben dem Vortrieb direkt vom Portal in Gloggnitz 3 Zwischenangriffe eingerichtet werden. Von jedem Zwischenangriff aus wird in beide Richtungen vorgetrieben. Die insgesamt 7 Vortriebe werden in 3 Baulose zusammengefasst. Das 1. Tunnelbaulos startete Anfang 2014, die beiden weiteren folgen jeweils um 1 Jahr versetzt.

Beim Semmering-Basistunnel neu kommt neben dem konventionellen Vortrieb nach der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) auch der maschinelle Tunnelvor-

trieb. On the other hand, intermediate points of attack have to be established to ensure optimized driving operations in terms of both time and money on account of the length of the tunnel. Such intermediate points of attack must, however, fulfil the following criteria:

- The overburden must be as shallow as possible
- Sufficient amount of space for site installation yards
- Infrastructures that already exist or have to be created for supply and disposal purposes for the construction sites and
- As little spatial resistance as possible with regard to settlements and natural conditions.

This challenge was also mastered yet again in spite of the special surrounding conditions relating to the new Semmering Base Tunnel project.

The selected driving concept foresees 3 intermediate points of attack being established in addition to the excavation undertaken directly from the Gloggnitz portal. Tunnelling takes place in both directions from each intermediate point of attack. The altogether 7 drives are split into 3 contract sections. The first contract section commenced in early 2014, the remaining 2 are to be executed set a year apart.

Apart from conventional driving in keeping with the New Austrian Tunnelling Method (NATM) mechanized tunnelling is also applied to produce the New Semmering Base Tunnel. The application of tunnel boring machines was, however, restricted on account of the geotechnical conditions, the technical possibilities for mastering the predicted fault zones and underground water courses, the logistic requirements as well as the limited capacities of the construction site yards (Fig. 3).

### 2.2.1 Gloggnitz Tunnel Section with Göstritz intermediate Point of Attack

A sequence of slate, phyllite and graphitic phyllite is penetrated by conventional means over a distance of roughly 5 km starting from the Gloggnitz portal. These rocks possess a proclivity towards high convergences and are thus unsuitable for utilizing tunnel boring machines. After crossing a valley with quartzite rock and sericitic phyllites, the drive runs through

trieb zum Einsatz. Der Einsatz von Tunnelvortriebsmaschinen war jedoch aufgrund der geotechnischen Gegebenheiten, der technischen Möglichkeiten zur Bewältigung der prognostizierten Störzonen und Bergwasserführungen, der logistischen Anforderungen sowie der begrenzten Kapazitäten bei den Baustellenflächen eingeschränkt (Bild 3).

### 2.2.1 Tunnelabschnitt Gloggnitz mit Zwischenangriff Göstritz

Vom Portal in Gloggnitz ausgehend werden auf ca. 5 km Länge eine Abfolge von Schiefer, Phyllite und graphitische Phyllite im konventionellen Vortrieb durchörtert. Diese Gesteine neigen zu hohen Konvergenzen und sind deshalb für einen Einsatz von Tunnelvortriebsmaschinen nicht geeignet. Nach einer Talquerung mit Quarzitgestein und serizitischen Phylliten wird der Vortrieb durch den bergwasserführenden Karbonatstock des Grasberges bis in die Schlagl-Störung geführt. In den Karbonaten sind zur Zuflussbegrenzung etappenweise Vorausbohrungen mit gerichteten Bohrungen zur Vorausinjektion des Gebirges vorgesehen.

Vom Zwischenangriff Göstritz, welcher aus einem ca. 1 km langen Zugangstunnel und 2 jeweils 250 m tiefen Blindschächten besteht, werden zeitlich parallel 2 markante Gebirgsformationen aufgeföhren:

- Im Vortrieb nach Osten der ca. 1 km lange Grasberg-Schlagl-Störungskomplex mit Glimmerschiefer, Tonschiefer und Serizitphyllite, welche das Produkt einer ca. 10 km langen Lateralverschiebung, der „Mürztal-Semmeringhauptstörung“ sind.

the Grasberg carbonate deposit which carries underground water into the Schlagl Fault. Advance drilling with directional drill holes for advance injections are foreseen in stages for the rock in the carbonates to restrict the flow of water.

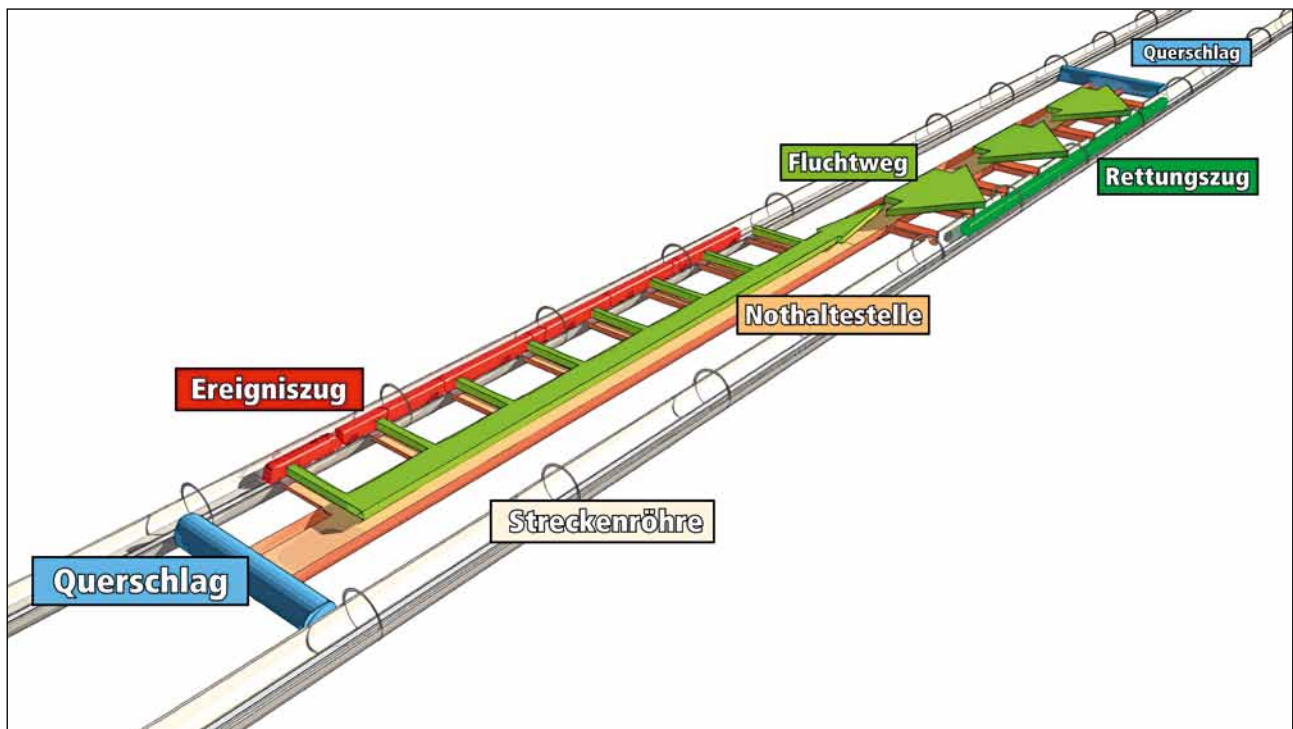
From the Göstritz intermediate point of attack, which consists of an approx. 1 km long access tunnel and 2 blind shafts, which are each 250 m deep, 2 striking rock formations are driven at the same time:

- During the drive towards the east for the approx. 1 km long Grasberg Schlagl Fault complex with mica slates, clay slates and sericitic phyllites, which represent the product of a roughly 10 km long lateral displacement, the “Mürztal-Semmering Main Fault”
- During the roughly 1.5 km long drive towards the west of the karstified dolomite-marble deposit at the Mitterrotter. The rock here has to be treated with advance injections in keeping with the principle applied for the Gloggnitz excavation.

### 2.2.2 Tunnel Section/Fröschnitzgraben intermediate Point of Attack

Two more than 400 m deep shafts with some 10 m diameter are sunk to tunnel level for the Fröschnitzgraben intermediate point of attack. A cavern to accommodate the necessary facilities for driving the tunnel such as workshop, mixing plant and material transfer point, is set up at the bottom of the shaft. When construction is over, this cavern will largely be used as an emergency stop (Fig. 4).

Mainly gneiss and slate with subordinated local faults and weak water courses are encountered in the approx. 9 km long east-



4 Nothaltestelle im Semmering-Basistunnel neu (Grafik: ÖBB-Infrastruktur AG/Kommerz)  
Emergency stop on the New Semmering Base Tunnel

- Im ca. 1,5 km langen Vortrieb nach Westen der verkarstete Dolomit-/Marmorstock des Mitterrotter. Hier ist nach dem gleichen Prinzip wie beim Vortrieb Gloggnitz das Gebirge mittels Vorausinjektionen zu behandeln.

### 2.2.2 Tunnelabschnitt/Zwischenangriff Frörschnitzgraben

Für den Zwischenangriff Frörschnitzgraben werden 2 mehr als 400 m tiefe Schächte mit einem Durchmesser von rund 10 m bis auf Tunnelniveau abgeteuft. Am Schachtfuss wird eine Kaverne zur Unterbringung der notwendigen Einrichtungen für die Tunnelvortriebsarbeiten wie Werkstatt, Mischanlage und Materialumschlag ausgebrochen. Im Endausbau wird diese Anlage zum Grossteil als Nothaltestelle genutzt (Bild 4).

Im ca. 9 km langen Ostvortrieb werden überwiegend Gneise und Schiefer mit untergeordneten lokalen Störungen und geringen Wasserführungen angetroffen. Dieser Vortriebsabschnitt ist daher der einzige im gesamten Projekt, in dem aufgrund dieser kompetenten Gebirgsverhältnisse Tunnelvortriebsmaschinen eingesetzt werden können.

Der konventionelle 4 km lange Westvortrieb wird im Wesentlichen von der markanten Deckengrenze zwischen der Wechseleinheit (Gneise) und der Semmeringeinheit (Gneise und Grüngesteine) geprägt. Die mächtige Störzone dieser Deckengrenze besteht aus Quarziten, zerlegten Phylliten sowie aus eingeschuppten wasserführenden Karbonaten.

Ein wesentlicher Bestandteil dieses Bauloses ist die Deponie Longsgraben, welche mit einer Fläche von rund 20 ha und einem Fassungsvermögen von rund 5 Mio. m<sup>3</sup> für die Deponiekompartmente „Bodenaushub“ und „Baurestmassen“ ausgelegt ist. In diese Deponie wird im Wesentlichen das gesamte Ausbruchmaterial der 3 Zwischenangriffe eingelagert. Geogen bedingt höher belastetes Material wie Gipse, Anhydrit und vererztes Gestein muss entsorgt werden (Bild 5).

Nach Abschluss der Bauarbeiten wird der Bereich der Deponie wieder rekultiviert und aufgeforstet.

Der Einbau des Tunnelausbruchmaterials in diese baustellennahe Deponie ist ein wesentlicher Beitrag zur Entlastung der Region von Transporten während der Baumassnahmen. Das Ausbruchmaterial aus dem Vortrieb Gloggnitz wird per Bahn abtransportiert.

### 2.2.3 Tunnelabschnitt/Zwischenangriff Grautschendorf

Dieser knapp 7 km lange Tunnelabschnitt wird geologisch dominiert vom Semmering-Kristallin, bestehend aus Glimmerschiefer, Gneise und karbonatischen Einheiten sowie der durchlaufenden Semmering-Hauptstörung. Der Zwischenangriff erfolgt über einen ca. 1,5 km langen Zugangstunnel. Am Ende des Ostvortriebes wird ein Stö-

ern drive. This excavation section is thus the only one in the entire project, where tunnel boring machines can be applied on account of the stable rock conditions to be found there.

The conventional 4 km long western drive is distinguished by and large by the striking nappe boundary between the alternating unit (gneisses) and the Semmering unit (gneisses and greenstones). The thick fault zone of this nappe boundary consists of quartzites, degraded phyllites as well as imbricated water-bearing carbonates.

The Longsgraben dump represents an important component of this contract section. With an area of some 20 hectares and a capacity of about 5 million m<sup>3</sup>, it caters for housing the “excavated soil” and “residual construction masses” sectors. By and large, the entire muck from the 3 intermediate points of attack is stored at this dump site. Geogenically determined highly contaminated material such as gypsum, anhydrite and mineralized rock must be disposed of (Fig. 5).

After the conclusion of construction operations, the dump site will be recultivated and trees planted.

Dumping the tunnel excavated material on this waste site close to the construction site itself represents a considerable contribution towards relieving the region of transport sorties during the construction measures. The excavated material from the Gloggnitz drive is removed by rail.

### 2.2.3 Grautschendorf Tunnel Section/intermediate Point of Attack

This barely 7 km long tunnel section is dominated in geological terms by Semmering crystalline consisting of mica slates, gneisses and carbonitic units as well as the Semmering Main Fault, which runs through it continuously. The intermediate point of attack is effected via an approx. 1.5 km long access tunnel. At the end of the eastern drive, a fault system comprising anhydrite and dolomite is encountered, which possesses a high swelling potential. In the western drive, highly and destroyed zones with mica slates, coarse gneisses and pulverized gneisses are encountered over lengthy sections resulting from the Semmering Main Fault. The water-bearing carbonates that have to be penetrated can be negotiated in a relatively dry manner, for the drainage system in the pilot tunnel for the former tunnel project is effective here. The western drive leads into Mürzzuschlag Station, where it links up with the pre-cut, which is being produced by means of cut-and-cover.

## 3 Summary and Outlook

To find an adequate solution for crossing the Semmering for the Austrian Südbahn represented a challenging prospect as far back as 175 years ago and this still applies today.

Karl Ritter von Ghega was truly aware that a technical masterpiece had been accomplished in the form of the mountain route over the Semmering. Presumably this visionary railway



rungssystem aus Anhydrit und Dolomit erreicht, welches über ein hohes Quellpotential verfügt. Im Westvortrieb werden über grosse Strecken die durch die Semmering-Hauptstörung sehr stark zersetzten Bereiche mit Glimmerschiefer, Grobgneise und zerriebene Gneise angetroffen. Die zu durchörternden wasserführenden Karbonate können relativ trocken durchfahren werden, da hier die Wasserhaltung im Pilotstollen des früheren Tunnelprojektes wirkt. Der Westvortrieb wird bis in den Bahnhof Mürzzuschlag geführt und trifft dort auf den in offener Bauweise herzustellenden Voreinschnitt.

### 3 Zusammenfassung und Ausblick

Eine adäquate Querung des Semmerings für die österreichische Südbahn zu finden war bereits vor 175 Jahren eine herausfordernde Aufgabe und ist es heute wieder.

Karl Ritter von Ghega war es wohl bewusst, mit der Bergstrecke über den Semmering eine technische Meisterleistung vollbracht zu haben. Dass diese ohne tiefgreifende Änderungen den Südbahnverkehr bis ins erste Quartal des 21. Jahrhunderts zu tragen haben werde, hat vermutlich selbst dieser visionäre Bahnpionier nicht erwartet.

Die Ghega-Bahn über den Semmering ist nunmehr tatsächlich an ihre Leistungsgrenze gestossen und erweist sich zunehmend als qualitatives Nadelöhr im Südbahnverkehr. Die Suche nach einer neuen Lösung, welche die Verkehrsbedürfnisse der nächsten 100 bis 150 Jahre erfüllen soll, war zwingend geboten und wurde mit dem Semmering-Basistunnel neu gefunden. Wesentliche Etappen zur Realisierung dieses Tunnelprojektes sind bereits erfolgreich absolviert:

- Verkehrspolitischer Konsens,
- Einvernehmen mit den vom Projekt betroffenen Regionen und Anrainern,
- eine Trassenführung, welche die gestellten Ansprüche bezüglich Verkehr, Kosten und Umwelt ausgewogen erfüllt,
- positive Bescheide in den relevanten Genehmigungsverfahren,
- erfolgreiche Abwicklung der 2012 gestarteten Vorarbeiten beim Portalbereich in Gloggnitz und beim Zwischenangriff Fröschnitzgraben.

Wesentliche Etappen sind aber noch zu durchlaufen:

- technisch und logistisch höchst anspruchsvolle Tunnelvortriebsarbeiten in allen 3 Bauabschnitten,
- bahn- und sicherheitstechnische Tunnelausrüstung,
- Vorbereitungen zur Betriebsaufnahme.

Ende 2024 soll mit der Fertigstellung des Projektes Semmering-Basistunnel neu, im Zusammenwirken mit den weiteren markanten Modernisierungsmassnahmen im Verlauf der Südbahn – wie Hauptbahnhof Wien und Koralmbahn – der Lückenschluss für eine hochattraktive, den Verkehrsansprüchen des 21. und 22. Jahrhunderts gerecht werdenden Hochleistungsachse in den Süden vollzogen sein.

pioneer did not actually expect that this would have to be sustained until the first quarter of the 21<sup>st</sup> century without radical changes to Südbahn traffic.

The Ghega-Bahn over the Semmering has now been stretched to its capacity limits and has increasingly emerged as a qualitative bottleneck in Südbahn traffic. The quest for a new solution, which is devised to comply with transport requirements over the next 100 to 150 years, was urgently needed and was found in the shape of the New Semmering Base Tunnel. Important stages for accomplishing this tunnel project have already been successfully executed:

- Transport political consensus,
- Agreement with the regions and local residents affected by the project,
- A route alignment, which fulfils the set demands relating to transportation, costs and environment in a balanced fashion,
- Positive decisions relating to the relevant approval proceedings,
- Successful conclusion of the preliminary activities embarked on at the Gloggnitz portal zone in 2012 and the Fröschnitzgraben intermediate point of attack.

Essential stages have still to be tackled however:

- Technical and logistical highly sophisticated tunnelling operations in all 3 contract sections,
- Rail and safety technical tunnel furnishings,
- Preparations for starting services.

The bottleneck for a highly attractive, high-speed axis in the south of Austria will be completed when the New Semmering Base Tunnel project winds up in late 2024, in conjunction with further striking modernization measures on the Südbahn – such as Vienna Main Station and the Koralmbahn.



5 Vorbereitung Deponiebereich Longsgraben  
Preparation of the Longsgraben dump site  
(Foto: ÖBB-Infrastruktur AG/Zapp-Cam)

Paul Erdmann, Dipl.-Ing., Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt/CH

Jörg Seegers, Dipl.-Geol., Geschäftsführer Projektrealisierungsgesellschaft U5 mbH, Berlin/D

## U-Bahn U5 in Berlin/D

### Bau unter geotechnisch anspruchsvollen Randbedingungen

Die bestehende U-Bahn-Linie U5 in Berlin endet im Bereich Berlin-Mitte bei der U-Bahn Station Alexanderplatz. Geplant und derzeit im Bau ist die Herstellung eines ca. 2,2 km langen Lückenschlusses der Trasse zwischen den bestehenden Tunnelanlagen am Berliner Roten Rathaus und der Station Brandenburger Tor. Baubeginn war im Frühjahr 2012.

Die Linienführung der Trasse verläuft innerstädtisch von der neu zu errichtenden U-Bahn Station Rotes Rathaus unter der Spree, unterhalb des zukünftigen Neuen Berliner Schlosses und dem Spreekanal entlang der Strasse Unter den Linden zum Brandenburger Tor. Sie beinhaltet 3 neue Stationen (Rotes Rathaus, Museumsinsel und Unter den Linden).

Im Schildvortriebsverfahren werden 2 parallele Tunnel mit einer Länge von jeweils ca. 1,6 km hergestellt. Die Unterfahrung der Uferwände der Spree, die Berücksichtigung des Neubaus des zukünftigen Neuen Berliner Schlosses und der Anschluss an die bestehende Station Brandenburger Tor stellen besondere Herausforderungen an Planung und Ausführung des Schildvortriebs dar.

## Metro U5 in Berlin/D

### Construction under Geotechnically Demanding General Conditions

The existing U5 Metro line in Berlin ends in Berlin-Mitte at the Alexanderplatz Metro station. Planned and currently under construction is the creation of an approx. 2.2 km long section closing the gap in the line between the existing Berliner Roten Rathaus tunnels and the Brandenburger Tor station. Work commenced in spring 2012.

The route runs through the city centre from the still to be built Metro station Rotes Rathaus under the Spree, below the future Neuen Berliner Schloss and the Spree Canal along Unter den Linden Strasse to the Brandenburg Gate. It involves three new stations (Rotes Rathaus, Museumsinsel and Unter den Linden).

Two parallel tunnels each roughly 1.6 km long are being driven using the shield excavation method. Special challenges are: The undercrossing of the Spree embankment, consideration of the "Neues Berliner Schloss" and the link to the existing Brandenburger Tor station.

#### 1 Einführung

Für die fehlende Verbindung der U-Bahn-Linie U5 zwischen den Haltestellen Alexanderplatz und Brandenburger Tor ist der Lückenschluss geplant. Die bestehende U-Bahn-Linie U5 in Berlin endet derzeit am Bahnhof Alexanderplatz. Mit der neu geplanten Trasse des Lückenschlusses ist vorgesehen, die bestehenden Tunnelanlagen am Berliner Roten Rathaus mit dem Bahnhof Brandenburger Tor zu verbinden. Im Zuge der Baumaßnahmen der Verkehrsanlagen im zentralen Bereich wurde bereits der Tunnelabschnitt (U-Bahnlinie U55)

#### 1 Introduction

It is planned to close the gap posed by the missing section of Metro line U5 between the stations Alexanderplatz and Brandenburg Gate. The existing U5 Metro line in Berlin currently ends at Alexanderplatz station. The new link intends to connect the existing tunnels at the Berliner Roten Rathaus with Brandenburger Tor station. During the course of the construction measures of transportation facilities in the central area, the tunnel section (Metro line U55) from the Main Station to the Brandenburger Tor was built. Berlin-Mitte will then be lin-

## La ligne de métro U5 à Berlin/D

Une construction dans une périphérie géotechniquement exigeante.

La ligne de métro U5 déjà existante à Berlin se termine dans la zone de Berlin-Mitte, à la station de métro Alexanderplatz. Il est prévu de prolonger d'environ 2,2 km le tracé entre les tunnels existants de l'Hôtel de ville et la station Porte de Brandebourg. Les travaux ont été entamés au printemps 2012.

Le tracé de la ligne traverse le cœur de la ville, partant de la future nouvelle station de métro Rotes Rathaus sous la Spree, sous le futur Château de Berlin reconstruit et sous le canal de la Spree, le long de l'avenue Unter den Linden jusqu'à la Porte de Brandebourg. La ligne comprend 3 nouvelles stations (Rotes Rathaus, Museumsinsel et Unter den Linden).

Deux tunnels parallèles de chacun 1,6 km vont être creusés au bouclier. La reprise en sous-œuvre des berges de la Spree, la prise en compte de la reconstruction du futur Château de Berlin et la jonction à la station existante de la Porte de Brandebourg sont des défis notables pour la conception et l'exécution de ce creusement au bouclier.

## Metropolitana U5 a Berlino/D

Costruzione in condizioni geotecniche complesse

L'attuale linea metropolitana U5 a Berlino termina nella zona di Berlin-Mitte alla stazione Alexanderplatz. Il completamento del binario di collegamento di 2,2 km tra gli esistenti tunnel del Berliner Roten Rathaus e della stazione del Brandenburger Tor Progettato viene attualmente costruita. Il cantiere è stato inaugurato nella primavera del 2012.

Il tracciato scorre internamente alla città dalla stazione ancora da costruire del Rotes Rathaus sotto al fiume Spree, al di sotto del futuro Nuovo Castello di Berlino e del canale del fiume Spree, lungo al viale da Unter den Linden alla Porta di Brandeburgo. Questo tracciato comprende 3 stazioni (Rotes Rathaus, Museumsinsel e Unter den Linden).

Con il processo di scavo con fresa a scudo vengono costruite 2 gallerie parallele lunghe 1,6 km. Il sottoattraversamento delle pareti delle sponde del fiume Spree, la presa in considerazione del futuro cantiere del Nuovo Castello di Berlino e del raccordo alla esistente stazione del Brandenburger Tor, sono una particolare sfida alla progettazione e realizzazione del processo di scavo con fresa a scudo.

vom Hauptbahnhof bis zum Brandenburger Tor erstellt. Über die Verbindung der U55 mit der neu geplanten U5 erhält Berlin-Mitte Anschluss an den Hauptbahnhof.

Das Projekt U5 in Berlin umfasst den Neubau von 3 U-Bahnhöfen und einer verbindenden zweigleisigen Tunneltrasse, die im Schildvortrieb erstellt wird. Das Projekt ist in 2 Bau Lose unterteilt. Los 1 umfasst die Gleiswechselanlage (GWA), den Bahnhof Museumsinsel (MUI), den Bahnhof Unter den Linden (UDL), den Anschluss an den Bahnhof Brandenburger Tor (BRT) sowie die diese Bahnhöfe verbindenden Tunnelanlagen. Das Los 2 beinhaltet den Neubau des Bahnhofs Berliner Rathaus sowie den Anschluss an den Bestandstunnel Richtung Alexanderplatz.

Die Linienführung der Trasse führt, vom Bahnhof Rotes Rathaus unter der Spree, dem zukünftigen Neuen Berliner Schloss, dem Spreekanal und entlang der Strasse Unter den Linden zum Bahnhof Brandenburger Tor. Die Länge des Lückenschlusses beträgt ca. 2,2 km (Bild 1).

Es sind 2 parallele Tunnelröhren mit einer Länge von jeweils ca. 1,6 km geplant. Die Tunnel werden von einer Tunnelvortriebsmaschine mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust im sogenannten Schildvortriebsverfahren hergestellt. Hierbei haben die Unterfahrung der Uferwände der Spree und des Spreekanals, die Berücksichtigung des Neubaus des zukünftigen

ked with the Main Station via the newly planned U5 Metro line connecting with the U55.

The Berlin U5 project includes the new construction of three Metro stations and a connecting twin-track tunnel route, to be driven by shield. The project is split into 2 contract sections. Section 1 entails the track switching facility (GWA), the Museumsinsel station (MUI), Unter den Linden station (UDL), the link to Brandenburg Gate station (BRT) as well as the tunnels connecting these stations. Section 2 includes the new construction of the Berliner Rathaus station as well as the connection with the existing tunnel towards Alexanderplatz.

The alignment runs from the Rotes Rathaus station beneath the River Spree, the future Neues Berliner Schloss, the Spree Canal and along the Unter den Linden Strasse to the Brandenburg Gate station. The section to be completed is roughly 2.2 km long (Fig. 1).

Two parallel tunnel bores each some 1.6 km in length are planned. These tunnels are to be driven by means of a shield tunnel boring machine with fluid-supported face. The undercrossing of the embankment and the Spree Canal, the future Neues Berliner Schloss and the link with the existing Brandenburger Tor station have a major effect on planning and execution of the shield drive.



Neuen Berliner Schlosses und der Anschluss an den bestehenden Bahnhof Brandenburger Tor besonderen Einfluss auf die Planung und die Ausführung des Schildvortriebs.

Die 3 neuen Bahnhöfe werden in offener Bauweise sowie in Deckelbauweise hergestellt. Der Bahnhof Rotes Rathaus wird in Deckelbauweise in unmittelbarer Nähe zum Berliner Roten Rathaus gebaut. Der Bahnhof beinhaltet den Anschluss an die sich im Betrieb befindenden Tunnelanlagen (Abstellanlagen) der bereits bestehenden Strecke der U5. Im Bereich des Bahnhofs ist eine Gleiswechselanlage in offener Bauweise und in Deckelbauweise geplant. Hier beginnt die Schildfahrt.

Der Bahnhof Museumsinsel liegt im Bereich des Spreekanal. Die Planung sieht vor, den Bahnsteigbereich des Bahnhofs von den beiden Bahnhofsschächten aus im Schutz einer Bodenvereisung in Bergmännischer Bauweise herzustellen.

Im Bahnhof Unter den Linden kreuzen sich die bestehende U-Bahnlinie U6 und die neue U5. Für die Konstruktion des Kreuzungsbauwerks müssen die bestehenden Tunnel unterirdisch abgerissen und zur Realisierung der Umsteigebeziehungen neu erstellt werden.

## 2 Geologie

Berlin Mitte wird durch das ost-westlich verlaufende Berliner Urstromtal geprägt. Es entstand als Teil des Warschau-Berliner Urstromtals am Ende der letzten Eiszeit und ist durch mächtige Sand- und Kiesablagerungen gekennzeichnet, die als Grundwasserspeicher dienen. Lokal werden die Sande von organisch durchsetzten Sanden oder Torf und Mudde mit teilweise grosser Mächtigkeit überlagert. Insbesondere im Bereich zwischen der Spree und dem Spreekanal können oberhalb der Sande anstehende Schichten bestehend aus Faulschlamm sowie organisch durchsetzten Sanden und Schluffen bis in den Bereich des Ausbruchquerschnitts des Schildvortriebs hineinreichen.

The 3 new stations are to be produced by bottom-up as well as the top-down construction method. The Rotes Rathaus station is being constructed via top-down in the direct vicinity of the Berliner Roten Rathaus. The station project includes its connection to the operational tunnel facilities (storage sidings) belonging to the already open U5 line. A track switching system is planned in a mixed bottom-up and top-down method close to the station. The shield drive starts here.

The Museumsinsel station is located at the Spree Canal. It is planned to realize the station's platform zone from the two stations in conventional tunneling with ground freezing.

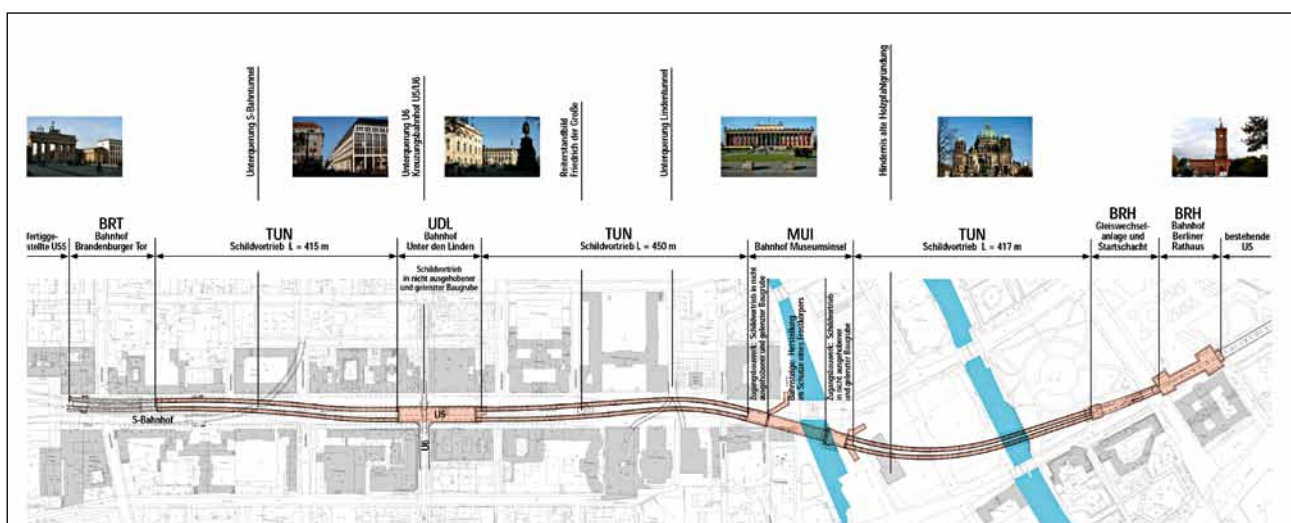
The existing Metro line U6 and the new U5 intersect at Unter den Linden station. The existing tunnels have to be demolished underground to build the junction structure, and then rebuilt to establish transfer facilities.

## 2 Geology

Berlin Mitte is marked by the Berlin glacial valley running east to west. It was formed as part of the Warsaw-Berlin glacial valley at the end of the last ice age and is characterized by massive deposits of sand and gravel that act as a ground-water reservoir. Locally, the sands are overlaid by organically permeated sands or peat and mud that are extremely thick in some places. In the area between the river Spree and the Spree Canal in particular, layers consisting of gyttja as well as organically interspersed sands and silts can extend into the zone of the shield drive's excavated cross-section above the sands.

The construction of the stations will require the foundations of the structure to be sunk into the layers of marl below the sand strata.

The results of the exploratory drillings indicate that large cobbles and boulders will likely be encountered when constructing the diaphragm walls and during shield tunneling.



1 Übersicht der Linienführung vom Bahnhof Rotes Rathaus (rechts) zum Brandenburger Tor (links)  
Overview of the route alignment from the Rotes Rathaus station (on the right) to the Brandenburger Tor station (on the left)

Für die Herstellung der Bahnhöfe ist es im Bereich des Bahnhofs Museumsinsel erforderlich, die Gründung des Bauwerks bis in die unter den Sanden anzutreffenden Mergelschichten abzuteufen.

Die Ergebnisse der Erkundungen weisen ein wahrscheinliches Antreffen von grossen Steinen und Blöcken während der Herstellung der Schlitzwände und während des Schildvortriebs auf. Die sandigen Böden wurden aufgrund ihres Quarzgehaltes als stark abrasiv angesprochen.

Der Grundwasserspiegel liegt im Mittel ca. 3,0 m unter der Geländeoberfläche. Die mächtigen Tal- und Schmelzwasser-sande bilden im untersuchten Gebiet und dessen Umgebung einen zusammenhängenden, ergiebigen Grundwasserleiter.

### 3 Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust

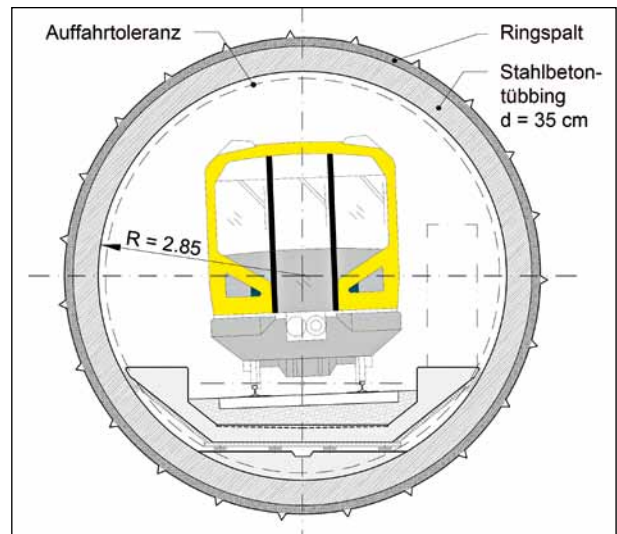
Die Tunnelvortriebe beginnen im Startschacht in der Gleiswechselanlage und enden vor dem Bahnhof Brandenburger Tor. Die Tunnel werden im Schildvortrieb mit einer flüssigkeitsgestützten Ortsbrust aufgeföhren. Der Innendurchmesser der Tunnelröhren betröhgt 5,70 m. Die Tunnelröhren werden nacheinander aufgeföhren. Es ist vorgesehen, zuerst die Tunnelröhre für Gleis 1, danach die Röhre für Gleis 2 vorzutreiben.

Die Tunnelröhren werden mit Stahlbetontübbing ausgekleidet. Es ist ein Blocktübbingring von 35 cm Dicke vorgesehen. Die Ringbreite wird konisch ausgeföhrt und betröhgt im Mittel 1500 mm (Bild 2). Die Dichtung der Tübbingfugen erfolgt mittels eines in einer Nut eingebetteten geschlossenen Elastomerrahmens. Die Dichtung ist auf einen max. Wasserdruck von 3 bar bemessen. In den Tübbing ist ein Bohrraster vorgesehen, das es ermöglicht, den Ringspalt nachzuinjizieren.

Die Herstellung der Baugrube für den Startschacht und die Gleiswechselanlage erfolgt mittels Schlitzwandbauweise. Die im Zuge des Schildvortriebs zu durchhörternde Baugrubenwand wird im Bereich der Schilddurchfahrt mit Glasfaserbewehrung hergestellt (Bild 3).

Für die Anfahrt ist ein redundantes Dichtungssystem bestehend aus Anfahrtopf mit Lippendichtungen, aufblasbarer Notdichtung sowie aus einem erdseitig vor der Schlitzwand hergestellten Düsenstrahl-Körper (DSV-Körper) vorgesehen.

Die Vortriebe erfolgen nach Herstellung der Baugrubenumschliessungen für die Bahnhofsbauwerke und vor dem Aus-hub der Baugruben. Daher ist innerhalb der Baugruben der Stützdruck, aufgrund des in den Baugruben vorhandenen kleineren beaufschlagbaren Bodenvolumens, für den Vortrieb zu reduzieren. Der in den Baugruben vorhandene Wasserdruck ist mittels der für den Lenzvorgang vorgesehenen Brunnen an den aufzubringenden erforderlichen Stützdruck anzugleichen.



2 Regelquerschnitt  
Standard cross-section

The sandy ground is considered highly abrasive because of its quartz content.

On the average, the ground-water table is located at approximately 3.0 m below ground level. The abundant glacial outwash consisting predominantly of sands form a large, contiguous aquifer in and around the area explored.

### 3 Shield Drive with fluid-supported Face

The tunnel drives commence in the starting shaft at the track crossover and end in front of Brandenburger Tor station. The tunnels are driven by shield with a fluid-supported face. The tunnel bores have an internal diameter of 5.70 m and are driven one after the other. It is intended to excavate first the bore for platform 1 and then the one for platform 2.

The final lining for the tunnels will consist of precast reinforced concrete segments. A segment ring with a thickness of 35 cm thickness is planned. The conical ring has an average width of 1500 mm (Fig. 2). The segment joint is sealed using a closed elastomeric gasket embedded in a channel. The gasket is designed to withstand maximum water pressure of 3 bar. A drilling grid is foreseen in the segments, which enables the annular gap to be subsequently injected.

The excavation pit for the starting shaft and the track switching system is constructed using the diaphragm wall method. The construction pit wall that has to be penetrated during the shield drive is reinforced with glass fibre reinforcement in the proximity of the shield passage (Fig. 3).

A redundant sealing system consisting of a launching chamber with lip seals, inflatable emergency sealing as well as a jet grouted block (DSV zone) installed in front of the diaphragm wall is envisaged for the start of tunnel excavation.



3 TBM während des Einrichtens im Startschacht  
TBM being aligned in the starting shaft

Der Schildvortrieb unterfährt die Spree, den ehemaligen Palast der Republik, auf dessen Gelände das zukünftige Berliner Schloss (Humboldtforum) errichtet wird, den Spreekanal, das Bertelsmann-Gebäude, den Lindentunnel, das Reiterstandbild Friedrich des Grossen sowie den S-Bahntunnel der Nord-Süd-Bahn im Bereich „Unter den Linden“.

Die Unterfahrungen der Gewässer stellen aufgrund der Geologie und des Abstands zur Gewässersohle von ca. 6,0 m besondere Anforderungen an den Schildvortrieb.

Der Vortrieb hat bereits begonnen und zurzeit wird Gleis 1 aufgefahren. Gemäss den Ausschreibungsunterlagen waren die Gewässersohlen unter Berücksichtigung der Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs mit Stahlplatten oder Schwerkementwürfeln zu ballastieren.

Tatsächlich wurde auf die Ballastierung der Spreesohle zur Erbringung der erforderlichen Nachweise des Stützdrucks und der Ausbläsersicherheit verzichtet. Die Nachweise konnten mit einer Stützflüssigkeit hoher Dichte geführt werden. Die Entwicklung der sogenannten HDSM (High-Density-Suspension-Method) erfolgte durch die ausführende Bauunternehmung. Zur Verifizierung der Standsicherheitsnachweise wurden verschiedene Suspensionsgemische innerhalb

The drives starts after completion of the construction pit enclosures for the station building and prior to excavating the construction pits. As a consequence, the supporting pressure within the construction pits must be reduced for the drive on account of the lesser quantities of soil present there. The water pressure prevailing in the construction pits has to be balanced with the required necessary supporting pressure by means of wells.

The tunneling will run under the Spree, the site of the former Palast der Republik on the terrain of which the future Berliner Schloss (Humboldtforum) is to be erected, the Spree Canal, the Bertelsmann Building, the Linden Tunnel, the Equestrian Statue of Frederick the Great as well as the S-Bahn tunnel for the North-South Railway at “Unter den Linden”.

The underground crossings of the river and the canal present special challenges for shield tunneling because of the geology and the overburden of around 5.0 m to the riverbed.

The drive has already commenced and currently Track 1 is being excavated. According to tender documents the riverbeds had to be ballasted with steel plates or heavy concrete cubes to ensure that shipping was left unimpeded.



eines Testfeldes während des Tunnelvortriebs vor der Unterfahrung der Spree in situ getestet und die erreichbaren und handhabbaren Suspensionsdichten ermittelt. Mit den ermittelten Dichten wurden die erforderlichen Sicherheiten für Stützdruck und Ausbläser nachgewiesen. Baupraktisch waren die Aggregate der Schildvortriebsmaschine und der Separierung auf die erhöhte Dichte der Suspension zu adaptieren. Letztlich wurde die Spree mit einer Dichte von im Mittel  $1,35 \text{ g/cm}^3$  unterfahren.

## 4 Bahnhöfe

Es werden 3 Bahnhöfe und 1 Gleiswechselanlage errichtet.

### 4.1 Bahnhof Museumsinsel

Der Bahnhof Museumsinsel beginnt am östlichen Spreekanalufer und endet im Bereich der Kommandatur (Bild 4). Das Bauwerk besteht aus 2 Schächten an den Enden des Bahnhofs mit den zugehörigen Zugängen und Verteilerebenen sowie den dazwischen liegenden Bahnsteigröhren. Die Schächte werden in Deckelbauweise mit einer maximalen Tiefe bis zu 43 m hergestellt. Die Sohlsicherung der Baugruben erfolgt mittels tiefliegender DSV-Sohlen und darüber liegenden Aussteifungsrosten.

Bevor der maschinelle Tunnelvortrieb den Bahnhofsbereich erreicht, werden die Verbauwände der späteren Baugruben für die Schächte in Schlitzwand-Bauweise erstellt. Die mit der Schildvortriebsmaschine zu durchörternden Baugrubenwände werden im Bereich des Ausbruchquerschnitts mit GFK-Bewehrung ausgeführt. Erdseitig vor den Baugrubenwänden werden DSV-Körper hergestellt, um eine definierte Abdichtung des Ringspaltes zwischen Tübbing und Schlitzwand mit Ringspaltmörtel zu erzielen.

In reality there was no need to ballast the Spree riverbed to provide the required proof for the supporting pressures and blow-out safety. Stability was ensured by an extremely dense supporting fluid. The development of the so-called HD SM (High Density Suspension Method) was undertaken by the contractor in charge. Various suspension mixtures were tested in-situ in a test field during the drive prior to undercrossing the Spree to verify proof of stability and the suspension densities that were attained and manageable established. The required safeties for the supporting pressure and blow-outs were proved with the determined densities. The aggregates of the shield driving machine (TBM) and separation of the increased density of the suspension had to be adapted to the procedure. Ultimately the Spree was negotiated with an average fluid density of  $1.35 \text{ g/cm}^3$ .

## 4 Stations

Three stations and a track switching system are to be set up.

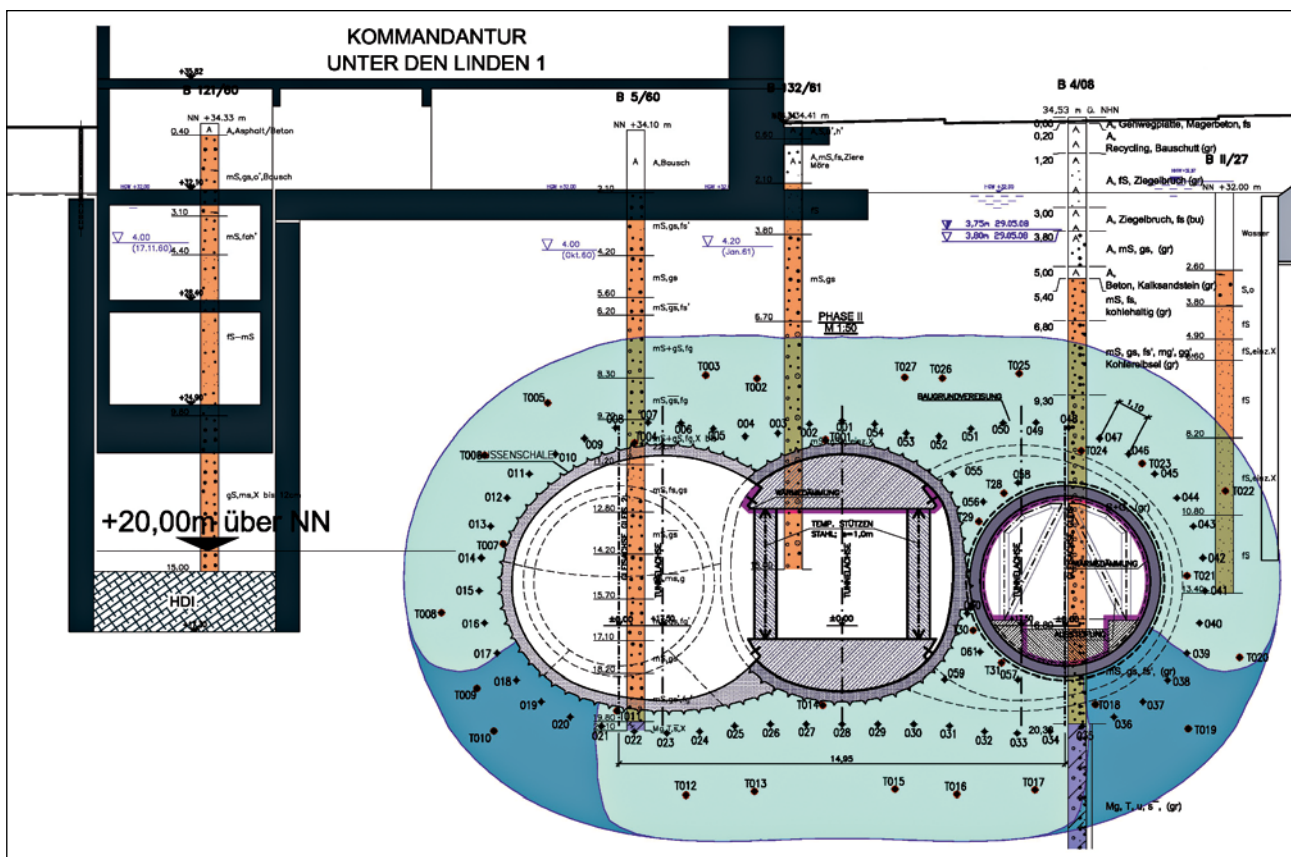
### 4.1 Museumsinsel Station

The Museumsinsel station begins at the eastern bank of the Spree Canal and ends at the Kommandatur (Fig. 4). The structure comprises 2 shafts at the ends of the station with the corresponding accesses and distributor levels, as well as the platform bores located between them. The shafts are sunk top down with a maximum depth of up to 43 m. The base of the construction pits is secured by deep-lying jet grouted floors covered by bracing grids.

Before the mechanized tunnel drive arrives near the station, the walls of the subsequent construction pits for the shafts are built with diaphragm wall. The construction pit walls to be penetrated by the shield driving machines are using GFP



4 Lageplan Bahnhof Museumsinsel  
Set-up of the Museumsinsel station



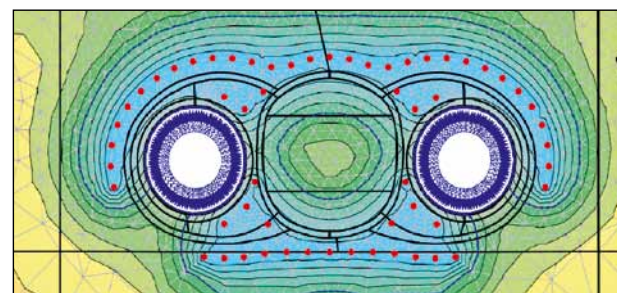
5 Frostkörper Bahnhof Museumsinsel  
Frozen area for the Museumsinsel station

Die Bahnsteighalle liegt im Bereich des Spreekanal und wird im Schutze eines Frostkörpers in bergmännischer Bauweise hergestellt. Die minimale Überdeckung zwischen Frostkörper und Spreekanalsole beträgt ca. 4,50 m. Der Frostkörper wird mittels maximal 105 m langer horizontaler gesteuerter Bohrungen hergestellt. Aufgrund der Bahnhofsgometrie ist es erforderlich, die Bohrungen in ihrer gesamten Länge von einer Seite auszuführen. Die planmässige statische Dicke des Frostkörpers beträgt 2,0 m (Bild 5, 6).

Die Bahnsteighalle wird in einem dreizelligen Querschnitt bestehend aus 1 Mittel- und 2 Seitenstollen ausgebrochen. Der Bauablauf sieht vor, zunächst den Mittelstollen und dann zeitlich versetzt die Seitenstollen im bergmännischen Kalotenvortrieb mit unmittelbarem Sohlschluss aufzufahren. Der Ausbruch erfolgt mit einer Teilschnittmaschine. Die Stollen werden mit Spritzbeton gesichert. Der Vortrieb der Seitenstollen erfolgt im Zuge einer Querschnittsaufweitung im Bereich der Tübbingröhren. Hierzu sind die Tübbingröhren in Teilflächen abzubrechen und der Ausbruch ist zu sichern. Der Einbau der bewehrten Innenschale im Mittelstollen erfolgt bevor die Querschnittsaufweitung in den Seitenstollen beginnt. Den Vortrieben in den Seitenstollen nachfolgend werden die bewehrten Innenschalen in den Seitenstollen hergestellt und mit der Innenschale des Mittelstollen kraftschlüssig verbunden. Die Dicke der Innenschalen variiert und beträgt mindestens 45 cm (Bild 7).

reinforcement where the excavated cross-section is to be located. In the ground in front of the construction pit walls jet grouted zones are created in order to reach a defined sealing of the annular gap between the segment and the diaphragm wall with annular gap mortar.

The station hall is located in the vicinity of the Spree Canal and is constructed by conventional tunneling and ground freezing. The minimal overburden between the frozen zone and the bed of the Spree Canal amounts to roughly 4.50 m. The frozen zone is created by means of up to 105 m long horizontal guided drill holes. Because of the station geometry it is essential that the entire drill holes are executed from one side. The required static thickness of the frozen zone amounts to 2.0 m (Figs. 5 + 6).



6 Beispiel für das Ergebnis einer thermischen Berechnung  
Example for the result of thermal calculation



#### 4.2 Bahnhof Unter den Linden

Der im Grundriss T-förmige Kreuzungsbahnhof liegt in Ost-West-Richtung unter der Strasse „Unter den Linden“ und in Nord-Süd-Richtung unter der Friedrichstrasse. Im Bahnhofsbereich Unter den Linden kreuzen sich zukünftig die bestehende U-Bahnlinie U6 und die neue U-Bahnlinie U5 (Bild 8). Der Bahnhof Unter den Linden wird in verschiedene Baufelder unterteilt.

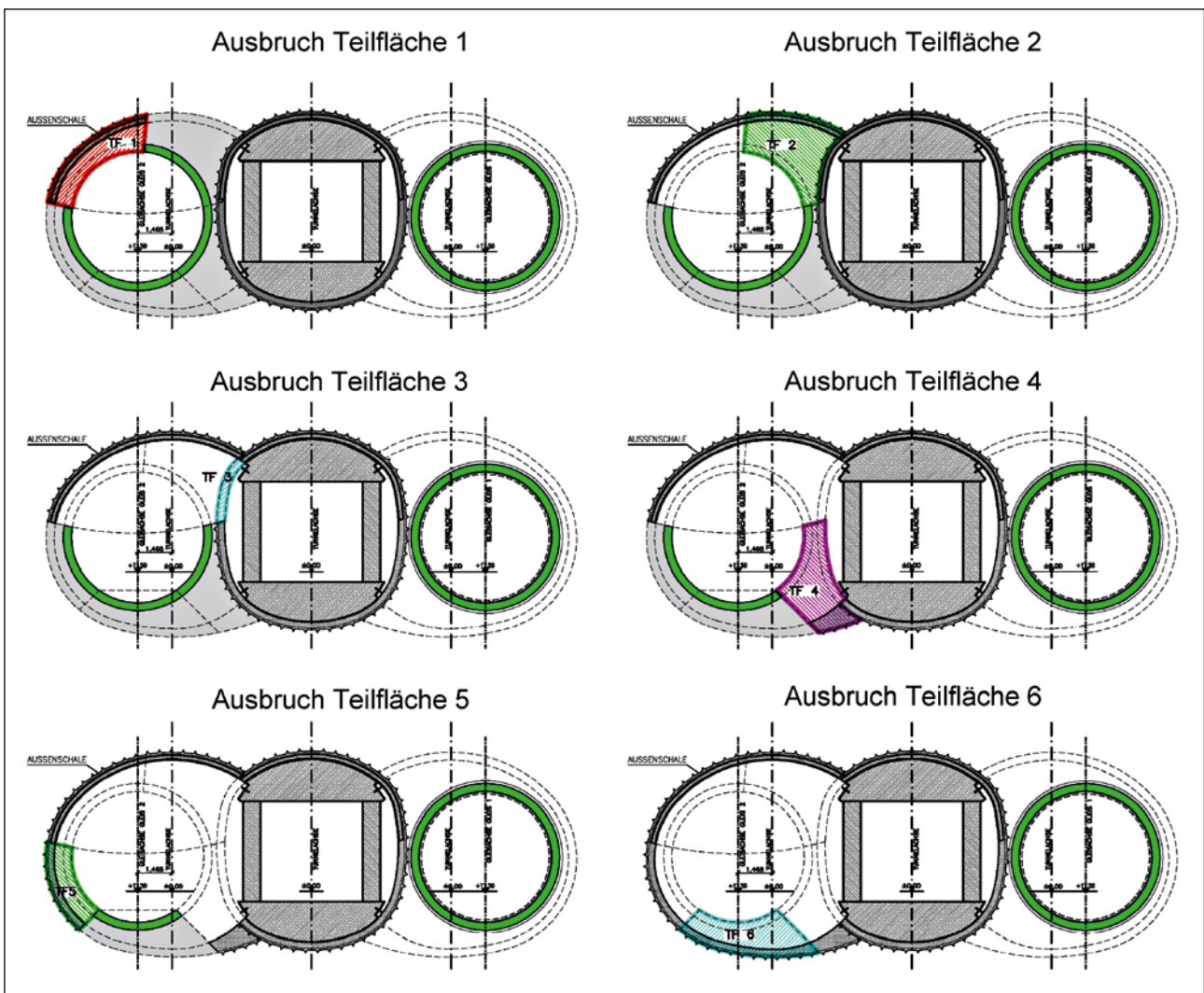
Für die Herstellung des neuen Kreuzungsbahnhofs mit einer Umsteigebeziehung zwischen der bestehenden U6 und der neuen U5 wird ein Teilstück der U6 neu errichtet. Hierzu ist es notwendig, die U6 für den Zeitraum von ca. 1 Jahr ausser Betrieb zu nehmen.

Das neue Teilstück der U6 wird ebenfalls im Schutze einer Schlitzwandbaugrube errichtet. Da die U6 im späteren Betrieb von der U5 unterfahren wird, ist die Konstruktion des neuen U6-Tunnels als Brücke ausgebildet. Der Anschluss an den Bestand erfolgt im Schutze von abdichtenden DSV-Körpern. Die aussenliegende Dichtung des Bestandstunnels

The platform hall will be excavated in a three-cell cross-section consisting of a central and 2 lateral headings. The construction cycle foresees driving the central heading prior to tackling the 2 lateral ones by means of a trenchless crown drive directly followed by closing the invert. Excavation is executed by a roadheader. The lateral headings are driven in conjunction with enlarging the cross-section at the segmental bores. Towards this end, the segmental bores are to be excavated in part-sections and the excavation secured. The reinforced inner shell in the central heading will be installed prior to the cross-section enlargement in the lateral headings. After the drives in the lateral headings are accomplished the reinforced inner shells are set up in the lateral headings and linked with the inner shell of to the central heading. The thickness of the inner shells varies and amounts to at least 45 cm (Fig. 7).

#### 4.2 Unter den Linden Station

The junction station with a cross-shaped layout is located in an east-west direction under the “Unter den Linden” Strasse and under the Friedrichstrasse running north-south.



7 Ausbruchfolge der Teilflächen im Bereich Bahnhof Museumsinsel  
Excavation sequence for the part-areas at the Museumsinsel station



ist hierbei für den Anschluss an die Abdichtung des neuen U6-Tunnels freizulegen und instand zu setzen.

Der Bahnhof wird in Deckelbauweise errichtet. Im östlichen Teil wird für den Bau der Zugänge zur Bahnhofsebene eine offene Baugrube benötigt. Analog zum Bahnhof Museumsinsel besteht der Baugrubenverbau aus Schlitzwänden mit einer Tiefe von bis zu 35 m sowie einer tiefliegenden Dichtsohle. Die Konstruktion des Bahnhofs sieht vor, Decken herzustellen, die über eine Länge von bis zu 40 m fugenlos zu betonieren sind. Dies stellt besondere Anforderungen an die Herstellung und Verarbeitung des Betons.

Die Schildvortriebsmaschine durchfährt den Bahnhof erst nach der Herstellung der Baugrubenumschliessungen und der Herstellung des neu erstellten Teilstücks der U6. Die Baugruben sind zu diesem Zeitpunkt noch nicht ausgehoben und gelenzt. Zur gesicherten Abdichtung der Fugen werden auf der Aussenseite der Schlitzwände DSV-Säulen erstellt und die Fuge zwischen Schlitzwand und Tübbingring wird nachinjiziert. Auf Gleis 2 hat die Schildvortriebsmaschine einen Bereich zu durchhörern, in dem zuvor Anker und Verpresskörper aus ehemals erstellten Baugruben der nebenstehenden Gebäude zu bergen sind. Die Anker und Verpresskörper werden überbohrt und die Ankerteile dem Schildvortrieb vorlaufend geborgen.

### 4.3 Anfahrt Bahnhof Brandenburger Tor

Die Tunnelröhren schliessen an die östliche Baugrubenwand des östlichen Bahnhofschachtes des Bahnhofs Brandenburger Tor an. Der Bahnhof wurde als bewehrtes Stahlbetonbauwerk im Schutze eines bewehrten Schlitzwandverbau (Baugrubenverbau  $d = 1,20$  m) erstellt. In der östlichen Stirnwand dieses Bauwerks wurden bereits Fugenbänder verwahrt eingebaut. Die Fugenbänder und ein Übergangsblock ermöglichen den wasserdichten Anschluss der Tunnelinnenschale an die bestehende Stirnwand. Hierzu wird die für die Einfahrt der Schildvortriebsmaschine vorgesehene unbewehrte Schlitzwand mit einer Dicke von 1,50 m durch einen DSV-Körper mit einer Länge von ca. 10 m ergänzt (Bild 9).

Die Schildvortriebsmaschine fährt in den DSV-Körper und die unbewehrte Schlitzwand soweit hinein, bis ein sicheres Abdichten der Vortriebsmaschine möglich ist. Rund um den Schildmantel ist nun nacheinander unter Druckluft der Spalt im Schneidenraum und der Schildmantel sowie atmosphärisch der Spalt zwischen Schildschwanz und letztem Tübbingring abzudichten. Bevor die Druckluftbeaufschlagung abgesenkt wird, muss von der Geländeoberfläche aus ein Frostkörper erstellt werden. Mit diesem Frostkörper werden evtl. mögliche Wasserzutritte durch die Fugen in den Abbauraum der Schildvortriebsmaschine unterbunden.

Wässer können zwischen der Stirnwand und bewehrter Schlitzwand, den herstellungsbedingt vorhandenen Längsfugen zwischen den Schlitzwandlamellen sowie der Fuge zwischen der bewehrten und unbewehrten Schlitzwand

In future, the existing U6 Metro line and the new U5 Metro line will connect at the Unter den Linden station (Fig. 8). The Unter den Linden station is to be split up into various construction lots.

A part-section of the U6 will be rebuilt to realize the new junction station with transfer facilities between the existing U6 and the new U5. Towards this end, it is necessary to close down the U6 for a period of roughly a year.

The new U6 part-section is also to be erected protected by a diaphragm wall construction pit. As the U6 will subsequently be underpassed by the U5 when the latter becomes operational, the new U6 tunnel structure acts as a bridge. It is connected to the existing line protected by sealing jet grouted zones. The external seal of the existing tunnel has to be exposed and prepared for linking up with the seal of the new U6 tunnel.

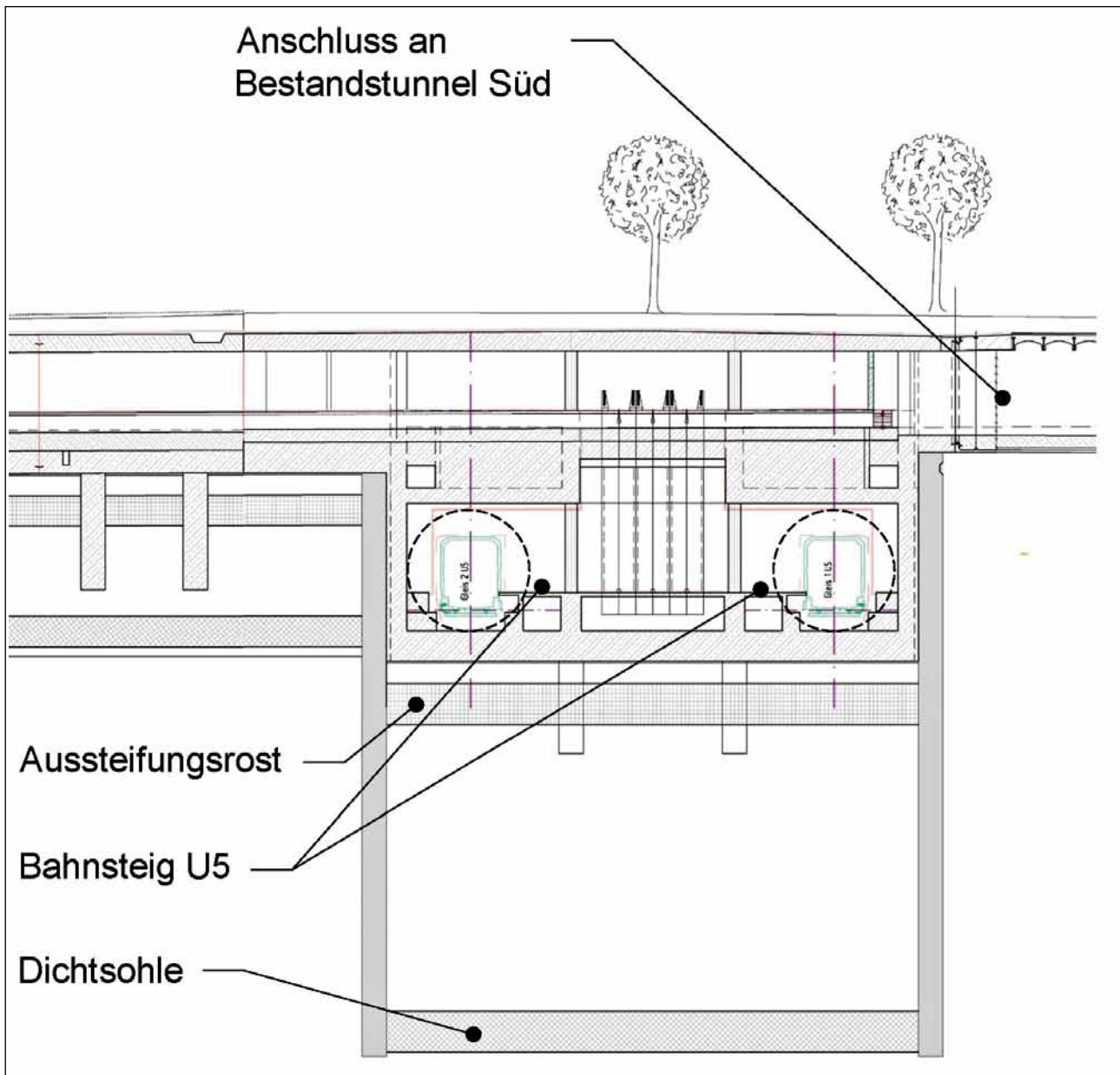
The station is to be built top-down. In the eastern section an open construction pit will be required to produce the accesses to the station concourse. In similar fashion to the Museumsinsel station the construction pit walls consist of diaphragm walls with a depth of up to 35 m as well as a deep-lying sealing invert. The station is designed with slabs, which are to be cemented without joints over a length of up to 40 m. This is particularly demanding for the production and processing of the concrete.

The shield driving machine only passes through the station after the construction pit enclosures and the new U6 part-section have been completed and. At this point in time, the construction pits still have to be excavated and drained. Jet grouted columns are built on the outside of the diaphragm walls to ensure that the joints are sealed, and the joint between the diaphragm wall and the segment ring is subsequently injected. On Track 2 the shield driving machine has to penetrate a zone, from which anchors and grout bodies from construction pits formerly created for the neighbouring buildings have to be retrieved. These anchors and grout bodies are drilled over and the anchor parts retrieved before arrival of the shield drive.

### 4.3 Brandenburg Gate Station Access

The tunnel bores connect with the eastern construction pit wall of the eastern station shaft of the Brandenburg Gate station. The station was built as a reinforced ferro-concrete structure protected by a reinforced diaphragm wall ( $d = 1.20$  m). Gaskets have been installed in the eastern final wall of this structure. The gaskets and a transition block facilitate the watertight connection of the tunnel inner shell to the existing final wall. Towards this end, the 1.50 m thick unreinforced diaphragm wall foreseen for the access of the shield driving machine is strengthened by a jet grouted zone roughly 1.50 m in length.

The shield moves into the jet grouted zone and the unreinforced diaphragm wall until the driving machine is sa-



8 Bahnhof Unter den Linden, Längsschnitt U6, Querschnitt U5  
 Unter den Linden station, longitudinal section U6, cross-section U5

hinzutreten. Zur Herstellung des Frostkörpers werden Gefrier- und Temperaturmessbohrungen in 2 hintereinanderliegenden Reihen in der bewehrten Schlitzwand als Kernbohrungen abgeteuft. Das Aufgefrieren soll mit Sole erfolgen. Erst wenn alle Fugen dicht sind, kann mit dem Rückbau der Schildvortriebsmaschine begonnen werden.

Der Rückbau und die Bergung der Schildvortriebsmaschine ist aus betrieblichen und sicherheitstechnischen Gründen vom Bahnhof aus nicht möglich. Der Durchschlag der Tunnelröhren in den Bahnhof hinein kann daher erst nach Rückbau der Schildvortriebsmaschine erfolgen.

Die Schildvortriebsmaschine wird nach Ankunft am Bahnhof Brandenburger Tor rückgebaut und zum Startschacht zurück-

fely sealed. One after the other the gap in the cutting area around the shield jacket and the shield jacket are sealed under compressed air with the gap between the shield tail and the final ring of segments sealed under atmospheric pressure. Prior to the compressed air being lowered, a frozen area must be produced from the ground surface. Thanks to this frozen area potential water ingresses are prevented from entering the machine's extraction area through the joints.

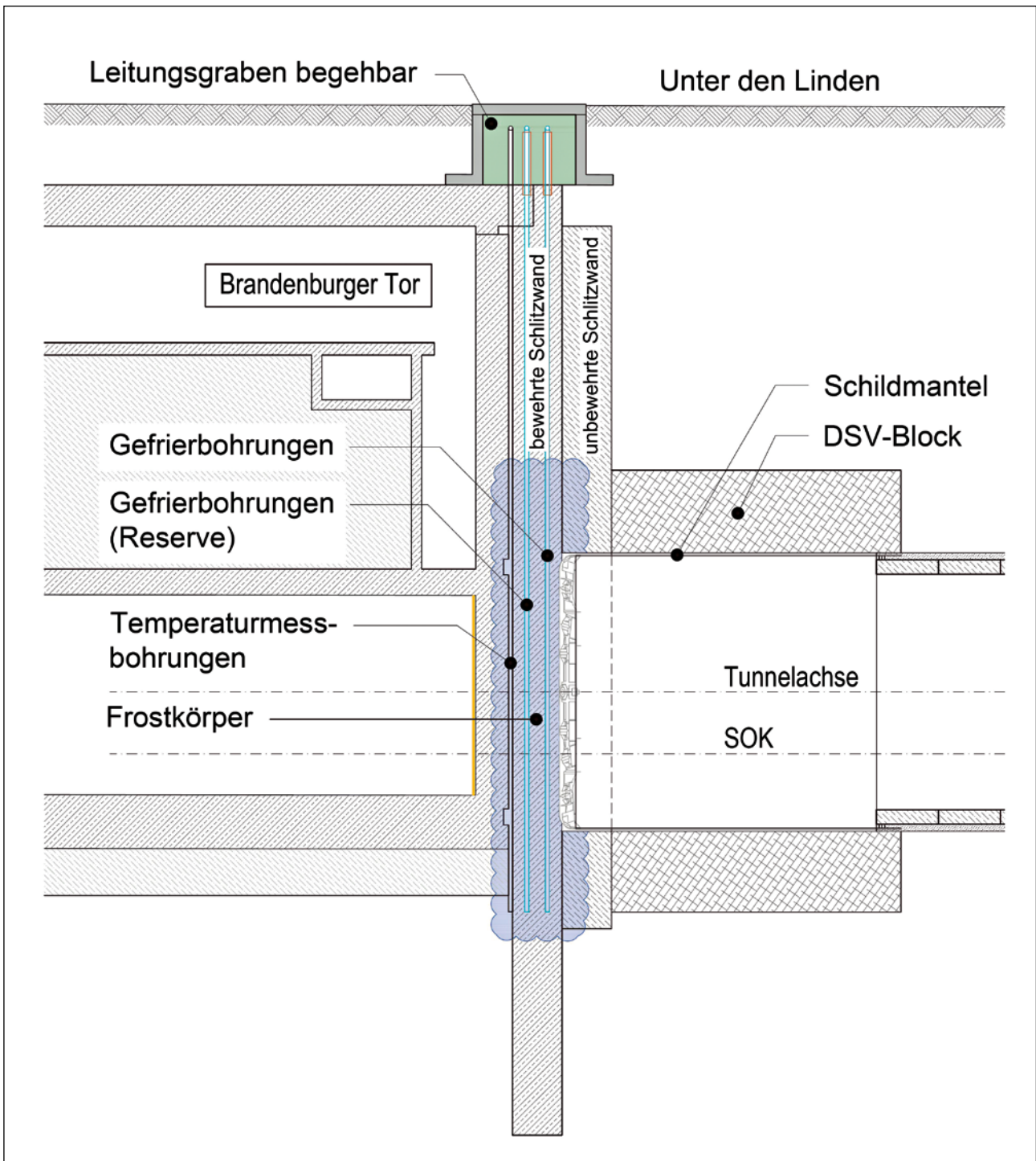
Water can enter between the final and the reinforced diaphragm wall, the longitudinal joints between the diaphragm wall sections resulting from the construction process as well as the joint between the reinforced and unreinforced diaphragm wall. In order to create the frozen area, freezing and temperature measurement holes in 2 consecutive rows are

transportiert. Der Schildmantel verbleibt im Boden. Nach erneuter Montage der Schildvortriebsmaschine kann die Röhre für Gleis 2 aufgefahren werden. Die Schildvortriebsmaschine wird abschliessend erneut demontiert und zum Startschacht zurücktransportiert. Analog zur ersten Röhre bleibt der Schildmantel auch in der Röhre von Gleis 2 im Boden.

Der Restvortrieb zur Durchörterung der Schlitzwand und der Konstruktionswand erfolgt händisch im Schutze des

drilled in the reinforced diaphragm wall. Freezing is to take place with brine. The shield driving machine can only be dismantled once all the joints are tight.

Dismantling and retrieval of the shield machine is not possible from the station for both operational and safety technical reasons. The breakthrough of the tunnel bores into the station can thus only be accomplished once the shield has been dismantled.



9 Anfahrt Bahnhof Brandenburger Tor, Längsschnitt  
Accessing Brandenburger Tor station, longitudinal section



Frostkörpers. Hierbei ist der Frostkörper durch ein Verlegen der Gefrierrohre an den Ausbruchrand während des Vortriebs aufrecht zu erhalten. Die in der Stirnwand verwahrten Fugenbänder werden freigelegt, aktiviert und in den Übergangsbereich der Tunnelinnenschale einbetoniert.

### 5 Zusammenfassung

Beim Lückenschluss der U-Bahnlinie der U5 handelt es sich um ein technisch anspruchsvolles Bauprojekt.

Die innerstädtische Lage im Herzen von Berlin muss vielen Zwangspunkten Rechnung tragen. Diese sind die Unterquerungen von Wasserläufen, die Lage der Bahnhöfe im Nahbereich zu historischen Bauwerken und die bestehenden hochfrequentierten Verkehrswege. Die Situation der Bahnhöfe in Lage und Höhe erfordert den Einsatz von Bauverfahren für die Herstellung der Baugrubenumschliessungen, welche an die Grenzen des bisher Machbaren stossen. Dies betrifft sowohl die tiefliegenden DSV-Sohlen, die Tiefe der Schlitzwandelemente als auch die Länge von horizontalen gesteuerten Bohrungen.

Weiterhin wurde die Spree mit einer Suspension hoher Dichte unterfahren. So konnte eine Ballastierung der Spree-sole und die damit verbundene Teilspernung des Schifffahrtsweges vermieden werden.

Aufgrund der innerstädtischen Lage wurde als Planungsgrundlage ein hohes Sicherheitsniveau für alle geotechnischen Versagensmechanismen festgelegt. In der Planung und Ausführung bedeutet dies, dass allen für ein Versagen relevanten Mechanismen durch die Planung redundanter Sicherungsmassnahmen entgegengewirkt wurde.

Die Herstellung der Bahnhöfe ist soweit fortgeschritten, dass die Bahnhöfe Museumsinsel und Unter den Linden für die Schilddurchfahrt bereits nahezu fertig vorbereitet sind. Der Vortrieb befindet sich auf Gleis 1.

### Literatur/References

- [1] Erdmann, P., Brenner, T., Schmeiser, J., Weizenegger, M. 2011. Aspekte bei der Planung der U-Bahnlinie U5. Lückenschluss zwischen Alexanderplatz und Brandenburger Tor. In: Forschung + Praxis, U-Verkehr und unterirdisches Bauen, Vorträge zur STUVA-Tagung '11. Gütersloh: Bauverlag BV GmbH
- [2] Breitsprecher, G., Seegers, J. and Hass, H. 2012. Zum Weiterbau der U-Bahnlinie U 5 in Berlin-Mitte. In: Bau-technik 89 (2012, Heft 9, Ernst & Sohn Verlag GmbH und Co KG
- [3] <http://www.bvg.de> .2013. Homepage of BVG (Berliner Verkehrsbetriebe)

The machine is to be dismantled and transported back to the starting shaft after it reaches Brandenburg Gate station. The shield jacket remains in the ground. After reassembly of the machine the tunnel for Track 2 is tackled. The shield is subsequently dismantled again and returned to the starting shaft. In the first bore, the shield machine is also remaining in the soil in conjunction with the tunnel for Track 2.

The residual drive for penetrating the diaphragm wall and the structural wall is executed manually protected by the frozen zone. In this connection, the frozen zone has to be maintained while the freezing pipes are laid on the edge of the excavation during the drive. The joint strips installed in the final wall are exposed, activated and cemented in the transition block to the tunnel inner shell.

### 5 Summary

The gap that has to be closed on the U5 Metro line represents a technically demanding construction project.

The urban location in the center of Berlin has to take many constraints into consideration. These include the undercrossing of watercourses, the location of the stations in the vicinity of historic buildings and the existing extremely busy transport routes. The situating of the stations regarding to their position and height requires the building of construction pits, which extend the limits of possibilities. This applies both to the deep-lying jet grouted inverts, the depth of the diaphragm wall elements as well as the length of guided horizontal drill holes.

As to the Spree, it was undercrossed using an extremely dense suspension. In this way, it was possible to avoid ballasting the riverbed and thus an associated partial closure of the shipping channels.

Because of the urban location, a high safety level for all geotechnical failure mechanisms was required as the basis for planning. This meant that all mechanisms relevant for failure during planning and execution were countered by planning redundant safety measures.

The construction of the stations is sufficiently advanced so that the stations Museumsinsel and Unter den Linden are almost ready for the shield driving. The shield is currently processed at Track 1.

Antonio Nicola, Dott. Ing. (Pavia), Salini-Impregilo S.p.A., Milano/IT

Jim Nickerson, Project Manager, Vegas Tunnel Constructors (VTC), Boulder City, NV/USA

Roberto Bono, Dott. Ing. (Torino), VTC, Boulder City, NV/USA

Nicola Donadoni, Dott. Ing. MSc (Milano, Torino), VTC, Boulder City, NV/USA

Georgios Anagnostou, Prof. Dr.; Roberto Schürch, MSc; Sara Zingg, MSc; ETH Zurich/CH

## Lake Mead/USA

### Intake Tunnel No. 3 – A step beyond the limits

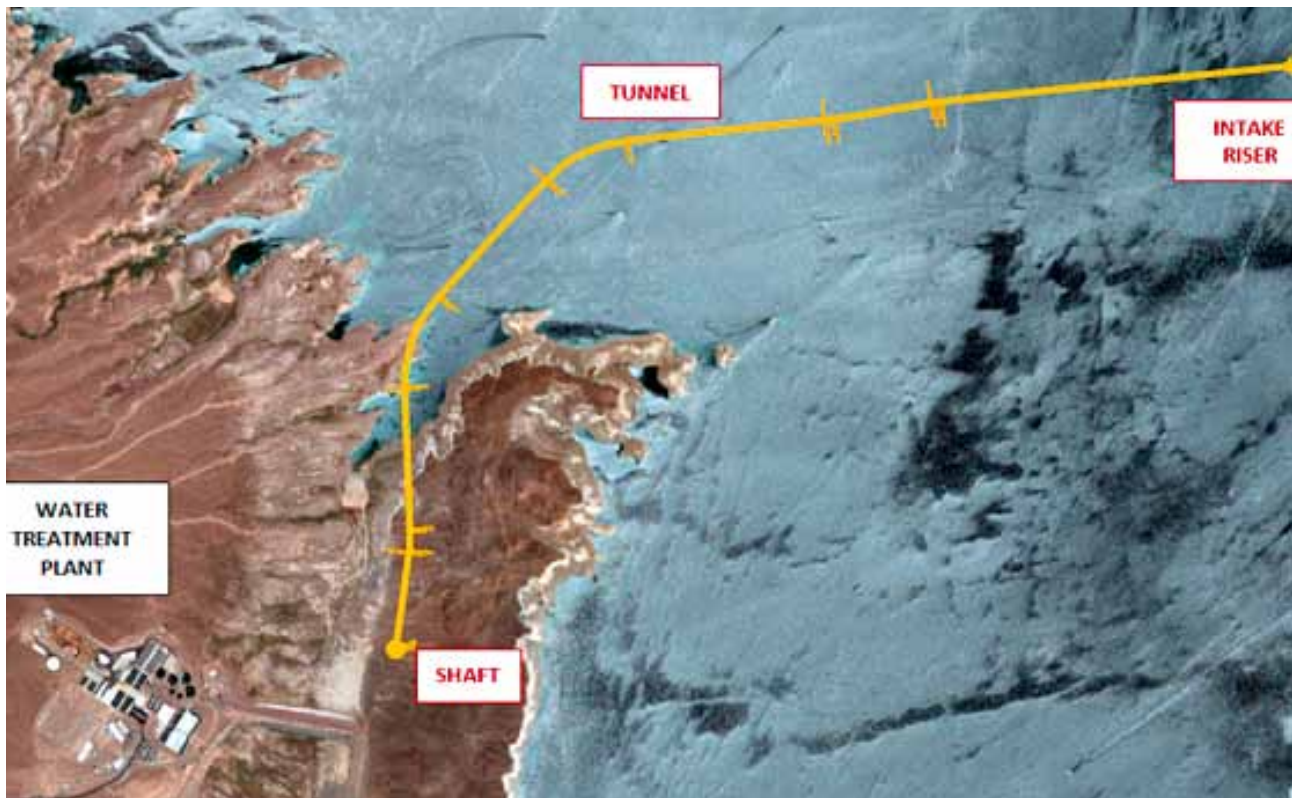
This paper will focus on the challenges encountered during the TBM excavation of the first kilometre of the Lake Mead Intake No. 3 project, located approximately 30 km away from the city of Las Vegas in Nevada, USA, in extreme geotechnical conditions.

This includes mining at operational pressure at the face of as much as 14 bar due to highly permeable and very fractured rock masses encountered over certain stretches of the alignment, and the related difficulties in performing maintenance on the cutter head and the mucking system in such adverse conditions.

#### 1 Introduction

The goal of this project is the construction of a third intake located in the largest reservoir in the United States that was formed by the Hoover Dam, which extends across the Colorado River between Nevada and Arizona. The new intake will lay at a depth greater than the two intakes that are in operation. Due to the constant drawdown of the

lake level in the last 15 years, because of different reasons such as; increasing water demand, longer draught periods and thinner snow pack on the Rocky Mountains. Forecasts predict there is a high risk that Intake No. 1 could be dry by 2020, resulting in the impossibility for the water supply infrastructure to satisfy the overall demand from the Southern Nevada region. This risk can be overcome by the construction and operation of Intake No. 3.



1a Project plan and profile

## Lake Mead/USA

### Zulauftunnel Nr. 3 – Grenzen überwinden

Schwerpunkt dieses Vortrags sind die Herausforderungen beim TBM-Vortrieb des ersten Kilometers des Zulauftunnel-Projekts Lake Mead ca. 30 km entfernt von Las Vegas in Nevada/USA unter extremen geotechnischen Bedingungen. Zum Anforderungsprofil gehören Ausbrucharbeiten bei einem Betriebsdruck von bis zu 14 bar aufgrund der hochpermeablen und stark frakturierten Gebirgsmassen in einzelnen Bereichen der Trasse und der damit einhergehenden Schwierigkeiten bei der Wartung des Bohrkopfes sowie der Art der Materialförderung unter diesen ungünstigen Bedingungen.

## Le Lake Mead/États-Unis

### Tunnel de prise d'eau n° 3 – Dépasser les limites

Cet article est focalisé sur les défis que pose l'excavation au tunnelier du premier kilomètre du projet de tunnel de prise d'eau du Lake Mead. Elle se déroule à environ 30 km de Las Vegas, au Nevada/États-Unis, dans des conditions géotechniques extrêmes. Parmi les exigences posées, des travaux d'excavation réalisés sous une pression de régime allant jusqu'à 14 bar, en raison des masses rocheuses très perméables et fortement fracturées présentes dans certaines zones du tracé et des difficultés qui s'ensuivent pour la maintenance de la tête de forage et pour le mode de transport du matériel dans ces conditions défavorables.

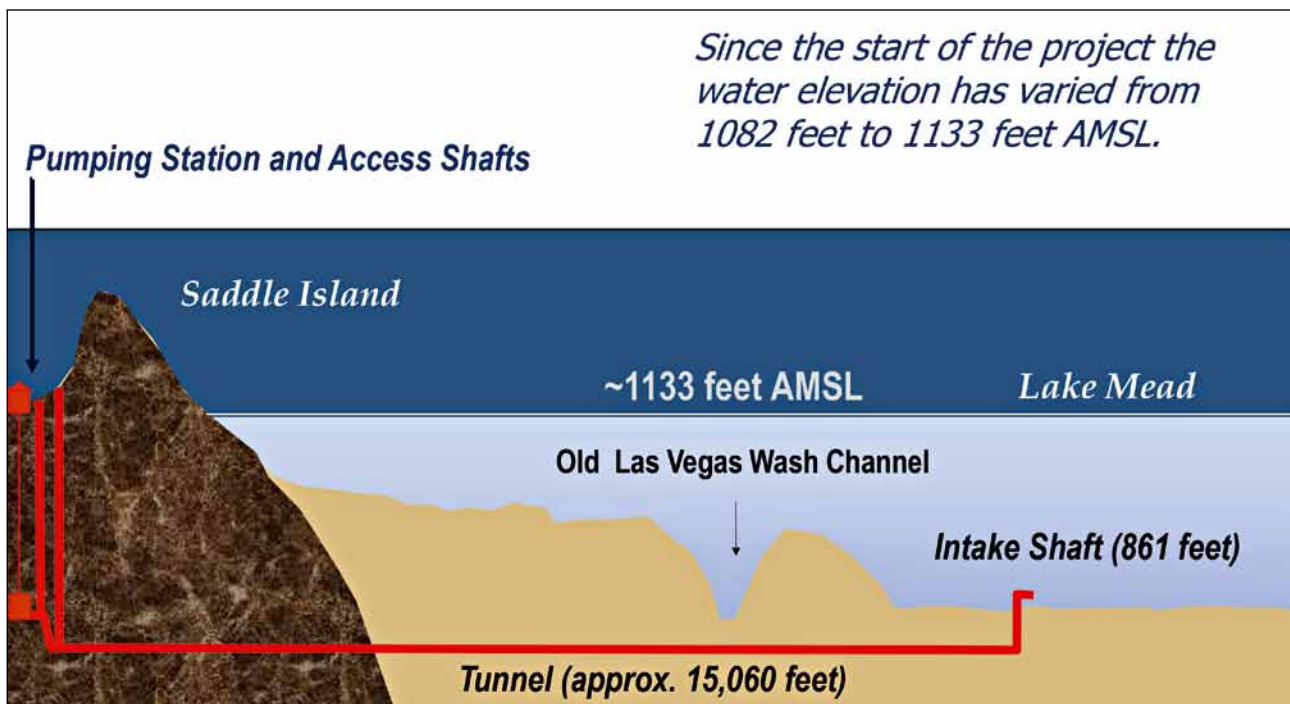
## Lago Mead/USA

### Tunnel di Presa n. 3 – Un passo oltre i limiti

Il tema centrale di questo intervento sono le difficoltà affrontate nello scavo meccanizzato del primo chilometro del progetto del tunnel di presa, scavato sotto il fondale del lago Mead in condizioni geologiche estreme, a circa 30 km da Las Vegas in Nevada/USA. Tali difficoltà sono principalmente i lavori di scavo ad una pressione di esercizio fino a 14 bar, a causa dell'ammasso roccioso altamente permeabile e fortemente fratturato e gli ingenti problemi di manutenzione della testa della TBM ed del sistema di trasporto del materiale scavato in queste condizioni sfavorevoli.

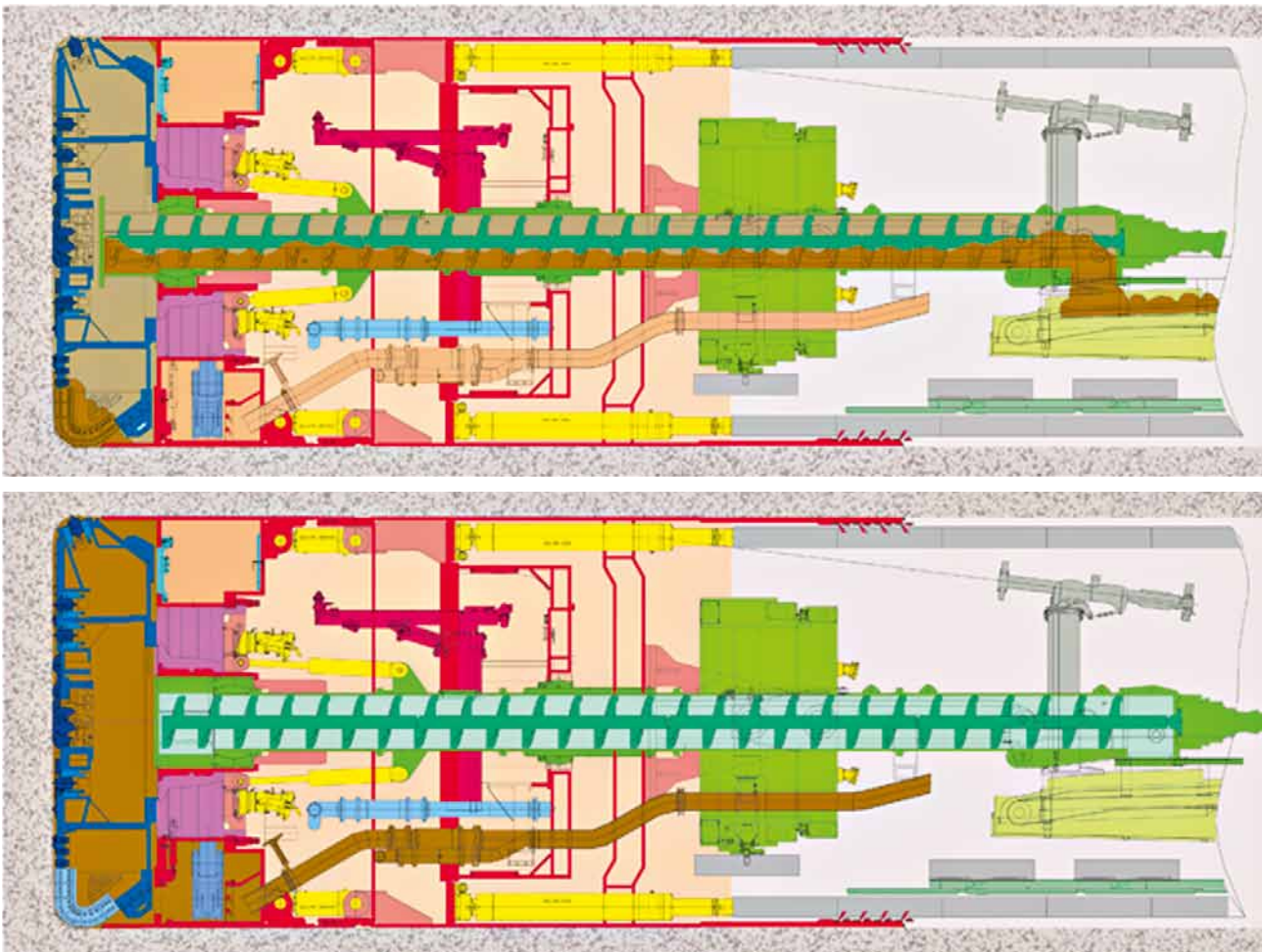
In March 2008, the Vegas Tunnel Constructors (VTC) joint venture, formed by the Italian company Impregilo SpA and the American company SA Healy, was awarded by the

Owner (Southern Nevada Water Authority – SNWA) for the construction of the Lake Mead Intake No. 3 project. The project includes fabrication and positioning an intake riser,



1b Project plan and profile





2 Open mode (top) and closed mode (down) excavation

excavation and lining of a 185 m deep shaft and construction of a 4.6 km long tunnel by means of a tunnel boring machine (TBM) (Fig. 1).

## 2 Project Challenges

The project has had some difficult challenges to overcome. The unique challenges of the marine works consisted of a 1,200 t structure constructed on a barge and lowered 100 m in Lake Mead followed by a 9,200 m<sup>3</sup> tremie concrete pour. Other unique challenges included the drill and blast starter tunnel which was impacted by three inflow events which delayed the project by one year. Other challenges were the TBM assembly, grouting and the structural repair of the cutterhead.

One of the main challenges is the mechanized tunnel excavation which is characterized by an expected hydraulic head of as much as 17 bar (the highest pressure ever in closed shield tunnelling worldwide), crossing fault areas, low rock cover and the risk of tunnel instability and direct connection with lake [3]. Another innovation is the muck handling system for operating in open and closed mode and the logistics of all supplies lowered from the 9.15 m shaft and transported to the TBM.

## 3 TBM Description

The tunnel boring machine designed to excavate the 4.6 km intake tunnel is a Herrenknecht shielded machine. It is a hybrid prototype with the capability of excavating the ground either in open or closed mode, depending on the hydro-geological conditions of the encountered rock masses (Fig. 2).

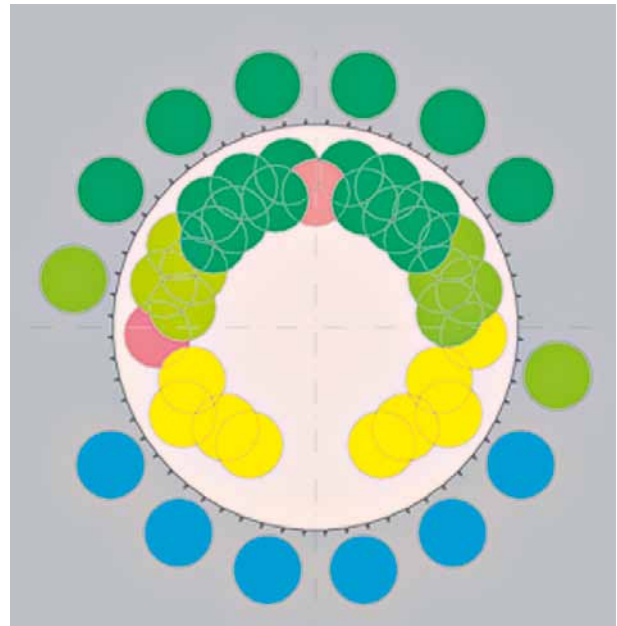
The open mode operation consists of excavating the ground without any face support and discharging the excavated material through a 18 m horizontal screw conveyor. This feeds a system of belts which runs along the TBM trailing gear, the lined tunnel and terminates at the bottom of the shaft, where the muck is discharged into two buckets. Each of those has a 15 m<sup>3</sup> capacity and runs vertically up the 180 m deep shaft, bringing the material to surface. Once on surface, a 550 m long belt conveyor system is loaded to take the muck to the designated disposal area on site.

In closed mode, the TBM operates like a slurry machine. Mining occurs by applying a support pressure at the face. This mode is used in order to guarantee stability of the ground and avoid any uncontrolled muck handling and

to reduce the risk of tunnel flooding in case encountering highly permeable rock masses or direct connection with Lake Mead. The supporting pressure is applied by injecting bentonite drilling mud in the excavation chamber. This is also used as a means to remove the excavated material from the heading. A mix of bentonite and muck, called slurry, is transferred to the surface through a system of pipes and pumps running along the TBM then down the lined tunnel and finally the shaft. On surface, the slurry is pumped to a separation plant where the excavated solids are removed and the drilling mud is recycled through the slurry circuit.

The machine is designed to withstand a maximum hydraulic head of 17 bar. The cutter head is equipped with no. 48 17" diameter cutters, resulting in an excavation tunnel diameter of 7.220 m. The cutter head and the total installed power required are 2,800 kW and 5,750 kW respectively. The breakout torque is 10 MNm. The nominal and the maximum thrust are 70,000 kN and 100,000 kN respectively [4]. The shield is composed of 3 main parts characterized by different diameter in order to obtain a conical shape: Front shield (7.180 m), Middle shield (7.165 m), Tail shield (7.150 m). An articulation joint is located between front and middle shield. The machine including the cutter head and shields is 15 m long and weighs 900 tons. All the equipment necessary to operate the TBM is installed on 15 gantries, by a total length of 175 m and a total weight of 600 tons.

Among the special features, the TBM is provided to cope with the expected high water pressure and inflows. It is worth mentioning the drilling equipment and the main drive sealing system. The machine is equipped with no. 3 drill rigs in order to perform either geological investigation (probing and coring) or pre-excitation ground treatment to reduce the permeability and/or increase stability of the rock masses ahead of and around the TBM. Drilling can be carried out through the cutter head or the shield with a pattern of holes characterized by different inclinations (0°, 3.5° and 7°), as illustrated in Fig. 3.



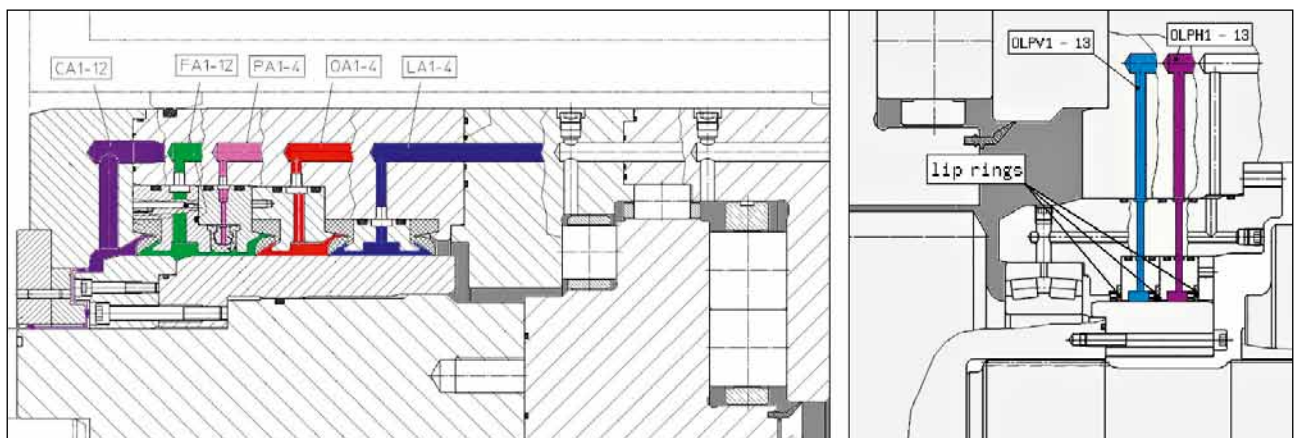
3 Drilling pattern through shield (outer holes) and cutter head (inner holes)

The sealing system on the main bearing is designed to reduce the pressure of 17 bar on the outside (excavation chamber) down to atmospheric pressure on the inside (drilling chamber), through a cascade system that is composed of 7 consecutive sealing chambers (Fig. 4).

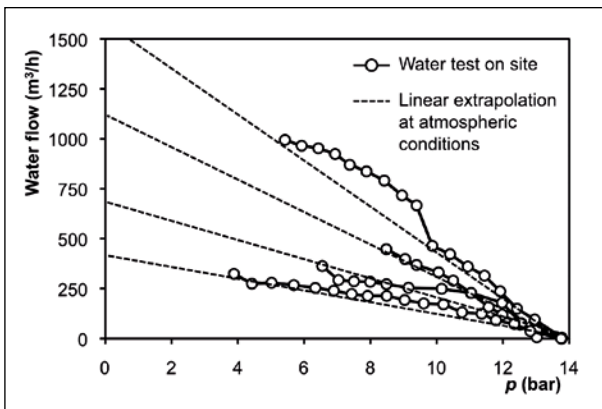
#### 4 Mining Activities

In the pre-construction phase, possible risk scenarios were identified and assessed and a tunnelling operation plan (TOP) was developed [3]. The TOP aims to assist decision-making during construction and contains recommendations about operational mode (closed or open), face support pressure, auxiliary measures (such as advance drainage and grouting) and geological exploration.

The tunnel boring machine was launched on December 27, 2011. Based on the expected geological conditions of the



4 Main drive cascade sealing system



5 Relationship between face support pressure  $p$  and quantity of water inflow

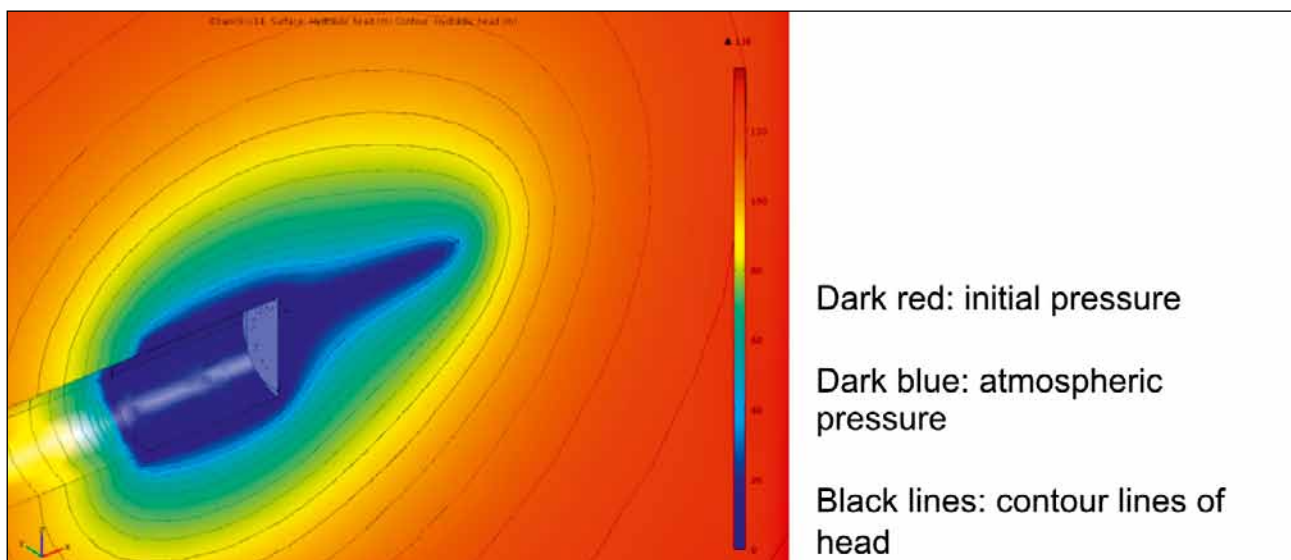
Saddle Island Lower Plate, the plan was to mine the first 200 m of TBM tunnel in closed mode with face support pressure less than 7 bar. For logistic reasons and due to space limitations the conveyor belt system which was installed after the first 250 m in the starter tunnel; the TBM was then switched to open mode operation.

After 140 m of excavation at push 77, the air bubble pressure was lowered and maintenance carried out at atmospheric conditions. At that point, a sub-vertical fault, entering the tunnel section from left to right, was detected and mining resumed with pressure at 12 bar to compensate the hydraulic head and guarantee stability at the face. The TBM progressed very well into the detachment fault and the slurry pressure in the excavation chamber was raised to 13 bar in accordance with the groundwater head and the low cohesion material at the face.

On July 2, 2012, at approximately 280 m of excavation along the first curve of the alignment, the TBM penetration values became lower and lower, until the machine stopped

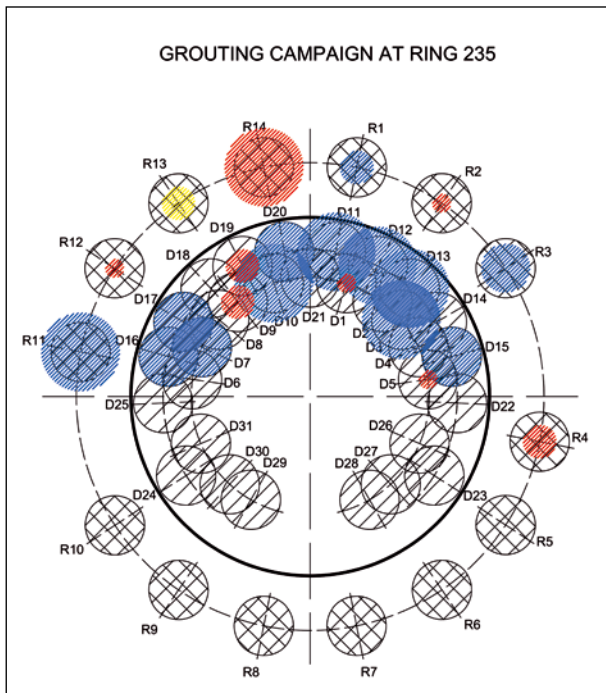
advancing at push 258. Several attempts to free the machine were unsuccessful. The decision was made to lower the face pressure and inspect the cutter head.

In order to assess the feasibility of men entering into the working chamber under atmospheric pressure, it is important to estimate in advance the quantity of water inflow. For this purpose the TBM can be used as a large-scale constant-head permeameter according to the following procedure. Starting from its initial value, the face support pressure is lowered in steps of 0.5 bar. After each step the increase of water inflow is measured observing the change of water outflow in the slurry line while keeping the slurry level in the bubble chamber constant. The final value of water inflow is recorded after reaching stationary seepage flow conditions. In the present case, this took normally less than 15-20 minutes. After several steps (generally more than 10), the relationship between quantity of water inflow and face support pressure can be established and subsequently, linearly extrapolated to 0 bar (Fig. 5 shows an example). This approach allows estimating the quantity of water inflow under atmospheric conditions safely, i.e. without the risk of a face instability associated with lowering the support pressure to 0 bar. During the water tests the force acting on the cutter head, the torque (by rotating the cutter head without TBM advance) and the color of the drained water are observed in order to timely identify the possible onset of local instabilities and thus interrupt the test by increasing the support pressure immediately to its initial value. By using the TBM as large constant head permeameter, the overall permeability of the rock mass (and therefore also the effectiveness of advance grouting) can be estimated by numerical back-analysis of the measured relationship between face support pressure and water inflow (Fig. 6). It should be noted that for high quantities of water inflow, the relationship between face support pressure and quantity of water inflow was not always linear (Fig. 5, upper curve).



6 Hydraulic head field in the presence of advance drainage





Possible reasons for this non-linearity are turbulent flow or closing of joints due to increasing effective stresses around the tunnel face.

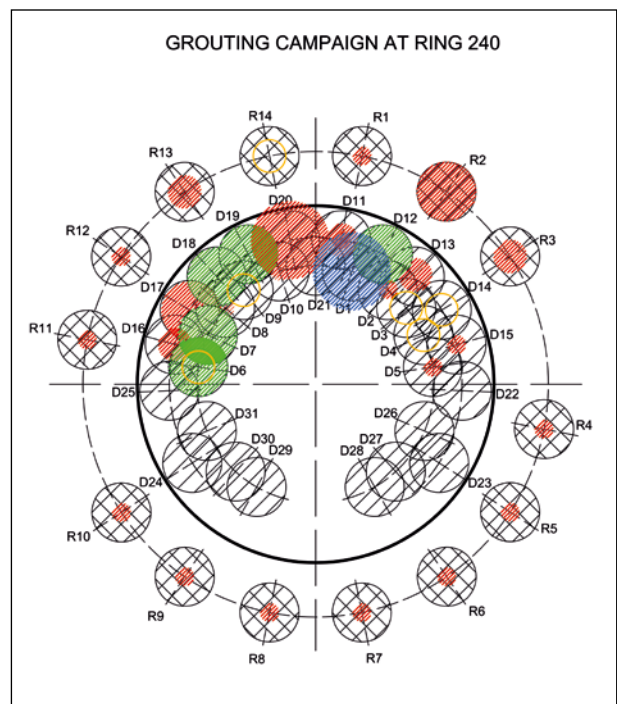
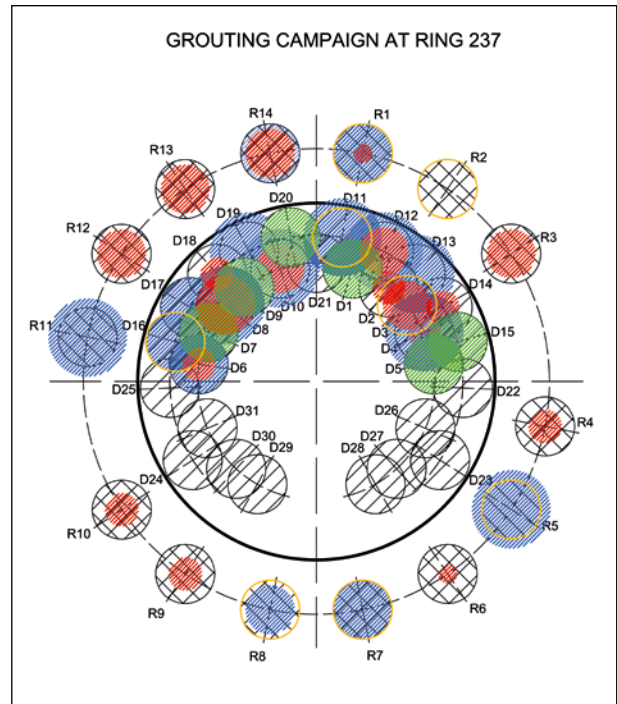
In July 2012, three large-scale permeameter tests were performed but aborted at 10 bar with over 200 m<sup>3</sup>/h water inflow. Then, the JV opted to drill and grout the ground ahead of the TBM in order to reduce the permeability, increase the overall stability and allow for man entry. This operation was never done before at such high pressures. The ground, mainly composed of sandy, silty and clayey material, made it very difficult to grout.

At this point, an inspection of the cutter head was possible by using a camera installed on a steel pipe and pushing it into the excavation chamber through a drill port equipped with a blow-out preventer. What came out from the inspection was the cutter conditions were not that bad, and on August 1, 2012, a further attempt to free the machine was completed. The face pressure was raised to 14 bar, the penetration showed values just above zero, however the machine was advancing. After 12 pushes, a bit over the length of the shield, the TBM parameters were back to regular operation, though showing inconsistencies on penetration and advance speed.

A plan of permeameter tests was discussed as cutter head inspection and maintenance at atmospheric conditions was a priority. Since restarting the mining activities, during the next 77 pushes, 10 tests were performed and the resulting water inflows reached a maximum of 1100 m<sup>3</sup>/h at 8 bar. Accordingly, it was impossible to access the excavation chamber for maintenance. There was one exception where the face pressure was lowered to 0 bar and the ex-

cavation chamber was accessed; unfortunately the working conditions resulted to be unsafe due to the risk of ground instability.

On September 29, 2012, at push 235, the TBM penetration reduced. The camera inspections detected wear on the cutters. The possible scenarios were two: perform a series of pre-excitation grouting campaigns to allow for maintenance; prepare all necessary equipment for hyperbaric intervention in saturation. Both options were never done



7 Grouting campaigns results (in red: holes to refusal pressure)

Grouting Campaign	Grout Volume [m <sup>3</sup> ]	Portland Cement [kg]	Microfine Cement [kg]	Start Date	End Date
Ring 235 Sta. 18+64.9	43	5,500	22,924	1.10.2012	25.10.2012
Ring 237 Sta. 18+78.9	223	50,350	51,710	29.10.2012	15.12.2012
Ring 240 Sta. 18+97	294	193,898	73,237	19.12.2012	13.2.2013

**Table 1** Grouting campaigns: summary of quantities

before at 14 bar pressure and the hyperbaric work had more inherent risk, so the decision was to start grouting the ground ahead and around the TBM. However, the hyperbaric intervention was still an option and the procurement of the gas and equipment and planning of the logistics was being done concurrently with the grouting program.

### 5 Pre-excavation grouting campaigns

The ground treatment ahead of the machine was planned and based on the GIN-method [5]; refusal injection pressure and maximum injection volume values were defined in accordance with the fractured ground conditions. A significant difficulty was caused by the fixed pattern of available drilling holes (see green and blue dots on Figure 3). For different stages a methodical injection sequence was followed for the primary and secondary holes.

This was the first intensive intervention and some modifications and innovations were introduced to the drilling and grouting equipment to grout with 13 bar of face pressure. Also, as the grouting progressed, different mix designs were used depending on the fractured rock mass to take grout (either Portland or microfine cement).

The first grouting campaign was carried out at ring 235. The area grouted was planned to extend 11 m, which covered the upper part of the layout shown on Figure 3. After some



**8** Niche in front of the cutter head

drilling and grout injection difficulties, the campaign was completed and the machine moved 4 m forward.

The second campaign was performed at ring 237. The grouting was increased to 15 m with an overlap of 4 m of the first campaign. Grout injection was done through the entire pattern of available holes. After completion of the grouting activities, the machine was moved 6 m forward.

The third campaign was executed at ring 240. The grouting was further increased to 17 m, with a 5.5 m overlap of the second campaign. This time both drilling and grouting were performed in two different stages; up to 9 m for the first, and up to 17 m for the second.

A summary of the three grouting campaigns is shown in Figures 7 and 8.

After completion of the third campaign, on February 19, 2013 a permeameter test was performed to reach 0 bar of pressure. At atmospheric conditions, the overall water inflow was 220 m<sup>3</sup>/h, and a face inspection was accomplished to verify safe working conditions. Then, cutter head maintenance started but following a local instability of the right upper part of the tunnel face, the maintenance was aborted and the excavation chamber was sealed off. At that point the low water inflow rate allowed maintenance work on the slurry lines to be performed. This mainly included replacement of worn pipelines, valves, pumps and the installation of a new hydraulic valve on the slurry return line just behind the suction pipe in the drilling chamber, which became an additional safety device in case the pipe would burst.

When maintenance was completed, the TBM advanced forward so that the unstable area was behind the TBM, shield and the TBM would remain in the treated grout zone. After 9 m and 16 m of advance, a permeameter test was carried out. However, it was not possible to reach atmospheric conditions because the water inflow was 880 m<sup>3</sup>/h at 2.9 bar and 1100 m<sup>3</sup>/h at 1.9 bar, respectively. The decision of moving forward and find a less permeable location was made; to move the TBM out of the grout curtains.

During advance 251 and 252 some steel fragments were found on the magnet at the slurry separation plant. When

push 253 was completed there were even more steel fragments, and it was decided to stop the TBM advance. On March 25, 2013 a permeameter test began with lowering the face pressure. At atmospheric pressure, the water inflow was measured to be approximately 650 m<sup>3</sup>/h. The following day a face inspection took place and surprisingly, the tunnel face was showing very stable and granitic conditions although measured water inflows were up to 800 m<sup>3</sup>/h.

With the stable conditions at the face, maintenance work could start. It took 10 days to complete a niche excavation (4 m x 3 m x 1 m) in front of the cutter head using small hand tools (Fig. 8). Once the excavation was completed, the structural repair took one month. The water had to be panned away from the work area and ventilation had to be established for the "hot" work. Technicians from the TBM manufacturer were brought to site to oversee the repair. The central section of the TBM had to be repaired completely including the disc cutter housings, structure, wear plates and the cutters.

Once the work was completed, the TBM mined forward for 3 pushes and then encountered ground less stable than before with much more water. The TBM advanced through the remaining Upper Plate until reaching the Muddy Creek Formation.

## 6 Conclusions and Outlook

It is remarkable that for the first time worldwide, a slurry shield was advanced in closed mode at 14 bar for several hundreds of meters. Several innovations were developed in this challenging project like; the setup of the procedure for large-scale permeameter test and its numerical interpretation, utilization of video camera for cutter head inspection, new tools to perform the drill and grout campaigns at 14 bar of pressure. The project concerns to be able to inspect and to perform maintenance on the cutter head required to prepare high pressure (14 bar) hyperbaric works which never have been done before on TBM projects. The TBM was purchased with this capability and a medical lock (living quarters) was also purchased accordingly, to be ready to face the worst possible scenario. An additional piece of equipment was necessary to have a central location for communication and the distribution of breathing air (Fig. 10). All efforts were carried out to avoid saturation hyperbaric interventions, which were considered too risky in terms of time and cost.

In conclusion, from the operational and mechanical point of view, we can state that modern and properly designed machines can successfully negotiate severe hydrogeological conditions with unstable ground and water pressure in the range of 15 bar. We also found in spite of the huge effort and time spent, the ground improvement ahead the front was not as effective as anticipated.

## References

- [1] Nickerson J., McDonald J., Grayson J. 2013. Lake Mead Intake No. 3 Tunnel Intake Structure and Tremle Concrete Placement. In Proceedings RETC 2013, Washington D.C, USA.
- [2] Nicola A., Donadoni N. 2013. Lake Mead Intake No.3: assemblaggio TBM a 200 m di profondità. In Proceedings Congresso SIG 2013, Bologna, Italy.
- [3] Anagnostou G., Cantieni L., Nicola A., Ramoni M. 2010. Lake Mead Intake No 3 Tunnel – Geotechnical Aspects of TBM Operation. In Proceedings NATC 2010, Portland, USA.
- [4] McDonald J., Burger W. 2009. Lake Mead Intake Tunnel No. 3. Tunnel No. 4, 43–48.
- [5] Lombardi G., Deere D. 1993. Grouting design and control using the GIN principle. Int. Water Power & Dam Construction, June 1993.



9 Communication and distribution system of breathing air



*Martin Herrenknecht, Dr.-Ing. E.h., Vorstandsvorsitzender; Werner Burger, Leiter der Konstruktionsabteilung; Karin Bäßler, Dr., Leiterin der Abteilung Geotechnik; Herrenknecht AG, Schwanau/D*

# Istanbul Strait Road Tunnel/TR

## Projektanforderungen und TBM-Lösungen

Der Hauptabschnitt des Strassentunnelprojekts unter der Bosphorus-Meerenge besteht aus einem 3,34 km langen Tunnel, der von einer TBM mit einem Innendurchmesser von 12,00 m aufgeföhren wird. Der Tunnel nimmt auf 2 übereinander laufenden Fahrbahnebenen jeweils 2 Fahrspuren und 1 Standspur auf. In Kombination mit den erwarteten Drücken an der Ortsbrust von über 10 bar verlangen der anspruchsvolle Baugrund und der grosse Durchmesser ein hoch spezialisiertes und speziell angepasstes TBM-Konzept.

# Istanbul Strait Road Tunnel/TR

## Project Challenges and TBM Solutions

The main part of the Istanbul Strait Road Tunnel Crossing Project is a 3.34 km tunnel excavated by TBM with an internal diameter of 12.00 m. The tunnel will incorporate 2 road decks, each with 2 traffic lines and a shoulder. The demanding ground conditions and the large diameter in combination with anticipated face pressures above 10 bar require a highly specialized and well adapted TBM concept.

### 1 Einführung

Im Jahr 2013 wurde ein Mixschild mit einem Durchmesser von 13,7 m in Deutschland hergestellt und auf den Weg nach Istanbul gebracht. Für das „Istanbul Strait Road Crossing“ Projekt, das auch unter dem Namen „Eurasia Tunnel Projekt“ bekannt ist, markierte die Lieferung der TBM Ende 2013 einen wesentlichen Meilenstein.

Das „Eurasia Tunnel Projekt“ [1] umfasst den Bau einer Trasse von 14,6 km, einschliesslich eines Tunnelabschnitts mit einer Länge von 5,4 km, die an ihrer zentralen Stelle den Bosphorus unterquert (Bild 1). Der 3,34 km lange Unterwasserabschnitt des Tunnels wird im geschlossenen Modus mit einem Mixschild aufgeföhren. Die verbleibende Tunnelstrecke wird in Spritzbetonbauweise ausgeföhrt und der Montageschacht für die TBM in offener Bauweise hergestellt. Auf den weiteren Abschnitten des Projekts werden oberirdische Zufahrtsstrassen zum Tunnel auf der europäischen und asiatischen Seite aus- und umgebaut.

Entwurfsideen, wie man Asien mit Europa über einen Tunnel unter dem Bosphorus verbinden kann, gibt es bereits seit Langem. Realistisch wurden diese Ideen jedoch erst durch die bedeutenden technischen Entwicklungen im maschinellen Tunnelvortrieb gegen Ende des 20. Jahrhunderts. Machbarkeitsstudien für eine neue Bosphorus-Unterquerung aus den Jahren 2003 und 2005 empfahlen einen Strassentunnel in seiner jetzigen Trassenföhren als bevorzugte Lösung.

### 1 Introduction

In 2013, a 13.7 m diameter Mixshield was manufactured in Germany with destination Istanbul. The delivery of the TBM in late 2013 was a major milestone for the Istanbul Strait Road Crossing Project, also known as the Eurasia Tunnel Project.

The Eurasia Project [1] consists of a 14.6 km route including a 5.4 km tunnel segment in its central part crossing the Bosphorus (Fig. 1). The 3.34 km subsea section of the tunnel will be excavated in closed mode using a Mixshield TBM, the remaining tunnel length will be constructed using the shotcrete lining method or by cut and cover for the TBM assembly shaft. Other project segments on the European and Asian side consist of upgrading and modifying surface access roads towards the tunnel.

Conceptual ideas of connecting Asia with Europe via a tunnel crossing the Bosphorus have been around for an extended time however only became realistic towards the end of the 20<sup>th</sup> century based on significant technical developments in mechanized tunnelling. Feasibility studies for a new Bosphorus crossing in 2003 and 2005 confirmed and suggested a road tunnel in its present alignment as the preferred solution.

Following an international tender process the Turkish Ministry of Transport assigned ATAŞ, a partnership of Turkish Yapi Merkezi and Korean SK E&C, to design, build and ope-

## Tunnel routier Istanbul Strait/TR

### Exigences du projet et solutions techniques

Le tronçon principal du projet routier sous le détroit du Bosphore est constitué d'un tunnel long de 3,34 km, qui sera excavé par un tunnelier de 12 m de diamètre intérieur. Le tunnel accueille 2 niveaux de route superposés, avec chacun 2 voies de circulation et 1 bande d'arrêt. En association avec une pression de plus de 10 bar attendue au front de taille, le terrain difficile et le grand diamètre du tunnel exigent un concept de tunnelier très spécialisé et spécialement adapté.

## Galleria stradale Istanbul Strait/TR

### Requisiti di progetto e soluzioni tecniche

La tratta principale del progetto della galleria stradale sotto allo stretto del Bosforo è costituita da una galleria lunga 3,34 km con metodo di avanzamento a fresa aperta a diametro interno di 12,00 m. La galleria comprende 2 carreggiate sovrapposte a 2 corsie più 1 di emergenza. In combinazione con pressioni di più di 10 bar previste al fronte dello scavo, l'esigente area edificabile e il grande diametro prevedono un concetto di scavo meccanizzato altamente specializzato e appositamente adattato.

Nach einem internationalen Ausschreibungsverfahren des türkischen Verkehrsministeriums erhielt ATAŞ, ein Konsortium des türkischen Unternehmens Yapi Merkezi und des koreanischen Unternehmens SK E&C, den Zuschlag, das „Eurasia Tunnel Projekt“ zu planen, zu bauen und zu betreiben. Der Durchführungsvertrag wurde im Februar 2011 unterzeichnet. Im Jahr 2012 erhielt die Herrenknecht AG den Auftrag, ein Mixschild mit einem Durchmesser von 13,7 m herzustellen.

rate the Eurasia Tunnel Project. The Implementation Contract was signed in February 2011. In 2012 Herrenknecht AG was selected as the TBM manufacturer for the 13.7 m Mixshield TBM.

## 2 Subsurface conditions and tunnel design

The main part of the Istanbul Strait Road Tunnel Crossing Project will be the 3.34 km long subsea tunnel having an in-



1 Projekttrasse (grün) mit zentralem Unterwasserabschnitt (gepunktete Linie) [1]  
Project alignment (green) with central subsea tunnel section (dotted line) [1]

## 2 Baugrund und Tunnelkonstruktion

Der Hauptabschnitt des „Istanbul Strait Road Tunnel Crossing“ Projekts besteht aus einem 3,34 km langen Unterwassertunnel mit einem Innendurchmesser von 12,0 m. Die Tunnelbohrmaschine wird in einem offenen Schacht, der Teil eines in offener Bauweise erstellten Abschnitts auf der asiatischen Seite ist, montiert und von dort angefahren.

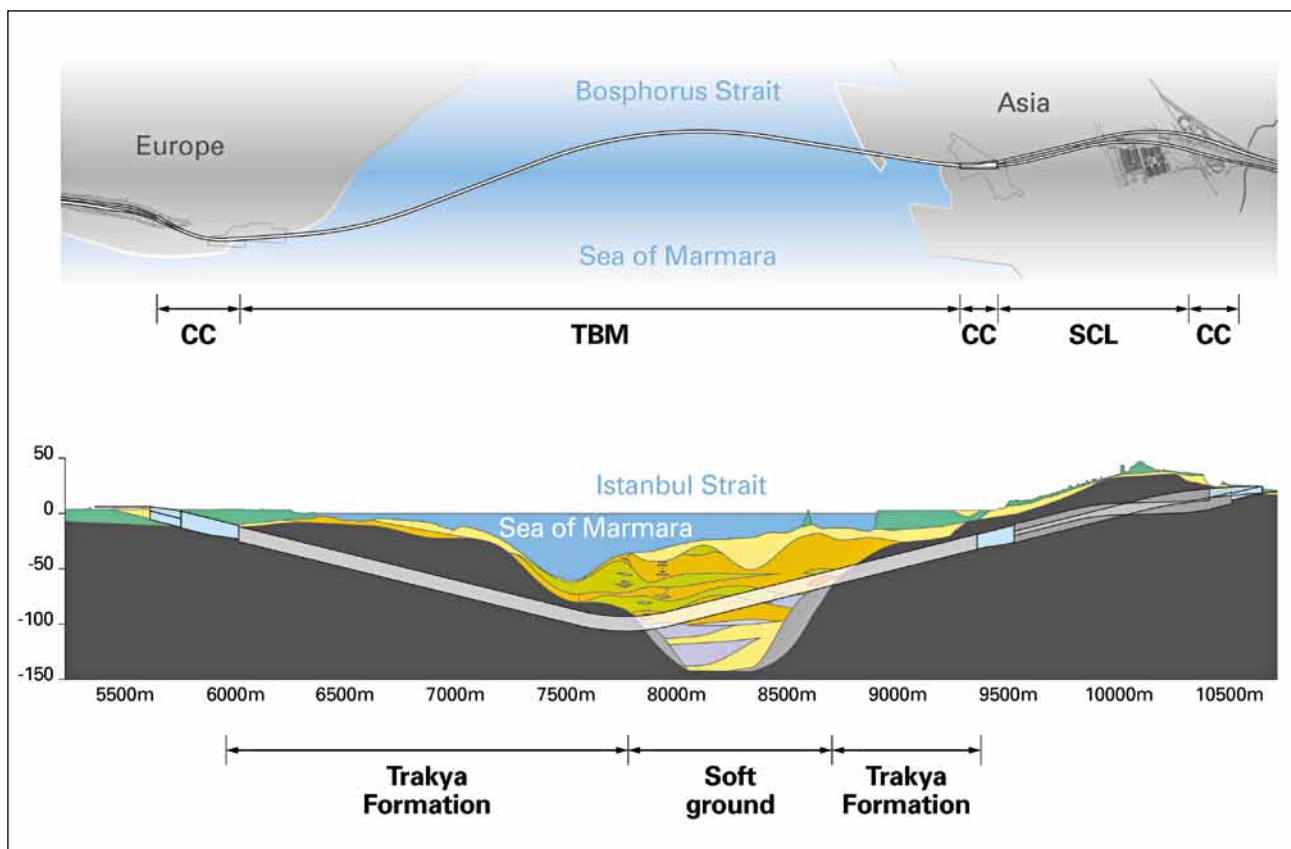
Der erwartete Baugrund, den die TBM beim Vortrieb meistern muss, besteht zu ca. 70% aus Hartgestein der Trakya Formation (Tonstein, Sandstein und magmatische Felsrücken) und zu etwa 20% aus Meeresablagerungen (Ton, Schluff, Sand, Kies und Felsblöcke). Die Felsrücken bestehen aus Diabas-, Andesit- oder Diorit-Gestein mit hoher Festigkeit (UCS von bis zu 250 MPa) und hoher Abrasivität. Auch bei Lockermaterial, Sand und Felsblöcken wird von einer hohen Abrasivität ausgegangen. Die Trassenführung des Tunnels mit einem Gefälle von  $\pm 5\%$  führt zu einer maximalen Tiefe an der Tunnelsohle von 105 m unter dem Meeresspiegel. Es werden hohe hydrostatische Drücke von ca. 10 bar auf der Tunnelachse erwartet (Bild 2).

Der Tübbingausbau des TBM-Tunnels hat einen Innendurchmesser von 12,0 m und besteht aus 8+1 vorgefertigten Betonsegmenten. Die Tübbinge haben eine Länge von 2,0 m,

ternal diameter of 12.0 m. The TBM will be assembled and launched from an open shaft which is part of a cut and cover section on the Asian side.

The predicted subsurface conditions to be faced with TBM excavation will comprise about 70% hard rock of the Trakya formation (mudstone, sandstone and magmatic rock dykes) and about 20% of marine deposits (clay, silt, sand, gravel and cobbles). The dykes are out of diabase, andesite or diorite rocks of high strength (UCS of up to 250 MPa) and high abrasiveness. Also the granular material, sands and cobbles are expected to be very abrasive. The alignment of the tunnel with gradients of  $\pm 5\%$  leads to a maximum depth of the tunnel to tunnel invert of 105 m below sea level. High hydrostatic pressures of about 10 bar at tunnel axis are anticipated (Fig. 2).

The segmental lining of the TBM tunnel has an internal diameter of 12.0 m consisting of 8+1 pre-cast concrete segments. The segment length is 2.0 m, the thickness is 0.6 m and the heaviest piece has a weight of approx. 15 t. The tunnel profile will take 2 road levels, each with 2 traffic lanes and a shoulder (Fig. 3). The road deck structures will be installed in a second step behind the TBM heading. The tunnel is designed to allow the passage of light vehicles (cars) only (Fig. 3).



2 Überblick über den TBM-Tunnelabschnitt mit erwarteten geologischen Bedingungen (TBM – TBM Tunnel, CC – Cut and Cover, SCL – konventioneller Ausbruch) (Quelle/Source: ATAŞ)  
 Overview about the TBM tunnelling section with predicted geological conditions (TBM – TBM tunnel, CC – cut and cover, SCL – conventional excavation)



eine Dicke von 0,6 m und das schwerste Element hat ein Gewicht von ca. 15 t. Das Tunnelprofil wird 2 Ebenen mit jeweils 2 Fahrspuren und 1 Standspur aufnehmen (Bild 3). Die Strukturen für die Strassenebenen werden in einem 2. Schritt hinter der TBM installiert. Die Tunnelkonstruktion ist so ausgelegt, dass lediglich Leichtfahrzeuge (Pkw) den Tunnel passieren können (Bild 3).

### 3 TBM-Layout und projektspezifische Konstruktionsmerkmale

Heutzutage stellt eine TBM mit einem Bohrdurchmesser von 13,71 m keine Dimension in der Nähe des „Weltrekordes“ mehr dar. Nichtsdestotrotz gehört eine TBM dieser Dimension in die immer noch kleine Gruppe der ausgesprochenen Grossmaschinen. Die hohen Projektanforderungen werden besonders deutlich, wenn man betrachtet, welche einzelnen Projektelemente miteinander kombiniert werden müssen:

- der sehr grosse Durchmesser der TBM
- die unterschiedlichsten Baugründe, einschliesslich Fels, Lockerböden mit Steinblöcken sowie ausgedehnte Übergangszonen
- der erwartete Druck an der Ortsbrust von über 10 bar in Kombination mit weichen oder heterogenen Baugründen

Für alle dieser Einzelaspekte gibt es in vorangegangenen Projekten vergleichbare Referenzbedingungen:

- Eine Reihe von Mixschilden oder Erddruckschilden in „Megagrösse“ der „über 15 m Liga“ haben erfolgreich Projekte abgeschlossen oder sind derzeit weltweit im Einsatz, was zeigt, dass Konstruktion und Logistik für solch grosse Tunnel möglich sind (Elbtunnel/D, M30 Madrid/E, Shanghai/CN, Galleria Sparvo/I etc.).
- Für mittlere bis grosse Tunnelbohrmaschinendurchmesser gibt es Erfahrungen aus dem erfolgreichen Einsatz von Mixschilden in sehr unterschiedlichen Baugründen (Singapur/SGP, Inntal/A, Sydney/AUS, etc.).
- Auch lange Unterwassertunnel mit einem durchgehenden Ortsbrustdruck von 7 bar konnten erfolgreich fertiggestellt werden. Und es gibt bereits Erfahrungen mit Mixschild-Vortrieben bei 13 bar an der Ortsbrust (Westerschelde/NL, Shanghai/CN, Lake Mead/USA, etc.).

Die tatsächliche Herausforderung liegt demnach darin, sämtliche Aspekte zu kombinieren.

In Anbetracht der erwarteten Baugründe und Stützdrücke war bereits in einem frühen Projektstadium klar, dass die Slurry- oder Mixschild-Technologie die am meisten geeignete Methode für den maschinellen Tunnelvortrieb sein würde. Weitere Argumente für diese Lösung waren die optimale Eignung bei sehr hohen Ortsbrustdrücken sowie deutliche Vorteile bei heterogenem Baugrund oder Felsgestein. Die Tatsache, dass das „begehbare Schneidrad“ für eine „Wartung der Abbauwerkzeuge ohne Druckeinstieg“ unter atmosphärischen Bedingungen seit Mitte der 1990er Jahre bereits



3 Typischer Querschnitt des Unterwassertunnels [1]  
Typical cross section of the subsea tunnel [1]

### 3 TBM layout and project – specific design features

Today an excavation diameter of 13.71 m is no longer a “world record” size machine. However, such dimension still has to be considered to be within the still small group of very large diameter machines. The challenging nature of the project becomes even more obvious when looking on the specific combination of the individual project elements:

- very large diameter TBM
- wide variation of ground conditions including full face rock, full face soft ground including cobbles and boulders as well as extensive mixed face transition zones
- anticipated face pressure above 10 bar in combination with soft ground or mixed face conditions

For each of such individual aspects comparable reference condition may be found on previous projects:

- A number of “mega size” Mixshield or EPB TBM of the “above 15 m” range have successfully completed projects or are actually in operation around the globe, confirming that the constructability and logistic aspects of such large tunnels are feasible (Elbe Tunnel/D, Madrid M30/E, Shanghai/CN, Galleria Sparvo/I, etc.).
- Experiences and successful case histories with Mixshield TBM applications in highly variable ground conditions are established for medium to large diameter TBM sizes (Singapore/SGP, Inntal/A, Sydney/AUS, etc.).
- Long subsea tunnels with continuous face pressures of 7 bar have been successfully completed. Actual experience with Mixshield operation at 13 bar face pressure is also established (Westerschelde/NL, Shanghai/CN, Lake Mead/USA, etc.).



4 Vormontiertes Mixschild im Herrenknecht-Werk in Schwanau/D  
Pre-assembled Mixshield at the Herrenknecht factory in Schwanau/D

bei einer Vielzahl von grossen Mixschilden eingesetzt wurde, war ein weiteres Argument, das die allgemeinen Aspekte stützte.

Der Mixschild (Tabelle 1) und ihr erster Nachläufer wurden vollständig in den Herrenknecht-Werkshallen in Schwanau/D vormontiert und getestet (Bild 4). Das umfangreiche Werksabnahme- und Inbetriebnahmeprogramm beinhaltete nicht nur die gesamte Bandbreite an Funktionstests, sondern auch kombinierte Test- bzw. Trainingsprogramme für spezielle Funktionen wie Handling und Transfer der Transportschleuse und Handling bzw. Auswechseln der Abbauwerkzeuge innerhalb des Schneidrads.

Der Mixschild besteht aus einer starr verschraubten Schildkonstruktion, die für einen Ortsbrustdruck von bis zu 13 bar auf Achse ausgelegt ist. Der Schild ist mit 2 fest installierten Personenschleusen versehen, wobei eine davon mit einer Anschlussmöglichkeit für die Transportschleuse versehen ist und verfügt weiterhin über insgesamt 3 Materialschleusen. Zusätzlich besteht die Option für eine temporäre Personenschleuse im Zentrumsbereich. Der frequenzgeregelte elektrische Bohrkopfantrieb ist längsverschieblich und in einem Gelenklager verkipptbar. Der Durchmesser des Hauptlagers beträgt 6,0 m. In der Luftpolsterkammer sind ein grosser Zangenbrecher vor dem Ansaugrechen sowie ein Tauchwandschieber installiert. Das Speichenschneidrad hat 6 begehbare Hauptspeichen und 6 Hilfsspeichen und ist mit 19 Zoll Schneidrollen und Schälmessern vollflächig für gemischte Böden ausgestattet. Im Bereich des doppelwandigen Schildschwanzes befindet sich ein Vakuum-Erektor zum Einbau der Tübbingringe. Als Schildschwanzdichtung ist ein Stahlbürstendichtungssystem eingebaut. Das Verpressen des Ringspalts erfolgt mit Zwei-Komponenten-Mörtel durch den Schildschwanz.

However, the combination of all of them presents the real challenge.

Based on the expected ground conditions and support pressures it became obvious at an early stage of the project that the Slurry or Mixshield technology is the most appropriate method of mechanized excavation. The ability to be best suited for very high face pressures as well as significant advantages in mixed face or bouldery conditions were additional supporting arguments. In addition to such general aspects a further argument was the fact that the "accessible cutterhead" feature for "non-exposure excavation tool maintenance" under atmospheric conditions has been previously used with great success on a number of large diameter Mixshields since the mid 1990ties.

The Mixshield TBM (Table 1) and its primary gantry was completely preassembled and tested in the Herrenknecht workshops in Schwanau/D (Fig. 4). The extensive shop testing and commissioning program included besides the full range of functional testing also a combined testing/training programs for specific functions like compressed air shuttle handling and transfer and cutter exchange/handling from inside the cutterhead.

The Mixshield consists of a rigid bolted shield structure for face pressures up to 13 bar at spring line. The shield includes 2 permanent installed manlocks, one of them prepared for transfer shuttle connection as well as a total number of 3 material locks. The option for the installation of a temporary manlock in the center area is foreseen. The VFD electric cutterhead drive is fully articulated inside a spherical bearing. The main bearing diameter is 6.0 m. A large jaw crusher in front of the suction grill as well as a submerged wall front gate is installed in the air bubble chamber. The spoke type cutterhead has 6 accessible main spokes and 6 auxiliary

Das Nachläufersystem besteht aus 4 Wagen, die auf lenkbaren Gummiradsätzen direkt im Tunnel laufen. Zwischen dem vorderen Nachläufer und dem Schild befindet sich eine kurze Brückenkonstruktion für das fest installierte Voraus- und Injektionsbohrgerät. Die Versorgungslogistik im Tunnel wird über Multi-Service-Fahrzeuge (MSV) gewährleistet. Ein einziges MSV kann einen kompletten Ring aus 8 + 1 Tübbing transportieren. Ein Tübbingförderer mit der Speicherkapazität für einen kompletten Ring befindet sich unterhalb von Nachläufer Nr. 1. Die Nachlaufwagen 1 und 2 beinhalten alle wesentlichen Versorgungssysteme und Aggregate für den TBM-Vortrieb, in Nachläufer 3 und 4 sind zusätzliche Sekundär-Systeme für die TBM und die Installation für die Verlängerung der Versorgungsleitungen im Tunnel eingebaut. Besonderes Augenmerk wurde auf den Transport und das Handling der Transportschleuse für das Sättigungstauchen gelegt (Tabelle 1).

Die grösste Herausforderung für das Projekt sind jedoch die enorme Tiefe unter dem Meeresspiegel und die daraus folgenden Druckverhältnisse im zentralen Abschnitt der Tunneltrasse. Aber es ist nicht allein der hohe Druck,

spokes and has a full face mixed tool equipment of 19" disc cutters and scraper tools. A vacuum erector is located inside the double shell tailskin, a wire brush seal system is installed as tailseal. Two-part grout is injected through the tailskin for segment backfilling.

The gantry consists of 4 trailers running on steerable rubber wheel sets directly in the tunnel. Between the forward gantry and the shield a short bridge structure is located for the permanent installed drill rig. The tunnel supply logistics is based on Multi Service Vehicles (MSV). One MSV carries a complete ring of 8 + 1 segments. A segment feeder with a one ring storage capacity is placed underneath gantry 1. Trailer 1 and 2 carry all the essential supply systems and power packs for the TBM operation, trailer 3 and 4 as the secondary gantry area carry additional TBM support systems and the installation for the extension of the supply services. Special consideration had to be taken for the passage and handling of the pressurized shuttle for the saturation diving process (Table 1).

The key challenge of the project is the great depth below sea level and therefore high face pressure conditions at the

Maschinentyp/Machine type		Mixschild/Mixshield
Hersteller/Manufacturer		Herrenknecht AG
Bohrdurchmesser/Excavation diameter	[m]	13,71
Gesamte Maschinenlänge/Total length	[m]	120
Gesamtgewicht/Total weight	[t]	3300
Installierte Leistung/Total power	[kW]	13 300
Schneidrad/Cutterhead		Mischbodenbohrkopf, begehbar zum Wechsel der Abbauwerkzeuge unter atmosphärischem Druck/Mixed face, accessible for atmospheric cutter change
Abbauwerkzeuge/Cutter		19" Twin Disken, rückwärtiger Wechsel der Schneidrollen unter atmosphärischem Druck/19" twin discs, backloading atmospheric cutter change; Schälmesser, rückwärtiger Wechsel der Schälmesser unter atmosphärischem Druck/Scraper, backloading atmospheric tool change
Antriebsleistung/Power	[kW]	4900
Drehzahl/Speed	[rpm]	0 bis/to 3,2, Electric VFD drive
Drehmoment/Torque	[MNm]	34,9/37,3
Schilddurchmesser/Shield diameter	[m]	13,66
Max. Betriebsdruck/Max. pressure	[bar]	12
Vortriebskraft/Thrust	[kN]	247 300
Fördersystem/Mucking system	[m <sup>3</sup> /h]	2800 Steinbrecher/Rock crusher (Separationsanlage am Tunnelportal/Separation Plant at portal)
Verfahren zur Ringspaltverfüllung/Segment backfilling system		Mörtelverpressung/Mortar
Vorauserkundung/Probing/Injektionen/Grouting		1 festinstalliertes Bohrgerät/permanent drill (+ 1 temp. Bohrlafette/temp. erector mount)
Kammerzugang/Chamber access		Konventionell/Conventional
Nachläufersystem/Trailing gear		4 Nachläufer/Trailer, MSV-Einsatz/MSV supply

**Tabelle 1** Technische Hauptdaten des Mixschilds  
**Table 1** Main Technical Data of the Mixshield



der Probleme bereitet; zusätzlich ist der zentrale Abschnitt durch instabile weiche Baugründe und Übergangszonen geprägt.

Die Wartung des Schneidrads bzw. der Abbauwerkzeuge wird daher zum wichtigsten Aspekt bei der Konstruktion und dem Betrieb der TBM. Bei solchen hohen Stützdrücken ist ein konventioneller Drucklufteinstieg auch unter der Verwendung von Mischgas mit anschließender Dekompression in der TBM-Personenschleuse keine mögliche Option für Wechsel und Wartung der Abbauwerkzeuge. Die einzige realistische Option für einen Kammereinstieg besteht im Sättigungstauchen, d.h. die Wartungsmannschaft arbeitet einen längeren Zeitraum unter Druckverhältnissen und wechselt zwischen dem hyperbarischen Habitat und der TBM in einem mit Druck beaufschlagten Transfer-Shuttle [2]. Aus diesem Grund integriert das Schneidrad- und Maschinenkonzept so viele Konstruktionsmerkmale wie möglich, um Wartungsarbeiten ohne Druckeinstieg zu ermöglichen. Dazu tragen auch die Möglichkeit der Datenfernabfrage, die über den Zustand der Schneidradstruktur und der Abbauwerkzeuge informiert, sowie konstruktive Lösungen innerhalb des Schneidrads bei, die erlauben, verschlissene Abbauwerkzeuge zu wechseln, ohne dass die Wartungsmannschaft sich in den Druckbereich der Abbaukammer begeben muss. Es ist jedoch unbedingt notwendig, dass die TBM alternativ für konventionelle Druckluft- oder Mischgasinterventionen sowie für Sättigungstauchen vorbereitet und ausgerüstet ist.

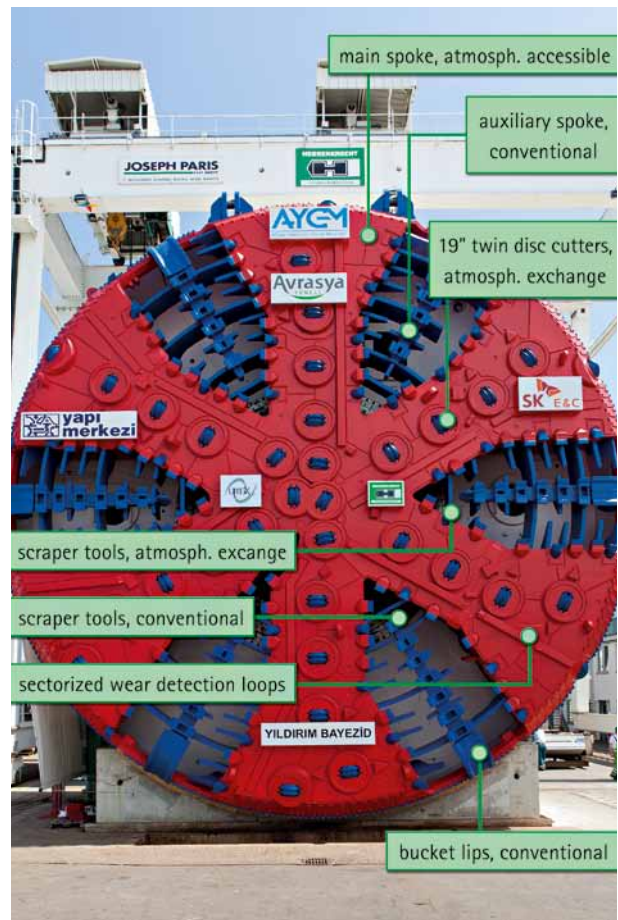
#### 4 Überwachungs- und Wartungsmerkmale für Schneidrad bzw. Abbauwerkzeuge

Um möglichst viele Optionen zur Verfügung zu haben, die die Erfordernis für Drucklufteinstiege reduzieren, wurde eine Reihe von Einrichtungen für eine Zustandsüberwachung des Abbausystems ohne die Notwendigkeit eines Kammereinstiegs installiert.

##### 4.1 Zustandsüberwachungssysteme

Folgende Systeme zur Überwachung des Zustands wurden installiert:

- ein voll bewegliches Schneidrad in Kombination mit einem Datenverarbeitungssystem, das die Schneidradbelastung, einschliesslich exzentrischer Lasten in Echtzeit darstellt
- elektronisches Disc Cutter Rotation Monitoring (DCRM) System für jede einzelne Schneidrolle zur Echtzeitermittlung des Schneidrollenzustands
- mechanische Verschleissensensoren für jede einzelne Schneidrolle
- definierte Messpunkte für regelmässige Ultraschallmessungen der Schneidradstruktur von innen
- Überwachungsschleifen in bestimmten Sektoren zur Feststellung des strukturellen Verschleisses an der Vorder- und Rückseite des Schneidrads
- dauerhaft installierte Kamera in der Abbaukammer



5 Schneidradmerkmale  
Cutterhead features

center section of the tunnel alignment. In addition to the high pressure the center section is characterized by unstable soft ground face conditions and transition zones.

Cutterhead and/or cutter tool maintenance becomes therefore the most important aspect for the machine design and operation. At such high face pressure levels a conventional compressed air or even mixed gas chamber intervention with decompression in the TBM manlock is no longer a feasible option for tool exchange and maintenance. The only realistic option for a chamber intervention is saturation diving with the maintenance crews being under pressurized conditions for an extended period of time and travelling between an above ground hyperbaric habitat and the TBM in a pressurized transfer shuttle [2]. For that reason the cutterhead and machine concept incorporates as much as possible design features to supporting "non-exposure maintenance" procedures. This means possibilities for remote collection of data about the cutterhead structure and cutterhead tool conditions and as well design features within the cutterhead to replace worn cutter tools without exposing the maintenance crew to the pressurized conditions of the excavation chamber. However it is absolutely mandatory to have the machine prepared and equipped for conventional hyperbaric or

#### 4.2 Werkzeugwartungssysteme

Für die Wartung der Werkzeuge installierte man folgende Systeme:

- ein vollständiger Satz 19 Zoll Doppelschneidrollen, einschliesslich Zentrums- und Peripheriebestückung, die unter atmosphärischen Bedingungen von innerhalb der Schneidradstruktur auswechselbar sind
- ein vollständiger Satz Schälmesser für jede Drehrichtung, die unter atmosphärischen Bedingungen von innerhalb der Schneidradstruktur auswechselbar sind
- Option für die temporäre Installation einer Personenschleuse im Zentrumsbereich oder alternativ einer Transportschleuse für eine Druckluftbeaufschlagung des Schneidradinneren, um Druckluftarbeiten innerhalb der Schneidradstruktur zu ermöglichen, ohne dass die Mannschaft sich an der Ortsbrust aufhalten muss; die zulässige Dauer der Druckluftarbeiten im Schneidradarm hängt dann vom jeweils notwendigen Druck während des Einstiegs ab

Zusätzlich zu dem primären vollständigen Werkzeugsatz für einen Wechsel unter atmosphärischen Bedingungen, der sich an den 6 Hauptspeichen befindet, ist ein 2. Satz Schälmesser, einschliesslich konventioneller Räumer an der Peripherie in den Hilfsschneidradarmen installiert (Bild 5). Eine Wartung dieses 2. Werkzeugsatzes erfordert jedoch einen konventionellen Kammereinstieg, je nach Stützdruck konventionell unter Verwendung von Druckluft bzw. Mischgas oder aber mittels Sättigungstauchen.

Die Schneidradkonstruktion mit begehbaren Speichen und einem Werkzeugwechsel unter atmosphärischen Bedingungen geht zurück auf ein Patent aus dem Jahr 1994, das erstmals 1996 für das 14,2 m Mixschild für die 4. Elbtunnelröhre

mixed gas interventions as well as saturation diving as a "Plan B".

#### 4 Cutterhead/tool condition Monitoring and maintenance features

In order to provide as many possible options to reduce the need for pressurized chamber interventions an extensive set of options and features for remote condition monitoring and non-exposure tool maintenance is installed.

##### 4.1 Condition monitoring systems

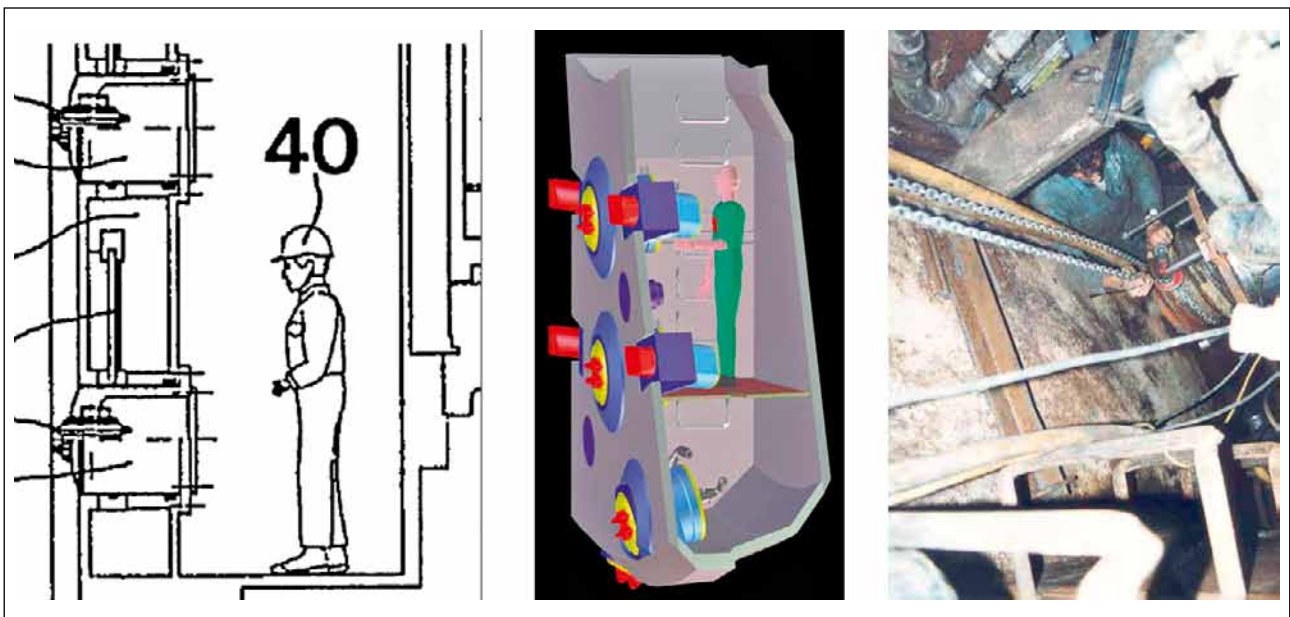
The following systems for monitoring the conditions were installed:

- fully articulated cutterhead in combination with operation data processing system to present real time cutterhead loading conditions including load eccentric
- electronic disc cutter rotation monitoring (dcrm) system for each individual disc cutter for real time tool condition monitoring
- mechanic disc cutter condition sensor for each individual disc cutter
- defined measuring spots for frequent ultrasonic thickness measuring of cutterhead structure from inside
- sectorized detection loops for structural wear at cutterhead front face and rear side
- permanent installed camera in excavation chamber

##### 4.2 Tool maintenance systems

For maintaining the tools following systems were installed:

- one full set of 19" twin disc cutters including center and periphery coverage exchangeable under atmospheric conditions from within the cutterhead structure



6 Erste Entwurfskonstruktion (links und mitte) und erste Anwendung vor Ort des atmosphärischen Schneidradwechselsystems im Elbtunnel 1996 (rechts)  
 First concept designs (left and center) and first on-site application of the atmospheric cutter change system at Elbetunnel in 1996 (right)





7 Inneres des Schneidrads mit Rückansicht der Ausrüstung für unter atmosphärischen Bedingungen im Zentrum wechselbare Schneidrollen während der Vormontage der Schneidradarme  
 Cutterhead interior with rear view of the fixtures for atmospheric exchangeable disc cutters in the center during preassembly of the cutterhead arms

eingesetzt wurde (Bild 6). Damals beinhaltete das Konzept eine teilflächige Ausstattung mit 17 Zoll Doppelschneidrollen und Schälmessern; eine Lösung für einen Zentrumsbesatz mit atmosphärisch wechselbaren Werkzeugen gab es zu dieser Zeit noch nicht. Nach erfolgreicher Fertigstellung des Elbtunnel-Projekts wurde das Konzept eines Werkzeugwechsels unter atmosphärischen Bedingungen weiterentwickelt und in einer Reihe von Mixschilden mit grossem Durchmesser in mehreren Projekten in China eingesetzt.

Der Mixschild für das „Istanbul Strait Crossing“ Projekt ist nun mit der neusten 19 Zoll Version einschliesslich eines vollständigen Zentrumsbesatzes sowie einem individuellem Sensorsystem an den Werkzeugen ausgestattet. Verglichen mit den vorherigen Versionen erlaubt das System jetzt die leistungsfähigeren 19 Zoll Abbauwerkzeuge mit interner Druckkompensation. Der Wechselmechanismus funktioniert ähnlich wie der vorherige mit Flachschiebern an der Vorderseite und einem rückziehbaren runden Werkzeuggehäuse. Im Gegensatz zu früheren Lösungen ist der Wechselmechanismus jedoch grösser und der Verschlusschieber und die rückziehbaren Werkzeuggehäuse werden jetzt vollständig hydraulisch betätigt (Bild 7). Für den Zentrumsbereich muss-

- one full set of scraper tools for each direction of rotation exchangeable under atmospheric conditions from within the cutterhead structure
- option for installation of a temporary center manlock or alternative the transfer shuttle for pressurization of the cutterhead interior to allow for compressed air work inside the cutterhead structure but without direct exposure of the crew to the tunnel face; the allowable duration of hyperbaric work inside the arms is then depending on the pressure and the applied method of intervention

In addition to the full primary tool sets for atmospheric exchange located in the 6 main spokes a secondary scraper tool set including conventional bucket lips at the periphery is installed at the auxiliary cutterhead arms and at the outer corners of the main arms (Fig. 5). The maintenance for this secondary tool set however requires a conventional chamber intervention depending on the face pressure using compressed air, mixed gas or saturation process.

The cutterhead design concept of accessible spokes and atmospheric cutter exchange dates back to a Herrenknecht patent filed in 1994 and was first used on the 14.2 m



ten spezielle Lösungen entwickelt werden, um die geometrischen Einschränkungen auszugleichen. Der begehbare innere Bereich des Schneidrads hat eine Zugangsöffnung durch die Zentrumsdruckwand, wobei üblicherweise der Zugang unter Normaldruckbedingungen erfolgt, jedoch im Fall von besonderen Umständen oder in Notfällen ebenfalls unter Druckluft stattfinden kann. Sämtliche Ausrüstungsteile und Hilfswerkzeuge, die für den Werkzeugwechsel und Transport innerhalb der Maschine benötigt werden, sind ebenfalls Bestandteil der Maschinenlieferung (Bild 8).

## 5 Handling und Transfer des Shuttles

Von Anfang an wurde besondere Sorgfalt auf das Konstruktionskonzept für sicheres und effizientes Handling und Transfer der Transportschleuse (Shuttle) gelegt, das die Wartungsmannschaft von der Oberfläche in die Arbeitskammer der TBM befördert. Auch wenn die bevorzugte Methode bei der Wartung der Abbauwerkzeuge auf dem Konzept des begehbaren Schneidrads ohne Druckanstieg basiert, muss als Rückfallebene zwingend die Möglichkeit eines Kammereinstiegs zum Werkzeugwechsel unter Sättigungstauchen gegeben sein.

Der Transport des Shuttles im Tunnel findet auf einem speziell dafür ausgerüstetes MSV statt. Sobald das Shuttle unter Nachläufer Nr. 2 angelangt ist, wird es aufgenommen und von einem fest installierten hydraulischen Hebeseystem, das

Mixshield für the 4<sup>th</sup> Elbe River Tunnel in 1996 (Fig. 6). At that time the concept included partial face coverage with 17" twin disc cutters and scraper tools. There was no solution yet for center coverage at that time. After successful completion of the Elbetunnel project the system of atmospheric cutter change was further developed and installed on a number of large diameter Mixshields for several projects in China.

The latest 19" version including full center coverage as well as the installation of individual sensor systems is now installed on the Mixshield for the Istanbul Strait Crossing Project. Compared to the earlier versions the system accepts now the higher capacity 19" cutters with internal pressure compensation device. The changing mechanism is similar to the previous one with flat gate at the front and a sliding circular cutterbox, however the size is larger and the closing gate as well as the sliding cutterbox have a full hydraulic assist now (Fig. 7). Special solutions had to be developed for the center area to overcome the geometrical restrictions in the center. The accessible interior area of the cutterhead has an access opening through a center bulkhead, in normal cases this access is under free air conditions but is also prepared for pressurized access in case of special circumstances or emergency. The whole set of cutter/cutterbox handling systems and special tools is installed and part of the original supply (Fig. 8).



8 Test und Training für Schneidrollenwechsel innerhalb des Schneidrads während der Inbetriebnahme der TBM  
Disc cutter exchange test and training from inside the cutterhead during TBM commissioning



9 Transfer und Handling des Shuttles entlang der TBM  
Shuttle transfer and handling along the TBM

- a) Hydraulische Hebevorrichtung vom MSV zum Mitteldeck des Nachläufers/hydraulic lift from MSV to gantry middle deck  
b) Shuttle-Durchfahrt durch das Mitteldeck des Nachläufers/shuttle passage through gantry middle deck

in diesem Nachläufer eingebaut ist, auf das Mitteldeck des Nachläufers gehoben (Bild 9). Es ist ein durchgehender und permanent verfügbarer Durchfahrtskorridor bis zur Schildrückseite vorgesehen. Wenn das Shuttle vor dem Erektor angekommen ist, bewegt ein ständig installiertes hydraulisches Hebesystem das Shuttle in die Hauptandockposition an der oberen Personenschleuse oder zur Nebenandockposition am Zugang zum Schneidradzentrum.

Das gesamte System, das den Sättigungsprozess stützt, wurde in Anlehnung an den ITA-Report Nr. 10 [3] konzipiert und von Beginn an mit der deutschen Fachfirma Nordseetaucher koordiniert, die das Joint Venture als Partner für Druckeinstiege ausgewählt hat.

## 6 Fazit

Mit dem Mixschild für das "Istanbul Strait Crossing" Projekt wird der nächste Schritt in der Konstruktion von Grossmaschinen für schwierige Baugründe vollzogen. Anspruchsvolle heterogene Baugründe verlangen in Kombination mit hohem Wasserdruck und immer grösseren Schwierigkeiten

## 5 Shuttle handling and transfer

Special care had to be taken from the first day of conceptual design for a safe and efficient handling and transfer of the compressed air shuttle employed for the transport of the working crews from the above ground habitat to the working chamber of the TBM. Even the first choice for cutterhead tool maintenance is based on the non-exposure concept of the accessible cutterhead, the "Plan B" preparation for saturation diving is mandatory.

The transport of the shuttle in the tunnel is realized on a special prepared MSV truck. Once arrived underneath gantry 2 the shuttle is picked up and lifted to the gantry middle deck level by a fixed installed hydraulic lifting system incorporated in the gantry 2 (Fig. 9). A permanent and unobstructed straight passage corridor up to the rear shield area is foreseen. Once arrived in front of the erector, a permanent hydraulic lifting system moves the shuttle up to its main docking position at the upper center manlock or to its auxiliary docking position at the cutterhead center access.





9 Transfer und Handling des Shuttles entlang der TBM  
Shuttle transfer and handling along the TBM

c) Shuttle-Transport im Nachläufer mit Zugmaschine/shuttle transport in gantry with tractor device

d) Hydraulische Hebevorrichtung in die obere Zentrums-Personenschleuse im Schild/hydraulic lift to upper center manlock in shield

entlang der Tunneltrasse „safe havens“ für die Schneidradwartung zu finden, angepasste Lösungen. Der zweifache Ansatz, der auf der einen Seite ein Wartungskonzept ohne Druckeinstieg mit kompletten Sätzen von unter atmosphärischen Bedingungen begehbaren Abbauwerkzeugen, und auf der anderen Seite die vollständige Auslegung für Druckeinstiege oder sogar Sättigungsprozesse vorsieht, bietet eine optimale Lösung für diese Bedingungen.

### Literatur/References

- [1] [www.avrasyatuneli.com](http://www.avrasyatuneli.com), homepage Eurasia Tunnel Project
- [2] Burger, W.; Wehrmeyer, G.: Einstieg in die Abbaukammer bei Vortriebsmaschinen mit gestützter Ortsbrust. Taschenbuch für den Tunnelbau 2013, S. 183–202, Essen: VGE Verlag GmbH
- [3] International Tunnelling and Underground Space Association, Report Nr. 10: Guidelines for good working practice in high pressure compressed air, ITA WG 5. Februar 2012

The entire system to support the saturation process was designed along the guidance given in the ITA Report No 10 [3] and coordinated right from the beginning with the specialist German diving company Nordseetaucher which was selected by the JV as partner for high pressure interventions.

### 6 Conclusion

The Mixshield TBM for the Istanbul Strait Crossing presents a next step in the design of large diameter tunnelling machines for difficult conditions. The challenging mixed face ground conditions in combination with high water pressure and increased difficulties to create “safe havens” for cutterhead maintenance along the tunnel drive recommended adapted solutions. The dual-step approach of the non-exposure tool maintenance concept with complete sets of atmospheric accessible tools and the full preparation for high pressure intervention or even saturation process provides the optimum solution for such conditions.



Andreas Reber, Dipl. Bauingenieur FH/emba BFH, Projektleiter Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH

# Solbakk-Tunnel/N

## Längste Fjordunterquerung im Bau

Die Firma Marti baut das erste Los des weltweit längsten Unterwasser-Strassentunnels in Norwegen. Der 14 km lange Solbakk-Tunnel ist in 2 Lose aufgeteilt, wobei Marti die 8 km von Tau Richtung Stavanger baut (Bild 1). Der Ausbruch erfolgt sprengtechnisch, das Gewölbe wird im Vortrieb mittels sporadischen Injektionen vorabgedichtet. Nach sehr kurzer Vorbereitungszeit haben die Ausbrucharbeiten im August 2013 begonnen und liegen per Ende 2013 bei ca. 600 m. Das mit Förderband transportierte Ausbruchmaterial wird vor dem Portal im Meer versenkt, um damit eine künstliche Halbinsel zu schaffen. Die Strassenbau- und Innenausbauarbeiten starten bereits während des Vortriebes.

# Solbakk Tunnel/N

## Longest Fjord Undercrossing under Construction

The Marti Company is engaged in building the first contract section of the world's longest underwater road tunnel in Norway. The 14 km long Solbakk Tunnel is divided into 2 contract sections, with Marti involved with the 8 km long stretch from Tau to Stavanger (Fig. 1). Excavation is undertaken by drill & blast; the vault is sealed in advance of driving by sporadic grouting. After an exceedingly short period of preparation, the excavation activities were embarked on in August 2013 and by the end of the year roughly 600 m had been driven. The muck carried by belt conveyor is sunk in the sea in order to create an artificial peninsula. The road building and interior lining operations are being tackled during the drive.

### 1 Tunnelbau in Norwegen

Im Frühjahr 2013 stellte die norwegische Regierung den Nationalen Transportplan 2014 bis 2023 vor. Die darin präsentierte Strategie fordert unter anderem den Aus- und Neubau verschiedenster Strassenverbindungen um die Ballungszentren, den Ersatz vieler Fährverbindungen durch Tunnel unter den Fjorden und den generellen Ausbau der Bahn-Infrastruktur. Allein in 2014 werden in Norwegen bis Mitte Jahr ca. 80 km Tunnel zur Ausführung ausgeschrieben. Da das Ausführungsvolumen die Kapazität der heimischen Bau-firmen übersteigt, begrüsst die norwegische Regierung ausländische Unternehmen zur Ausführung weiterer Projekte. Seit 2010 ist Marti in Norwegen tätig und baut derzeit nebst dem Solbakk-Tunnel den zweispurigen Bahntunnel „Snekkestad“ (Jernbaneverket mit 2090 m Länge und 180 m<sup>2</sup> Ausbruchfläche plus Zugangs- und Fluchtstollen) in der Nähe von Sandefjord.

### 2 Projektbeschreibung

#### 2.1 Übersicht

Der Solbakk-Tunnel gehört zum Projekt Ryfast in Stavanger und ist Bestandteil des umfangreichen Ausbauprogramms um die Küstenstrasse E39. Die heutige Fährverbindung von

### 1 Tunnelling in Norway

In spring 2013, the Norwegian government presented the National Transport Plan for 2014 to 2023. The revealed strategy called for among other things the new construction and upgrading of various road links around built-up areas, the replacement of many ferry connections by tunnels beneath the fjords and the general development of the rail infrastructure. In 2014 alone, by the middle of the year tenders will be invited for around 80 km of tunnel. As this volume of execution exceeds the capacity of domestic construction companies, the Norwegian government welcomed foreign companies to undertake further projects. Marti has been engaged in Norway since 2010 and at present is producing the twin-track "Snekkestad" rail tunnel (Jernbaneverket with a length of 2,090 m and 180 m<sup>2</sup> excavated area along with access and evacuation tunnels) in the vicinity of Sande Fjord in addition to the Solbakk Tunnel.

### 2 Project Description

#### 2.1 Overview

The Solbakk Tunnel is part of the Ryfast project in Stavanger and represents an element of the extensive development programme relating to the E39 coastal road. The present

## Tunnel de Solbakk/N

### Construction du plus long tunnel sous les fjords

La société Marti construit le premier lot du plus long tunnel routier sous-marin du monde, en Norvège. Long de 14 km, le tunnel de Solbakk est divisé en 2 lots, Marti étant chargé des 8 km allant de Tau à Stavanger (Fig. 1). Le creusement se fait par explosion, la voûte est compactée au moyen d'injections sporadiques pendant l'avancement. Après une très courte période de préparation, les travaux de creusement ont commencé en août 2013 et fin 2013, ils couvraient environ 600 m. Les gravats évacués par un tapis de transport sont enfouis dans la mer devant la tête du tunnel pour créer une presqu'île artificielle. Les travaux routiers et l'aménagement intérieur du tunnel sont déjà en cours pendant l'avancement.

## Tunnel di Solbakk/N

### La costruzione del più lungo attraversamento sotterraneo di un fiordo

La ditta Marti sta costruendo in Norvegia il primo lotto della galleria stradale sottomarina più lunga del mondo. Il tunnel di Solbakk lungo 14 km è costituito da 2 lotti di cui 8 km da Tau a Stavanger (Fig. 1) vengono realizzati dalla ditta Marti. Lo scavo avviene con la tecnica del brillamento, la volta del tunnel viene preimpermeabilizzata durante l'avanzamento con delle sporadiche iniezioni. Dopo un periodo di preparazione molto breve, nell'agosto 2013 sono cominciati gli scavi e per la fine dello stesso anno l'avanzamento è stato di circa 600 m. Il materiale di scavo convogliato su un nastro trasportatore viene sommerso nel mare davanti al portale, costituendo così una penisola artificiale. I lavori stradali e quelli dei rivestimenti definitivi vengono eseguiti durante l'avanzamento.

Stavanger nach Tau wird durch den neuen, 14 km langen Tunnel mit 2 richtungsgetretenen Röhren ersetzt. Beide Röhren werden zweispurig ausgebaut und sind alle 250 m durch Querschläge verbunden. Das Projekt ist in 2 Lose aufgeteilt: Den Ostabschnitt von der Seite Tau her mit einer Länge von 8000 m und der Westabschnitt auf der Seite Stavanger mit einer Länge von 6000 m. Die beiden Lose treffen sich unter der Insel Hidle (Bild 2).

ferry link from Stavanger to Tau is to be replaced by the 14 km long tunnel with 2 directionally separated bores. Both bores are to be produced with 2 lanes and are joined every 250 m by means of cross-passages. The project is split into 2 contract sections: the eastern section running from Tau, which is roughly 8,000 m long, and the western one from Stavanger, which is some 6,000 m in length. The 2 sections meet up beneath the island of Hidle (Fig. 2).



1 Portal Solbakk  
Solbakk portal



2 Übersicht Projekt Ryfast  
Overview of Ryfast project

Mit dem Ausbruchmaterial (ca. 1 Mio. m<sup>3</sup> festes Material) wird im Meer vor dem Portal eine künstliche Halbinsel geschaffen, auf welcher ein Kreisell, die Zufahrtsstrasse und der Tagbautunnel gebaut werden.

### 2.2 Linienführung und Längenprofil

Um die benötigte Tiefe unter dem Fjord zu erreichen, führt der Tunnel ab dem Portal zuerst in Richtung Landesinneres und unterquert das Dorf Tau mit einer Überdeckung von etwa 140 m. Das Längsgefälle beträgt auf den ersten 4500 m bis zum Tiefpunkt 7% und dann steigt der Tunnel Richtung Stavanger bis zur Insel Hidle mit knapp 2% an. Ab Tunnelmeter 2500 liegt der Vortrieb unter dem Meer. Die minimale Felsdeckung beträgt 40 m, die Tunnelrinne liegt maximal 380 m unter dem Meeresspiegel (Bild 3).

### 2.3 Geologie

Der Solbakk-Tunnel liegt im gesamten Los von Osten her im Gneis (Storheidecke und Boknafjorddecke). Das Gegen-Los liegt von Stavanger her auf den ersten knapp 4 km im Phyllit, der Rest ebenfalls im Gneis. Im Fjordbecken ist der Fels mit Sedimentschichten überlagert, welche eine dichtende Wirkung auf das Projekt ausüben sollen. Die Felsqualität wurde hauptsächlich mittels Geoseismik ermittelt. Die gemessenen hohen Geschwindigkeiten lassen, bis auf einige lokale Störzonen, auf einen homogenen, gesunden und kompakten Fels schließen. Einzig im Portalbereich muss mit einer größeren Anzahl an Klüften gerechnet werden.

An artificial peninsula is to be created in the sea in front of the portal with the excavated material (approx. 1 million m<sup>3</sup> of solid material), upon which a roundabout, the access road and the cut-and-cover tunnel are to be built.

### 2.2 Route Alignment and longitudinal Profile

In order to attain the required depth beneath the fjord, the tunnel first runs from the portal towards the interior passing below the village of Tau with some 140 m overburden. The longitudinal gradient amounts to 7% over the first 4,500 m to the deepest point and then the tunnel rises towards Stavanger until the island of Hidle with a gradient of barely 2%. As from TM 2,500 driving takes place below the sea. The minimal rock overburden amounts to 40 m, the tunnel roof is located maximally 380 m below sea level (Fig. 3).

### 2.3 Geology

Over its entire length running from the east, the Solbakk Tunnel is located in gneiss (Storheidecke and Boknafjorddecke). The other section is located over the first 4 km in phyllite with the remainder in gneiss. The rock in the Fjord basin is covered by sedimentary layers, which will probably exert a sealing effect on the project. The rock quality was mainly established through geoseismics. The high speeds measured indicate homogeneous, healthy and compact rock save for a few local fault zones. However, a substantial number of clefts are present in the portal zone.



## 2.4 Innenausbau

Der gesamte Tunnel wird mit permanenten Anker (mit Epoxidharz beschichtete Mörtelanker) und Spritzbeton mit Stahlfasern gesichert und ausgebaut. Tropfstellen werden mit an Anker herabgehängten Schaumstoffmatten abgedichtet und mit Spritzbeton eingespritzt (Bild 4).

In der Frostzone im Portalbereich wird das Profil systematisch mit seitlich aufgestellten vorgefertigten Betonelementen und eingespritztem Schaumstoff in der Firste abgedichtet. Der Tagbautunnel in Ort beton ist ca. 70 m lang (Bild 5).

## 2.5 Bauprogramm

Die Vortriebsarbeiten begannen im August 2013 und sollen bis Ende 2016 bis Tunnelmeter 8000 fertiggestellt sein. Eine Losverschiebung von etwa 500 m ist möglich. Im Februar 2018 werden beide Röhren dem Bauherrn zum Einbau der elektrischen Anlagen übergeben.

## 3 Ausführung

### 3.1 Arbeitsgemeinschaft

Die Arge „Marti IAV Solbakk DA“ ist eine reine Marti Gemeinschaft mit entsprechend schlanker Struktur und kurzen Kommunikations- und Entscheidungswegen. Sie besteht aus der Marti Norge, Marti Contractors Ltd und den beiden Tochterfirmen IAV aus Island und Tucon aus der Slowakei.

### 3.2 Gerätekonzept

Die geforderte Ausbruchleistung beim Projekt Solbakk verlangt neben optimierten Abläufen im Vortrieb und erfahrenem Personal in schwierigen Sprengvortrieben eine bestmögliche Ausrüstung. Aufgrund der Länge des Tunnels in hartem und forderndem Gestein, der Beanspruchung der Geräte durch das grosse Gefälle und dem Einfluss von Salzwasser ist nur das beste Inventar gut genug. Bereits in der Kalkulations-Phase wurden die späteren Projektverantwortlichen und erfahrene interne Ausführungs-Spezialisten bei der Erstellung des Gerätekonzeptes zu einer Arbeitsgruppe zusammengezogen. Mit dem konkreten Ziel, auch die Werkstatt minimal zu belasten und Schnellreparaturen auf ein Minimum zu reduzieren, wurde die Anzahl der Geräte grosszügig bemessen. Als Schlüsselgeräte kommen nur neue Maschinen zum Einsatz. Das Erreichen der kalkulierten Leistung ist erst möglich, wenn beide Röhren soweit wie möglich unabhängig ausgerüstet werden und keine

## 2.4 Interior Lining

The entire tunnel will be secured and lined by permanent rock bolts (mortar anchors coated with epoxide resin) and shotcrete with steel fibres. Trickle points are sealed using foam mats suspended from rock bolts and sprayed with shotcrete (Fig. 4).

The cross-section in the frost zone in the portal zone is to be sealed systematically by means of prefabricated concrete elements set up at the side and sprayed foam in the roof. The in situ concrete cut-and-cover tunnel is approx. 70 m long (Fig. 5).

## 2.5 Construction Programme

Excavation activities commenced in August 2013 and are intended to be completed at TM 8,000 by the end of 2016. A relocation of the section boundary by around 500 m is contemplated. In February 2018, both bores will be handed over to the client for the installation of the electrical equipment.

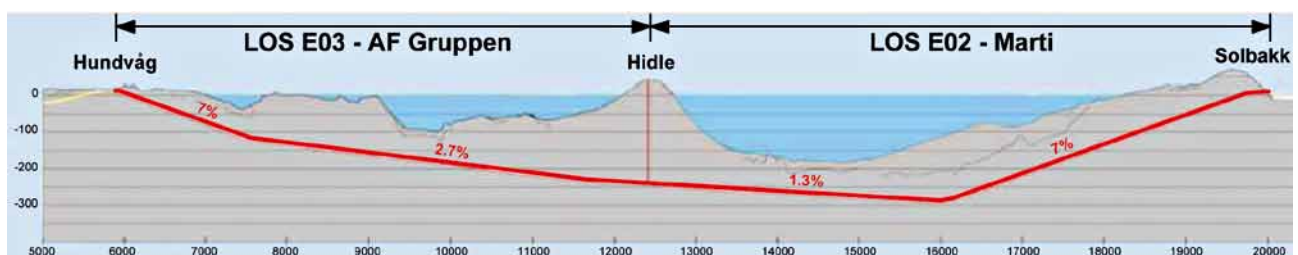
## 3 Execution

### 3.1 Joint Venture

The “Marti IAV Solbakk DA” Joint Venture is a pure Marti venture with correspondingly lean structure and short means of communication and decision-making. It consists of the Marti Norge, Marti Contractors Ltd. and the 2 subsidiaries IAV from Iceland and Tucon from Slovakia.

### 3.2 Equipment Concept

The required excavation rate for the Solbakk project calls for the best possible equipment in addition to optimized driving sequences and experienced staff. Owing to the tunnel’s length in hard, demanding rock, the strain on the equipment due to the major gradient and the influence of salt water, only the best appliances can be utilized. Those subsequently responsible for the project and experienced internal specialists in execution were organized in a working group during the calculation phase to work out the equipment concept. The number of machines required was generously dimensioned with the concrete aim of ensuring that the workshop was encumbered as little as possible and reduce speedy repairs to a minimum. Only new machines are deployed as key equipment. Achieving the calculated rate is only possible providing that both bores



3 Längenprofil Tunnel Solbakk  
Longitudinal profile of the Solbakk Tunnel

Wartezeiten zwischen den beiden Vortrieben die Leistung reduzieren. Somit sind folgende neue Schlüsselgeräte im Einsatz:

- 2 x Drei-Arm Bohrjumbo mit 20" Lafette als Vortriebs-Bohrgerät
- 1 x Zwei-Arm Bohrjumbo mit 18" Lafette und automatischer Langlochbohrinstallation für Sondier- und Injektionsbohrungen und als Reservegerät für den Hauptvortrieb
- 1 x Zwei-Arm Bohrjumbo mit 14" Lafette als Ankergerät und für den Ausbruch der Querschläge und Nebenstollen sowie als Reservegerät für den Hauptvortrieb
- 2 x komplette Injektionsanlage mit je 4 Injektionslinien auf Lastwagen
- 5 x Radlader, 35 t als Schuttergeräte
- 1 x Backenbrecher 350 t/h
- 1 x Bandanlage, 350 t/h, mit Schwimmbändern zum Versenken des Ausbruchs im Meer.

Sämtliche Bohrgeräte sind mit dem MWD (Measuring while Drilling) System ausgerüstet, um einerseits die erforderlichen Daten für die Beurteilung der angetroffenen Geologie zu dokumentieren und andererseits die Arbeit der Geräteführer zu überwachen sowie deren Arbeitsabläufe zu optimieren (Bild 6).

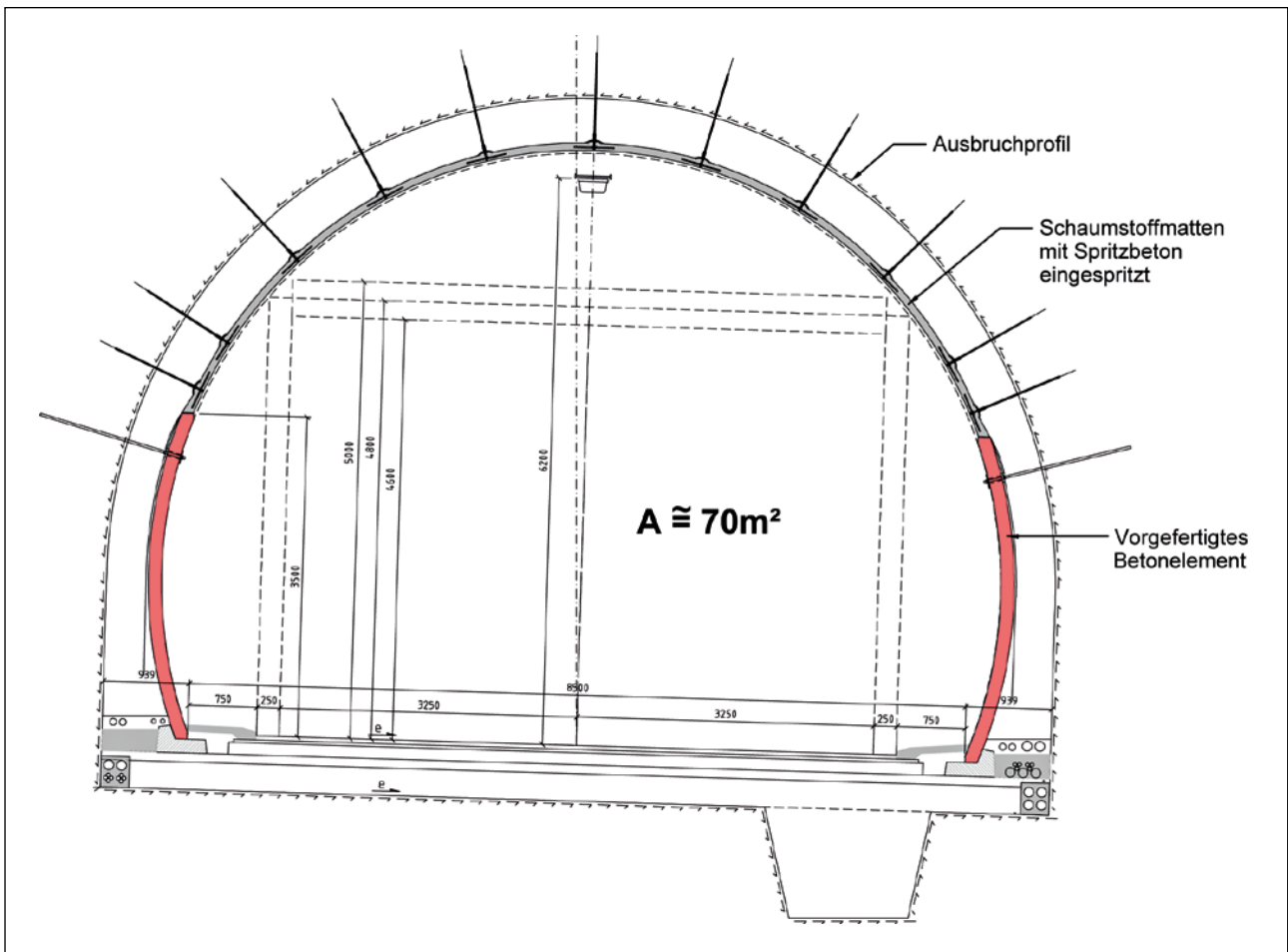
can be equipped independently as far as possible and no waiting periods between the 2 drives reduce performance. As a consequence, the following new key pieces of equipment are in use:

- 2 x three-arm drilling jumbos with 20" carriage as excavation drilling unit
- 1 x two-arm drilling jumbo with 18" carriage and automatic long drill hole installation for exploratory and injection drilling and as back-up equipment for the main drive
- 1 x two-arm drilling jumbo with 14" carriage as bolting unit and for excavating the cross-passages and secondary adits as well as acting as back-up unit for the main drive
- 2 x complete injection units with 4 grouting lines on trucks
- 5 x wheel loaders, 35 t as mucking appliances
- 1 x jaw crusher 350 t/h
- 1 x belt conveyor, 350 t/h, with floating belts to sink the excavated material into the sea.

All drilling units are fitted with the MWD (Measuring while Drilling) system so that on the one hand, the required data for establishing the encountered geology can be documented and on the other, to monitor the work of the machine operator as well as optimizing work sequences (Fig. 6).



4 Einbau Schaumstoffmatten  
Installation of foam mats



5 Normalprofil Portalzone mit Abdichtung  
Profile in the portal zone with sealing

### 3.3 Vortrieb

Der Tunnel wird sprengtechnisch im Vollquerschnitt ausgebrochen. Die Ausbruchfläche im Normalprofil beträgt rd. 70 m<sup>2</sup>. Das Eindringen von Oberflächen- oder Meerwasser wird mittels Injektionen reduziert. Alle 15 m wird der Wasseranfall durch vier 20 m lange Erkundungsbohrungen ermittelt. Liegt der Zufluss in einem Loch über 2 l/min oder in allen 4 Bohrungen zusammen über 5 l/min, wird ein kompletter Injektionsschirm mit 25 Löchern à 21 m gebohrt und injiziert.

Injektionen werden über Packer, 3 m hinter dem Bohrlochmund, ausgeführt. Die Drücke werden entsprechend der Überlagerung und den Erfahrungen aus dem aufgefahrenen Tunnel bestimmt und liegen zwischen 20 und 80 bar. Abbruchkriterium ist das Erreichen der jeweils festgelegten Druckgrenze. Die zufließende Wassermenge wird durch die Injektionen nicht komplett gestoppt sondern lediglich reduziert. Mit einem konstanten Zufluss von Bergwasser wird auch während des Betriebes des Tunnels gerechnet. Der prognostizierte Wasserzufluss nach den Injektionen beträgt gemäss Projekt 20 l/min pro 100 m, was mit dem Prozesswasser zusammen eine zu behandelnde Gesamtwassermenge von 2700 l/min ergibt (Bild 7).

### 3.3 Driving

The tunnel is excavated via drill & blast with a full cross-section. The excavated area in the standard profile amounts to roughly 70 m<sup>2</sup>. Injections are applied to reduce the amount of ingressing surface or sea water. Every 15 m the amount of water is determined by means of four 20 m long exploratory drill holes. Should the amount of ingressing water be in excess of 2 l/min or in all 4 drill holes together more than 5 l/min, a complete grouting umbrella with 25 holes each 21 m long is drilled and injected.

Injecting is undertaken using packers, 3 m behind the drill hole mouth. Pressures are governed by the overburden and the experience obtained from the excavated tunnel and lie between 20 and 80 bar. Attaining the given predetermined pressure limit governs the cut-off criterion. The ingressing amount of water is not completely prevented through injections but only reduced. A constant inflow of underground water is also reckoned with during the operation of the tunnel. The predicted water inflow following the injections is estimated to be 20 l/min per 100 m in accordance with the project, resulting in a total amount of water to be dealt with of 2,700 l/min taken together with the process water (Fig. 7).



### 3.4 Schutterung

Der lange Vortrieb, das grosse Gefälle, der parallele Innenausbau, die Menge der abzuführenden Ausbruchmassen und nicht zuletzt die Anforderung, das Ausbruchmaterial ausserhalb der Küstenlinie zu versenken, führten zur Einrichtung einer Schutterung mittels Förderband. Die gesamte Bandanlage wird von der Marti Technik AG, Moosseedorf/CH, projektiert, hergestellt, geliefert, montiert und in Betrieb genommen (Bild 8).

Das Ausbruchmaterial wird direkt ab Ortsbrust oder via Zwischenlager im Tunnel mit den Radladern zum Backenbrecher geführt. Der Brecher steht jeweils beim letzten ausgebrochenen Querschlag und wird alle 250 m umgesetzt. Somit können die Schutterwege und vor allem die Schutterzeiten kurz gehalten werden. Das Streckenband ist seitlich neben der Lutte aufgehängt und wird von Querschlag zu Querschlag verlängert. Die Aussenbandanlage besteht aus einem 350 m langen Reversierband, welches das Ausbruchmaterial stufenlos auf die gesamte Länge der zu schüttenden Insel verteilt. Da die Auffüllung zuerst bis auf -7 m unter der Meeresoberfläche geschüttet werden muss, wird das Material ab Reversierband über ein Schwimmband im Meer versenkt. Die durchgängi-

### 3.4 Mucking

The lengthy excavation, the major gradient, the parallel interior lining, the quantity of excavated material to be removed and last but not least, the demand that the muck has to be sunk outside the coastal fringe, led to mucking taking place by belt conveyor. The entire belt conveyor is designed, produced, supplied and assembled and made operational by Marti Technik AG, Moosseedorf/CH (Fig. 8).

The muck is carried directly from the face or via an intermediate stopover point in the tunnel with wheel loaders to the jaw crusher. The crusher is always located at the cross-passage that has just been excavated and is relocated every 250 m. In this way, the mucking distances and above all the mucking times can be kept short. The belt is suspended next to the conduit and is extended from cross-passage to cross-passage. The external belt system consists of a 350 m long reversible belt, which distributes the excavated material continuously over the entire length of the island being created. As the fill must first of all be dumped at -7 m below sea level, the material is sunk in the sea from the reversible belt via a floating belt. The continuous process from the crusher into the sea makes it



6 Bohrjumbo  
Drilling jumbo





7 *Injektion als Vorabdichtung*  
*Sealing injections*

ge Installation vom Brecher bis ins Meer macht es möglich, das Material mit geringstem personellen Aufwand und einem Minimum an wartungsaufwendigen Geräten abzutransportieren. Die Schutterleistung der Anlage liegt bei rd. 350 t/h. Die geringeren Dieselemissionen als bei einer konventionellen Schutterung mittels Dumpfern haben auch einen massiv reduzierten Frischluftbedarf im Tunnel zur Folge.

### 3.5 Wasserhaltung

Sämtliches Berg- und Prozesswasser muss infolge fallendem Vortrieb aus dem Tunnel gepumpt werden. Das System muss zu jeder Zeit 100% funktionsfähig sein. Um die Pumpendrucke und die Belastung auf das System zu reduzieren, wird das Wasser im Kaskadensystem in Abschnitten von 500 m abtransportiert. Pro Becken sind 2 wechselweise laufende Pumpen im Einsatz, um die Betriebszeit aller Pumpen möglichst gering zu halten. Reserveleitungen garantieren die Redundanz. Notstromgruppen am Portal sichern die Funktionsfähigkeit auch bei längeren Stromausfällen. Die zentrale Überwachung am Portal kontrolliert die Pumpenfunktion und alarmiert im Problemfall die zuständigen Personen.

possible to remove it with the lowest possible outlay on manpower and a minimum of equipment requiring maintenance. The system's mucking rate amounts to roughly 350 t/h. The lower diesel emissions rather than conventional mucking by means of dumpers also result in a massive reduction in the amount of fresh air needed in the tunnel.

### 3.5 Drainage

All underground and process water must be pumped out of the tunnel on account of the dipping drive. The system must function 100% at all times. To reduce the pumping pressures and the load on the system the water is removed by means of the cascade system in 500 m sections. Two alternately operating pumps are in action per basin in order to keep the operating time of all pumps as low as possible. Reserve lines guarantee redundancy. Emergency power groups at the portal assure functional capacity even in the event of lengthy power failures. The central control room at the portal checks the functioning of the pumps and alerts the responsible persons should a problem occur.



8 Bandanlage Portal  
Portal belt system

## 4 Erste Erfahrungen

### 4.1 Vertrag

„Statens Vegvesen“, die norwegische Strassenbau-Behörde und Bauherrin des Solbakk-Tunnels, vergibt Infrastruktur-Aufträge nach dem Kriterium Preis. Die Angebotsöffnung ist öffentlich und somit ist auch das Resultat sofort bekannt. Da der norwegische Staat mit Standardverträgen arbeitet, ist auch die Vertragsunterzeichnung grösstenteils Formsache und läuft sehr schnell ab.

### 4.2 Bau

Das sportliche Bauprogramm mit Vortriebsstart nur 3 Monate nach Vertragsunterzeichnung hat alle Projektbeteiligten gefordert. Eine so kurze Vorbereitungszeit ist nur möglich, wenn die Schlüsselleistungen und Kompetenzen im eigenen Hause vorhanden sind, Entscheide auf allen Ebenen selbständig getätigt werden können und die Kommunikationswege entsprechend kurz sind. Es war zu lernen, dass Tunnelbau in Norwegen nicht vollständig mit Tunnelbau in der Schweiz und den umliegenden Ländern zu vergleichen ist. Nebst dem unbekanntem Lieferantenumfeld und der fremden Sprache (Norwegisch ist Vertrags- und Baustellensprache) bietet auch die eigentliche Bautätigkeit mit ihren länderspezifischen Eigenheiten ihre Herausforderung. So ist z.B. das norwegische Arbeitsgesetz mit dem Schweizerischen vergleichbar. Es braucht jedoch einiges an

## 4 Initial Findings

### 4.1 Contract

“Statens Vegvesen”, the Norwegian road building authority and the client for the Solbakk Tunnel, awards infrastructural contracts in keeping with the criterion – price. The offers are opened publicly so that the outcome is also known immediately. As the Norwegian state operates with standard contracts, signing the contract is also mainly a formality and takes place very quickly.

### 4.2 Construction

The strenuous construction programme with driving starting only 3 months after the contract was signed challenged all those involved in the project. Such a short period of preparation is only possible providing that the key capacities and competences are available in-house, decisions can be made independently at all levels and means of communication are correspondingly short. It had to be learned that tunnelling in Norway cannot be compared entirely with tunnelling in Switzerland and neighbouring countries. In addition to the unknown field of suppliers and the foreign language (Norwegian is the contractual and on-site language) one’s own construction activities with their country-specific characteristics also represent a challenge. Thus for instance, Norwegian labour legislation is comparable with that in Switzerland. However, a certain



Erfahrung, um die entsprechenden Möglichkeiten zu kennen und für die ausländischen Mineure (Tucon, Slowakei) ein ansprechendes sowie regelkonformes Schichtsystem einzuführen. Man vergesse nicht, dass Norwegen auf der Basis 36 h/Woche arbeitet. Norwegen stellt während den Monaten Juli und August die Arbeitstätigkeit fast vollständig ein und Lieferanten sowie Subunternehmer sind wenig interessiert, bei einem schnellen Projektstart mitzuhelfen; insbesondere für eine ausländische Firma. Da die norwegische Bauwirtschaft boomt, ist es schwierig lokale Firmen überhaupt zur Mitarbeit zu motivieren und zu verpflichten. Der Verhandlungsspielraum ist dementsprechend auch stark eingeschränkt.

Auch bautechnisch hat Norwegen seine Eigenheiten. In Norwegen weiss man aufgrund langjähriger Erfahrungen, wie Tunnel sprengtechnisch aufgeföhren werden und scheint noch wenig offen gegenüber anderen Arbeitsabläufen oder anderen Bausystemen zu sein. So sind in Norwegen z.B. sämtliche Arbeiten vor und neben dem Bohrggerät während dem Abbohren der Ortsbrust strikt untersagt, auch wenn entsprechende Sicherheitsvorkehrungen das Risiko eines Unfalls stark vermindern. Das Nachprofilieren der Paramente und der Ortsbrust haben die norwegischen Tunnelbauer perfektioniert und verfeinert. So wird die Ortsbrust und das Parament von Hand nach jedem Abschlag minutiös nachprofiliert und gereinigt. Der Bauherr hat nach jedem Abschlag ebenfalls „seine Viertelstunde“, um die Gründlichkeit zu prüfen. In dieser Zeit stehen die Arbeiten still.

### 4.3 Stand der Arbeiten und Ausblick

Ende 2013 stehen beide Vortriebe auf knapp 600 m und die Schutteranlage ist fertig installiert und betriebsbereit. Da bereits ca. 120 000 m<sup>3</sup> Fels im Meer versenkt worden sind, hat die Installationsfläche nun eine Grösse erreicht, welche es erlaubt die temporären Installationen in permanente umzubauen. Insbesondere Wasseraufbereitung und Lagerhalle hatten zu Baubeginn gar keinen Platz auf dem schmalen, bestehenden Küstenstreifen.

Die örtliche Baustellenleitung hat das Projekt nun so weit vorangetrieben, dass im neuen Jahr die repetitiven Abläufe im Sprengvortrieb auf den verbleibenden 7400 m weiter optimiert werden können. Da nun alle relevanten Installationen fertiggestellt und in Betrieb sind, kann sich die gesamte Mannschaft auf die Vortriebsleistung konzentrieren. Das Schweizerisch-Isländisch-Slowakische Startteam wird per Anfang 2014 mit erfahrenen norwegischen Mitarbeitern verstärkt, was die Kommunikation mit dem Bauherrn weiter verbessern und die Position der Firma Marti in Norwegen weiter stärken wird.

### Literatur/References

- [1] Project Presentation Ryfast, Statens Vegvesen, Gunnar Eiterjord, 26. Juni 2013

amount of experience is required to identify the corresponding opportunities and to introduce an appropriate shift system for foreign tunnellers (Tucon, Slovakia) commensurate with regulations. It must not be forgotten that Norway works on the basis of a 36 h/week. Norway also ceases practically all working activities during the months of July and August and suppliers as well as sub-contractors are not particularly interested in assisting in a rapid project launch, especially for a foreign company. As the Norwegian building industry is experiencing a boom, it is hard at all to motivate local companies to cooperate and display commitment. As a result, the room for manoeuvre is correspondingly restricted.

Norway also possesses its special characteristics in constructional engineering terms. In Norway, many years of experience point to how tunnels are produced by drill & blast so that other working procedures or other construction systems are not readily accepted. As a result, in Norway all jobs in and around the drilling unit are strictly forbidden while the face is being drilled even although corresponding safety provisions substantially reduce the risk on an accident. Reworking the walls and the face is something that Norwegian tunnellers have perfected and refined. Consequently, the face and the wall are reworked meticulously and cleaned after every round of advance. The client is also provided with “his 15 minutes” after every round of advance to establish how thoroughly things have been tackled. Work is at a standstill during this time.

### 4.3 Stage reached by Work and Outlook

At the end of 2013, both drives were almost 600 m long and the mucking plant had been completely installed and was ready to roll. As approx. 120,000 m<sup>3</sup> of rock has already been sunk in the sea, the installation yard has reached a size, which enables temporary installations to be converted to permanent ones. In particular, there was no room at first when construction began for water preparation and a storehouse on the narrow coastal strip that existed.

The local construction site management has now got things going to such an extent that the repetitive activities involving drill & blast and the remaining 7,400 m can be further optimized. As all the relevant installations have now been completed and are operational, the entire crew can concentrate on the rate of advance. The Swiss-Icelandic-Slovakian start-up team is being reinforced by experienced Norwegian colleagues in early 2014, something which will further improve communications with the client and further strengthen the position of the Marti Company in Norway.



# SWISS TUNNEL COLLOQUIUM 2014

**Ankerung im Tunnelbau mit  
Schwerpunkt Brustanker**

**Anchoring in Tunnelling with the  
Focus on Face Anchors**

11. Juni 2014



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



*Georg Anagnostou, Prof. Dr., Institut für Geotechnik, ETH Hönggerberg, Zürich/CH*

# Einführung

## Ankerung im Tunnelbau mit Schwerpunkt Brustanker

# Introduction

## Anchoring in Tunnelling with the Focus on Face Anchors

Das Colloquium des STC 2014 steht unter dem Titel „Ankerung im Tunnelbau – Schwerpunkt Brustanker“. Einerseits stellen Brustanker in vielen Fällen ein sehr wirksames Mittel zur Beherrschung der Ortsbrust dar und können das Auffahren von grossen Querschnitten – sowohl im Fels als auch im Lockergestein – oft überhaupt erst ermöglichen. Andererseits ist der Einsatz von Ankern im Ortsbrustbereich wegen der gegenseitigen Behinderung mit dem Tunnelvortrieb zeit- und kostenintensiv. Eine sorgfältige Planung – unter Berücksichtigung geotechnischer, ausführungstechnischer und materialtechnologischer Gesichtspunkte – sowie adäquate vertragliche Regelungen sind dabei sehr wichtig.

Anhand der einführenden Betrachtung eines wissenschaftlich fundierten und praxistauglichen Berechnungsmodells für die Dimensionierung der Brustankerung, aber ebenso mit Ausführungen zur Materialtechnologie und mit praktischen, hochinteressanten Fallbeispielen aus Vortrieben im Lockergestein und in druckhaftem Gebirge werden die zuvor erwähnten Gesichtspunkte aufgezeigt und eingehend besprochen. Erstmals werden am Colloquium auch interessante Erfahrungen aus dem nahen Ausland erläutert.

The STC 2014 Colloquium highlights the topic “Anchoring in Tunnelling with focus put on the face anchors”. On the one hand, face anchors represent a highly effective means for mastering the face and, in many cases, often even enable major cross-sections to be driven both in rock as well as soft ground. On the other hand, the application of anchors in the face costs both time and money on account of the mutual obstructions affecting driving the tunnel. Careful planning – taking geotechnical, application technical and material technological aspects into consideration – as well as adequate contractual regulations are extremely important in this connection.

The previously mentioned aspects are displayed and dealt with at length on the basis of consideration of a scientifically founded computational model suitable for practice for dimensioning face anchors together with deliberations relating to material technology and practical highly interesting case examples from drives in soft ground and in squeezing rock. For the first time at the Colloquium interesting findings from neighbouring countries will also be examined.

## Introduction

L'ancrage dans la construction des tunnels:  
focus sur l'ancrage du front de taille

## Introduzione

L'ancoraggio nella costruzione di gallerie con particolare attenzione  
all'ancoraggio del fronte di scavo

Le Swiss Tunnel Colloquium de 2014 sera placé sous le titre «L'ancrage dans la construction des tunnels: focus sur l'ancrage du front de taille». D'une part, les ancrages constituent dans de nombreux cas un moyen très efficace pour maîtriser le front de taille et bien souvent, le seul permettant l'abattage de grandes sections – aussi bien en milieu rocheux qu'en terrain meuble. D'un autre côté, l'utilisation de boulons d'ancrage dans la zone du front de taille est chronophage et onéreuse, en raison de la gêne réciproque avec l'excavation du tunnel. Il est donc très important de disposer d'un planning minutieux – tenant compte des aspects géotechniques, de la mise en œuvre et de la technologie des matériaux – mais aussi de réglementations contractuelles adéquates.

Ces différents aspects seront mis en évidence et débattus en détail à l'appui d'un modèle de calcul reposant sur des bases scientifiques et adapté à la pratique pour le dimensionnement de l'ancrage du front de taille. La technologie des matériaux sera également abordée, avec des études de cas pratiques extrêmement intéressants d'excavation en terrain meuble et en terrain poussant. Pour la première fois, des expériences intéressantes faites dans les pays étrangers avoisinants seront également étudiées pendant le Colloquium.

Il colloquio dello STC 2014 ha per titolo "L'ancoraggio nella costruzione di gallerie con particolare attenzione all'ancoraggio del fronte di scavo". Da una parte gli ancoraggi rappresentano un mezzo molto efficace per controllare il fronte d'avanzamento che, in alcuni casi, rende addirittura possibile lo scavo di grandi sezioni sia in roccia dura sia in materiale sciolto. D'altra parte l'utilizzo di ancoraggi al fronte di scavo causa un impedimento all'avanzamento dello scavo che risulta quindi più oneroso in termini di tempo e di costi. Un'accurata progettazione – che tenga conto degli aspetti geotecnici, esecutivi e della tecnologia dei materiali – come anche un regolamento contrattuale adeguato sono quindi di grande importanza.

Gli aspetti appena ricordati vengono mostrati e accuratamente discussi tramite l'introduzione di un modello di calcolo su basi scientifiche e funzionale per il dimensionamento dell'ancoraggio del fronte di scavo, con delle esposizioni concernenti la tecnologia dei materiali e con dei casi esemplificativi di altissimo interesse riguardanti lo scavo di gallerie in materiale sciolto e in roccia spingente. Inoltre, per la prima volta al colloquio dello STC vengono illustrate esperienze provenienti dai paesi limitrofi.

Marco Ramoni, Dr. sc. dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH  
Georgios Anagnostou, Prof. Dr. sc. techn., ETH Zürich/CH

# Brustankerung

## Statische Wirkungsweise und Dimensionierung

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Stabilität der Ortsbrust – eine Fragestellung von zentraler Bedeutung für den Tunnelbau. Nach der Erläuterung eines einfachen, in der Praxis weit verbreiteten, dreidimensionalen Berechnungsmodells für die Beurteilung der Stabilität der Ortsbrust im Lockergestein werden die stabilisierende Wirkung und die Dimensionierung der Brustankerung behandelt.

# Face Anchoring

## Static Method of Working and Dimensioning

This report deals with face stability – an issue of central significance for tunnelling. After explaining a straightforward, 3-dimensional calculation model for assessing the stability of the face in soft ground, which is commonly applied in practice, the stabilizing effect and the dimensioning of the face anchoring are dealt with.

### 1 Einleitung

Die Frage der Stabilität der Ortsbrust ist von zentraler Bedeutung vor allem für den Tunnelbau im Lockergestein und seltener auch im Fels.

Auch wenn im Fels die Ortsbrust meistens standsicher ist, ist das Gefährdungsbild einzelner sich ablösender Trennflächenkörper (Bild 1a) fallweise zu beurteilen. Weitere Ursachen für eine instabile Ortsbrust bei einem Felsvortrieb sind das Antreffen von verwittertem Fels, Karsterscheinungen oder Störzonen. Sehr wichtig ist auch die Beherrschung der Ortsbrust bei grossen Verformungen in druckhaftem Gebirge.



1a Ablösung von Felsblöcken aus der Ortsbrust  
Loosening of rock blocks from the face

### 1 Introduction

The issue of face stability is of central significance first and foremost for tunnelling in soft ground although more rarely so in rock.

Even although the face is mostly stable in rock the danger posed by blocks peeling off individually (Fig. 1a) should be assessed from case to case. Further causes for an instable face during a rock drive are encountering weathered rock, karst phenomena or fault zones. Mastering the face given major deformations in squeezing rock is also very important.



1b Instabilität der Ortsbrust im Lockergestein (Foto: G. Anagnostou)  
Face instability in soft ground



## Ancrage du front de taille

### Mode d'action statique et dimensionnement

Le présent article est consacré à la stabilité du front de taille, une des questions d'importance cruciale pour la construction d'un tunnel. Après avoir présenté un modèle de calcul en trois dimensions, simple et largement utilisé dans la pratique pour analyser la stabilité du front de taille en terrain meuble, l'article traite de l'effet stabilisant et du dimensionnement de l'ancrage du front de taille.

Im Lockergestein ist das Gefährdungsbild einer Instabilität der Ortsbrust (Bild 1b) von massgebender Bedeutung. Eine instabile Ortsbrust ist auf die progressive Ausbildung von Gleitflächen im Lockergestein zurückzuführen. Die Instabilität kann lokal auftreten (Bild 2a), die ganze Ortsbrust erfassen (Bild 2b) oder sogar zu einem Tagbruch führen (Bild 2c).

Der vorliegende Beitrag befasst sich ausschliesslich mit der Stabilität der Ortsbrust im Lockergestein. Zuerst wird das einfache, in der Praxis weit verbreitete dreidimensionale Berechnungsmodell für die Beurteilung der Stabilität der Ortsbrust nach [1] erläutert (Abschnitt 2). Nachfolgend, nach einer kurzen Diskussion der möglichen Stabilisierungsmassnahmen (Abschnitt 3), werden die statische Wirkungsweise und die Dimensionierung einer Brustankerung behandelt (Abschnitt 4).

## 2 Berechnungsmodell

### 2.1 Nicht wasserführendes Lockergestein

Das betrachtete Berechnungsmodell nach [1] idealisiert die Wirklichkeit in Bezug auf das statische System, auf die Materialeigenschaften und auf die Belastungsgrössen. Ohne Einschränkung der Allgemeinheit wird nachfolgend nur der Fall eines homogenen und isotropen Baugrunds betrachtet. Einfachheitshalber wird das Berechnungsmodell zuerst für den Fall eines nicht wasserführenden Lockergesteins erläutert. Der Fall eines wasserführenden Gebirges wird anschliessend behandelt (Abschnitt 2.2).

## Ancoraggio del fronte di scavo

### Effetto statico e dimensionamento

Il presente articolo si occupa della stabilità del fronte di scavo – una domanda di centrale importanza nella costruzione di gallerie. Dopo aver spiegato un modello di calcolo tridimensionale semplice e molto diffuso nella pratica per valutare la stabilità del fronte di scavo in materiale sciolto, vengono trattati l'effetto stabilizzante e il dimensionamento dell'ancoraggio del fronte di scavo.

The hazard scenario indicating face instability (Fig. 1b) is of decisive importance in soft ground. An unstable face can be attributed to the progressive formation of sliding planes in soft ground. Instability can occur locally (Fig. 2a), affect the entire face (Fig. 2b) or even lead to a cave-in (Fig. 2c).

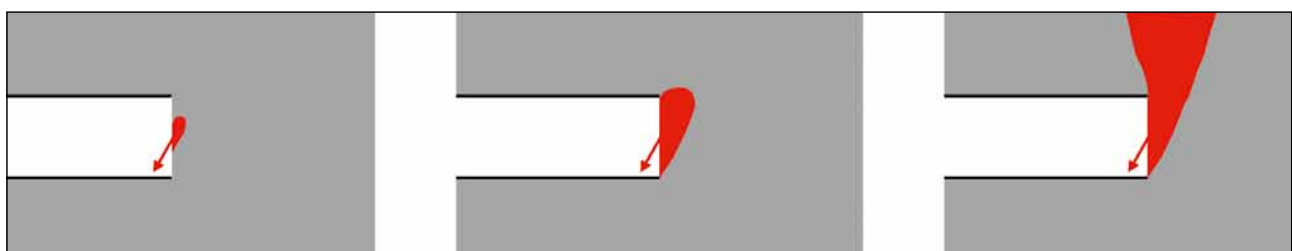
This report solely confines itself to the stability of the face in soft ground. First of all, the straightforward, 3-dimensional calculation model for assessing the face stability according to [1], which is commonly applied in practice, is explained (Chapter 2). Subsequently, following a brief discussion devoted to the possible stabilization measures (Chapter 3), the static mode of action and the dimensioning of a face anchor system is dealt with (Chapter 4).

## 2 Calculation Model

### 2.1 Non Water-Bearing Soft Ground

The considered calculation model according to [1] idealizes reality with regard to the static system, the material properties and the load parameters. Without loss of generality, in the following solely the case relating to homogeneous and isotropic ground is considered. For simplicity's sake, the calculation model is first of all explained in conjunction with a non water-bearing soft ground. The case of a water-bearing soil is dealt with afterwards (Chapter 2.2).

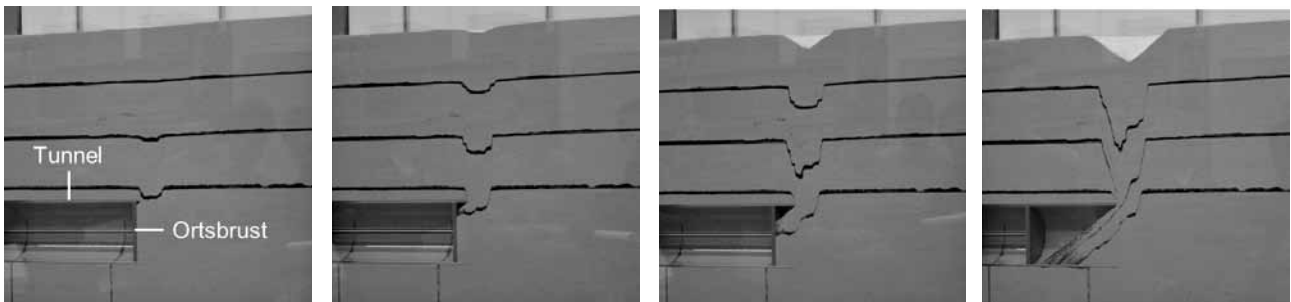
The accepted collapse mechanism corresponds to the failure patterns, which can be observed following the cave-in of a tunnel close to the surface or also in model tests (Fig. 3). Limit



**2a** Lokale Instabilität der Ortsbrust  
Local instability of the face

**2b** Instabilität der gesamten Ortsbrust  
Instability of the entire face

**2c** Tagbruch  
Cave-in

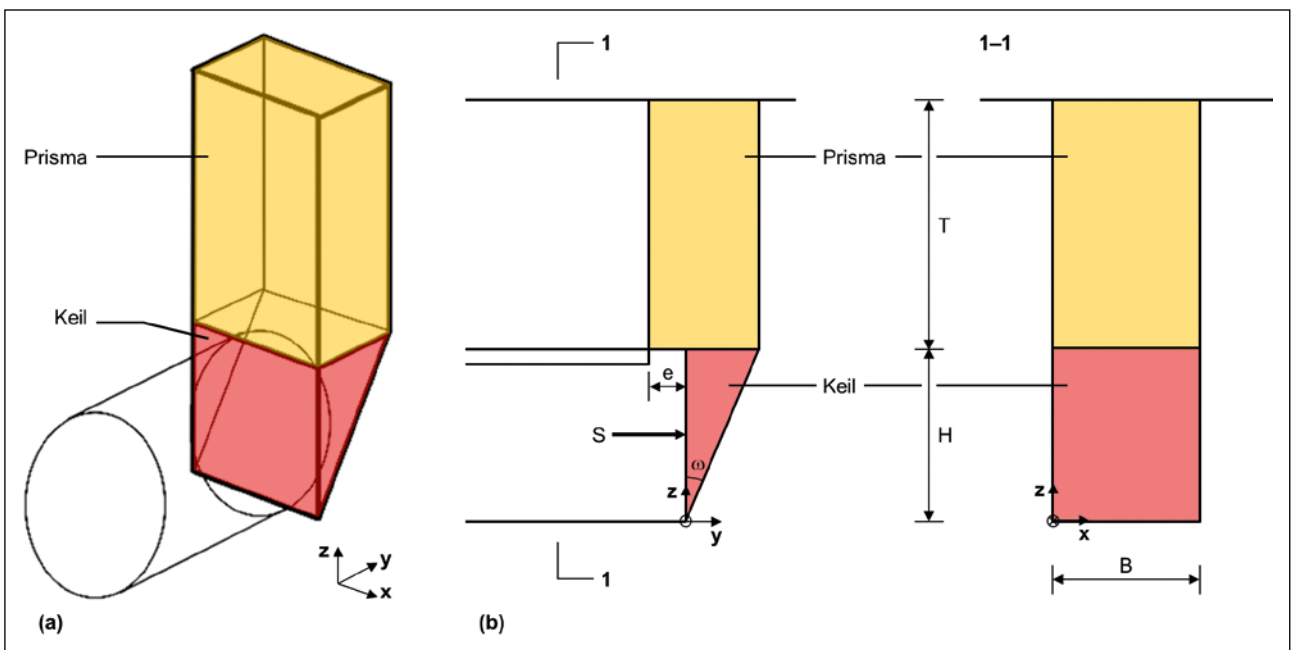


3 Entwicklung von Gleitflächen vor der Ortsbrust im Modellversuch (Fotos: ETH Zürich, Felslabor)  
 Development of sliding planes in front of the face in the model test  
 a) Beginn der Bewegung infolge Rückzug der Ortsbruststützung/Start of movement on account of retraction of the face support  
 b) Fortschreiten des Versagens bis an die Oberfläche/Failure progresses to the surface  
 c) Vertiefung und Aufweitung des Kraters an der Oberfläche/Deepening and enlarging of the crater at the surface  
 d) Situation am Ende des Versuchs/Situation at the end of the test

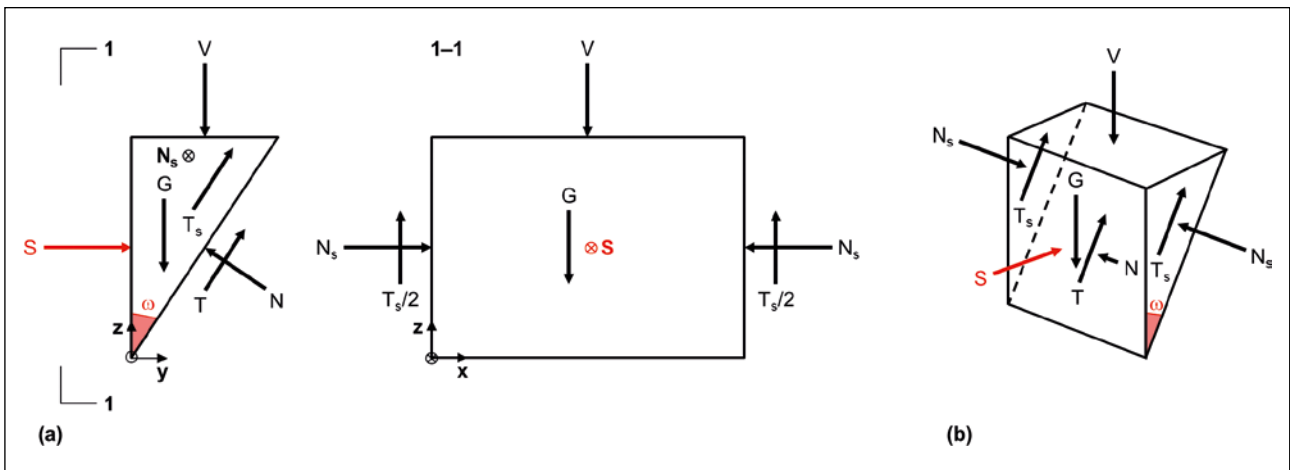
Der angenommene Kollapsmechanismus entspricht den Bruchbildern, die man beim Einbruch der Ortsbrust oberflächennaher Tunnel oder auch in Modellversuchen (Bild 3) beobachten kann. Für die Stabilitätsuntersuchung sind Zustände des Grenzgleichgewichts von Interesse. Dabei werden Bruchkörper betrachtet, die abgegrenzt werden durch bis zur Geländeoberkante reichende Gleitflächen. Das dreidimensionale statische System besteht aus einem prismatischen und einem keilförmigen Bruchkörper (Prisma und Keil, Bild 4a). Der Keil „stützt“ das Prisma, während das Prisma den Keil belastet (Aktion und Reaktion). Die geometrischen Parameter des statischen Systems werden in Bild 4b aufgezeigt. Einfachheit halber wird der Tunnelquerschnitt durch ein Rechteck angenähert. Der Neigungswinkel  $\omega$  der geneigten Gleitfläche ist vorerst unbekannt. Der ungünstigste Neigungswinkel wird iterativ bestimmt. Das Berechnungsmodell ermöglicht die Berücksichtigung von einem ungesicherten Tunnelabschnitt  $e$ , indem das Prisma entsprechend vergrößert wird.

equilibrium states are of interest for investigating stability. In this respect the unstable bodies are considered for the stability investigation, which are delimited by the sliding planes extending to the ground surface. The 3-dimensional static system consists of a prismatic and a wedge-shaped failure body (prism and wedge, Fig. 4a). The wedge “supports” the prism whilst the prism exerts load on the wedge (action and reaction). The geometrical parameters for the static system are displayed in Fig. 4b. For simplicity's sake the tunnel cross-section is approximated by a rectangle. The angle of inclination  $\omega$  in the inclined sliding plane is initially unknown. The most unfavourable angle of inclination is determined iteratively. The calculation model enables an unsecured tunnel section  $e$  to be considered, by correspondingly enlarging the prism.

When considering the state of limit equilibrium the deformations of the ground are left unconsidered. In this way, only its strength parameters are contemplated, which



4 Versagen der Ortsbrust im Lockergestein: (a) Mechanismus nach [1] und (b) Geometrische Parameter  
 Face failure in soft ground: (a) Mechanism according to [1] and (b) Geometrical parameters



5 Auf den Keil wirkende Kräfte: (a) Darstellung in der Längs- und Querschnittebene des Tunnels und (b) Räumliche Darstellung  
 Forces acting on the wedge: (a) Presentation of the tunnel at longitudinal and cross-sectional level and (b) Spatial presentation

Bei der Betrachtung des Grenzgleichgewichtszustands werden die Deformationen des Baugrunds ausser Acht gelassen. Somit treten nur seine Festigkeitsparameter auf, die gemäss der Coulombschen Bruchhypothese die Kohäsion  $c$  und der Reibungswinkel  $\varphi$  sind.

Auf den Keil wirken folgende Kräfte (Bild 5): sein Eigengewicht  $G$ , die vom darüber liegenden Prisma übertragene Vertikalbelastung  $V$ , die Schubkraft  $T$  und die Normalkraft  $N$  an der geneigten Gleitfläche, die entsprechenden Kräfte  $T_s$  und  $N_s$  an den 2 Stirnflächen (welche die räumliche Tragwirkung des Keils erfassen) sowie die Stützkraft  $S$  an der Ortsbrust. Die horizontale Schubkraft an der waagerechten Kontaktfläche zwischen Keil und Prisma wird einfachheitshalber vernachlässigt. Unter Berücksichtigung der erwähnten Kräfte berechnet sich die Stützkraft  $S$  wie folgt (Anhang 1):

$$S = \frac{V+G}{\tan(\omega + \varphi)} - \frac{T_s + c \frac{BH}{\cos \omega}}{\cos \omega (\tan \omega + \tan \varphi)} \quad (1)$$

Der Verlauf der Stützkraft  $S$  als Funktion des Neigungswinkels  $\omega$  ist exemplarisch in Bild 6 dargestellt. Ist die Stützkraft  $S$  für jeden Wert des Neigungswinkels  $\omega$  negativ, so ist die Ortsbrust auch ohne Stützung standsicher. Wenn diese Bedingung nicht erfüllt ist ( $S > 0$ ), sind Massnahmen für die Ortsbruststabilisierung erforderlich.

Die Ermittlung der Stützkraft  $S$  wurde einfachheitshalber ohne Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren aufgezeigt. Letztere können durch eine entsprechende Abminderung der Scherfestigkeitsparameter des Bodens berücksichtigt werden.

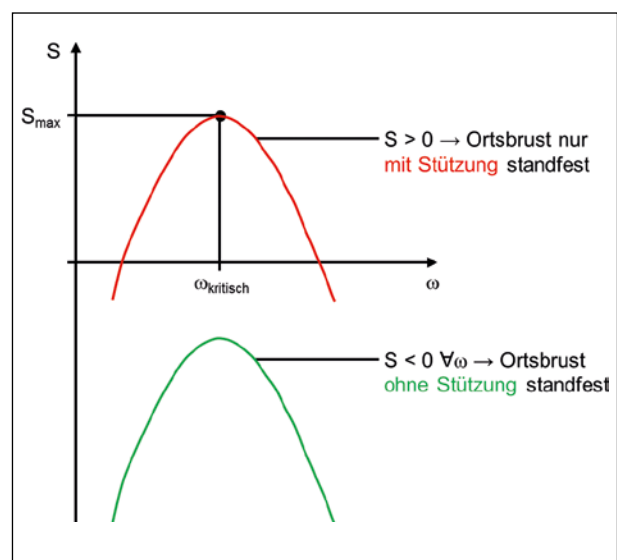
## 2.2 Wasserführendes Lockergestein

Für die Betrachtung der Stabilität der Ortsbrust in wasserführendem Lockergestein wird zwischen kurzfristigem (undrainiertem) und langfristigem (drainiertem) Verhalten unterschieden.

are cohesion  $c$  and angle of friction  $\varphi$  according to the Coulomb failure hypothesis.

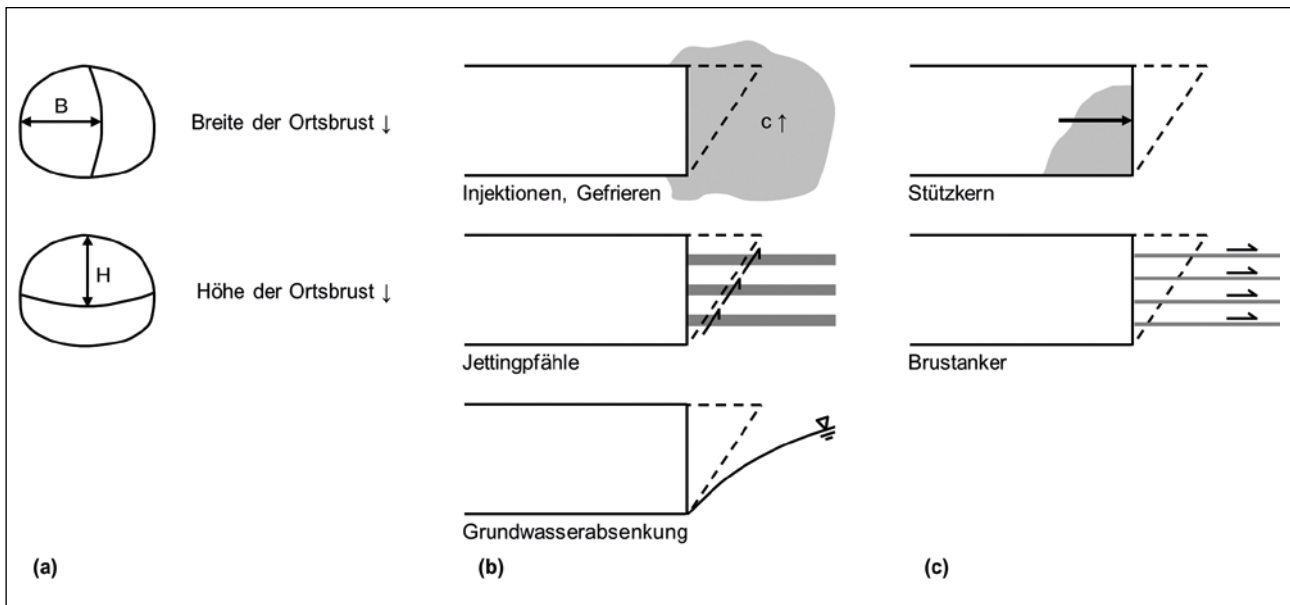
The following forces act on the wedge (Fig. 5): its own weight  $G$ , the vertical load  $V$  transferred from the prism directly above it, the shearing force  $T$  and the normal force  $N$  on the inclined sliding plane, the corresponding forces  $T_s$  and  $N_s$  on the 2 lateral surfaces (which constitute the spatial bearing effect of the wedge) as well as the supporting force  $S$  at the face. The horizontal shearing force on the horizontal contact surface between the wedge and the prism is neglected for simplicity's sake. The supporting force  $S$  is calculated as follows taking the above-mentioned forces into consideration (Appendix 1):

$$S = \frac{V+G}{\tan(\omega + \varphi)} - \frac{T_s + c \frac{BH}{\cos \omega}}{\cos \omega (\tan \omega + \tan \varphi)} \quad (1)$$



6 Zusammenhang zwischen Stützkraft  $S$  und Neigungswinkel  $\omega$ ; Bestimmung der massgebenden Stützkraft  $S_{max}$   
 Link between supporting force  $S$  and angle of inclination  $\omega$ ; establishing the determining supporting force  $S_{max}$





7 Massnahmen zur Verbesserung der Stabilität der Ortsbrust: (a) Unterteilung des Querschnitts, (b) Verfestigung des Baugrunds und (c) Stützung der Ortsbrust  
 Measures to improve face stability: (a) Dividing the cross-section, (b) Improving the ground and (c) Supporting the face

Ein undrainiertes Verhalten (das generell günstig ist) weisen kurzfristig Böden niedriger Durchlässigkeit auf (in der Regel tonige Böden). Massgebend für die kurzfristige Standsicherheit ist der undrainierte Scherwiderstand  $s_u$  ( $\varphi_u = 0$ ). Das Vorgehen bei der Berechnung der Stützkraft  $S$  ist gleich wie vorher, wobei die Kräfte  $T$ ,  $T_s$  und  $V$  in diesem Sonderfall einfacher hergeleitet werden können, weil der reibungsbedingte Anteil des Scherwiderstands und die zu seiner Bestimmung erforderlichen Annahmen entfallen. Die Berechnung erfolgt unter Berücksichtigung der totalen Spannungen. Die Stützkraft  $S$  berechnet sich wie folgt (Anhang 2):

$$S = \frac{V+G}{\tan \omega} - \frac{T_s + s_u \frac{BH}{\cos \omega}}{\sin \omega} \quad (2)$$

Für Böden mittlerer oder hoher Durchlässigkeit (wie auch langfristig für Böden niedriger Durchlässigkeit) ist das (ungünstigere) drainierte Verhalten zu berücksichtigen. Auch in diesem Fall ist das Berechnungsverfahren gleich wie vorher, wobei zusätzlich die destabilisierenden Strömungskräfte in der Grenzgleichgewichtsbetrachtung einzuführen sind und die Berechnung unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen erfolgt. Die Strömungskräfte sind vor der eigentlichen Stabilitätsuntersuchung mit einer numerischen Sickerströmungsberechnung zu bestimmen. Somit steigt der rechnerische Aufwand bedeutend. Die Dimensionierungsnomogramme von [2], die auf einer umfangreichen Parameterstudie basieren, sowie die geschlossene Näherungsformel nach [3] erleichtern den praktischen Gebrauch der Berechnungsmethode.

### 3 Stabilisierungsmassnahmen

Die Stabilität der Ortsbrust kann durch Massnahmen verbessert werden, die in 3 Kategorien unterteilt werden

The course of the supporting force  $S$  as a function of the angle of inclination  $\omega$  is presented exemplarily in Fig. 6. If the supporting force  $S$  is negative for every value of the angle of inclination  $\omega$ , then the face is stable even without support. Should these conditions not be fulfilled ( $S > 0$ ) then measures to stabilize the face are necessary.

Establishing the supporting force  $S$  was displayed for simplicity's sake without considering safety factors. The latter can be considered by correspondingly reducing the shearing strength parameters.

### 2.2 Water-Bearing Soft Ground

A distinction is drawn between short-term (undrained) and long-term (drained) behaviour for considering the face stability in water-bearing soft ground.

Soils with low permeability (generally speaking clayey soils) display undrained behaviour (which is normally favourable). The undrained shear resistance  $s_u$  ( $\varphi_u = 0$ ) determines the short-term stability. The procedure for calculating the supporting force  $S$  is the same as before. In this case, the forces  $T$ ,  $T_s$  and  $V$  can be derived in a more simple way, as the proportion of the shear resistance caused by friction and the assumptions needed to determine it are dispensed with. The calculation is carried out taking the total stresses into consideration. The supporting force  $S$  is calculated as follows (Appendix 2):

$$S = \frac{V+G}{\tan \omega} - \frac{T_s + s_u \frac{BH}{\cos \omega}}{\sin \omega} \quad (2)$$

For soils of medium or high permeability (the same applies long-term for soils with low permeability) the (more unfavourable) drained behaviour must be taken into account.

können: Unterteilung des Querschnitts (Bild 7a), Verfestigung des Baugrunds (Bild 7b) und Stützung der Ortsbrust (Bild 7c).

In Bezug auf die Geometrie der Ortsbrust ist zu beachten, dass neben der Höhe der Ortsbrust  $H$  auch deren Breite  $B$  einen grossen Einfluss hat: Je kleiner die Breite der Ortsbrust ist, desto grösser ist im Verhältnis der stabilisierende Beitrag des Scherwiderstands  $T_s$  der Stirnflächen des Keils. Die rechnerische Erfassung einer Änderung der Breite oder der Höhe der Ortsbrust erfolgt durch die entsprechende geometrische Anpassung des Berechnungsmodells von Bild 4.

Die Festigkeit des Baugrunds kann durch Injektionen, Jettingpfähle (welche die potentielle Gleitfläche verdübeln) oder Gefrieren erhöht werden. Diese Massnahmen können rechnerisch erfasst werden, indem die Berechnung mit einer durch die Baugrundverbesserung erhöhten Kohäsion durchgeführt wird. In wasserführendem Lockergestein stellt das Absenken des Grundwasserspiegels mittels Drainagebohrungen oder Brunnen eine weitere stabilitätserhöhende Massnahme dar, weil dadurch die destabilisierenden Strömungskräfte entfallen und der undrainierte Scherwiderstand des Bodens erhöht wird (Erhöhung der effektiven Spannungen infolge Konsolidation) [4].

Die Stützung der Ortsbrust kann zum Beispiel durch das Belassen eines Stützkerns beim Vortrieb oder durch die Anordnung von Brustankern (Bild 8) erfolgen. Die Wirkung eines Stützkerns kann im Berechnungsmodell mit der Einführung einer Stützkraft berücksichtigt werden. Die rechnerische Erfassung einer Brustankerung wird im nächsten Abschnitt beschrieben. Die Ortsbrust kann auch mit Druckluft, mit einer Bentonitsuspension (Hydroschild-Vortrieb) oder mit dem Aushubmaterial selbst (Erddruckschild-Vortrieb) gestützt werden. Auf diese Massnahmen wird hier nicht eingegangen. Für entsprechende Ausführungen sei auf [1] und [2] verwiesen.

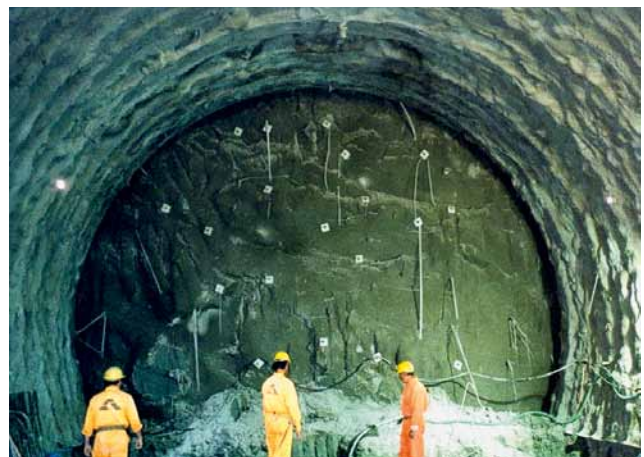
In this case as well, the calculation procedure is the same as before, with the destabilizing seepage forces having to be included in consideration of the equilibrium limit and the calculation taking place by including the effective stresses. The seepage forces are worked out by means of a numerical seepage flow calculation prior to the actual stability investigation. As a result, the computational complexity is greatly increased. The dimensioning nomogrammes from [2], which are based on an extensive parameter study as well as the closed approximation formulae in keeping with [3], facilitate the practical application of the calculation method.

### 3 Stabilization Measures

Face stability can be improved by measures, which can be split into 3 categories: division of the cross-section (Fig. 7a), improvement of the ground (Fig. 7b) and supporting the face (Fig. 7c).

It must be observed with regard to the geometry of the face that its width  $B$  exerts a major influence in addition to its height  $H$ : the narrower the width of the face is the greater the stabilizing effect of the shear resistance  $T_s$  is. The computational registration of a change in the width or the height of the face is executed by the corresponding geometrical adjustment of the calculation model of Fig. 4.

The strength of the ground can be enhanced by grouting, jetting piles (which dowel the potential sliding plane) or freezing. These measures can be worked out by calculation, through executing the calculation with enhanced cohesion arrived at by improving the ground. Lowering the groundwater level by means of drainage drill holes or wells represents a further measure to increase stability in water-bearing ground, because as a result the destabilizing seepage forces are dispensed with and the undrained shear resistance of the ground is increased (enhancing the effective stresses through consolidation) [4].



8 Stützung der Ortsbrust mit Brustankern: Ohne Ankerplatten (li.) und mit Ankerplatten (re.)  
Supporting the face with face anchors: Without anchor plates (left) and with anchor plates (right)  
(Photos: M. Ramoni (left) and G. Anagnostou (right))

## 4 Brustankerung

### 4.1 Berechnungsmodell

In diesem Abschnitt wird das Berechnungsmodell nach [5] beschrieben (Bild 9), das der einfachen Ermittlung der aus den Brustankern resultierenden Stützkraft (in der Folge als „verfügbare Stützkraft“ bezeichnet) dient. Die verfügbare Stützkraft  $S_A$  ergibt sich aus der Summe der Stützkkräfte  $S_1, S_2, \dots, S_N$ , welche die einzelnen Anker auf den Keil ausüben:

$$S_A = \sum_{k=1}^N S_k \quad (3)$$

wobei N die gesamte Anzahl Anker ist. Dabei werden nur diejenigen Anker berücksichtigt, welche die geneigte Gleitfläche (Fläche AC, Bild 9) schneiden. Die Stützkkräfte  $S_k$  werden als horizontal angenommen. Somit wird nur der Auszieh Widerstand der Anker berücksichtigt und deren Schubwiderstand vernachlässigt.

Da während des Vortriebs keine Ankerplatten an der Ortsbrust vorhanden sind, beruht die stützende Wirkung der Anker ausschliesslich auf der Haftung zwischen Verpresskörper und Boden (dabei wird angenommen, dass der Verbund zwischen Zugglied und Verpresskörper nicht massgebend ist). Für die Ermittlung der Stützkkräfte  $S_k$  müssen daher – neben der Tragfähigkeit  $F_z$  des Zugglieds – die Verankerungskräfte inner- und ausserhalb des betrachteten Keils berücksichtigt werden. Die Verankerungskräfte des k-ten Ankers inner- bzw. ausserhalb des Keils betragen:

$$S_{k, \text{innerhalb}} = \pi d a_k \tau_m \quad (4)$$

und

$$S_{k, \text{ausserhalb}} = \pi d (L_k - a_k) \tau_m \quad (5)$$

Supporting the face can for instance be effected by leaving a supporting core during the excavation or by setting face anchors (Fig. 8). The effect of a supporting core can be taken into account in the calculation model by introducing supporting force. The computational registration of a face anchorage is described in the following chapter. The face can also be supported by compressed air, a bentonite suspension (hydroshield drive) or with the excavated material itself (EPB shield drive). These measures will not be examined in greater detail here. Please turn to [1] and [2] for corresponding references.

## 4 Face Anchorage

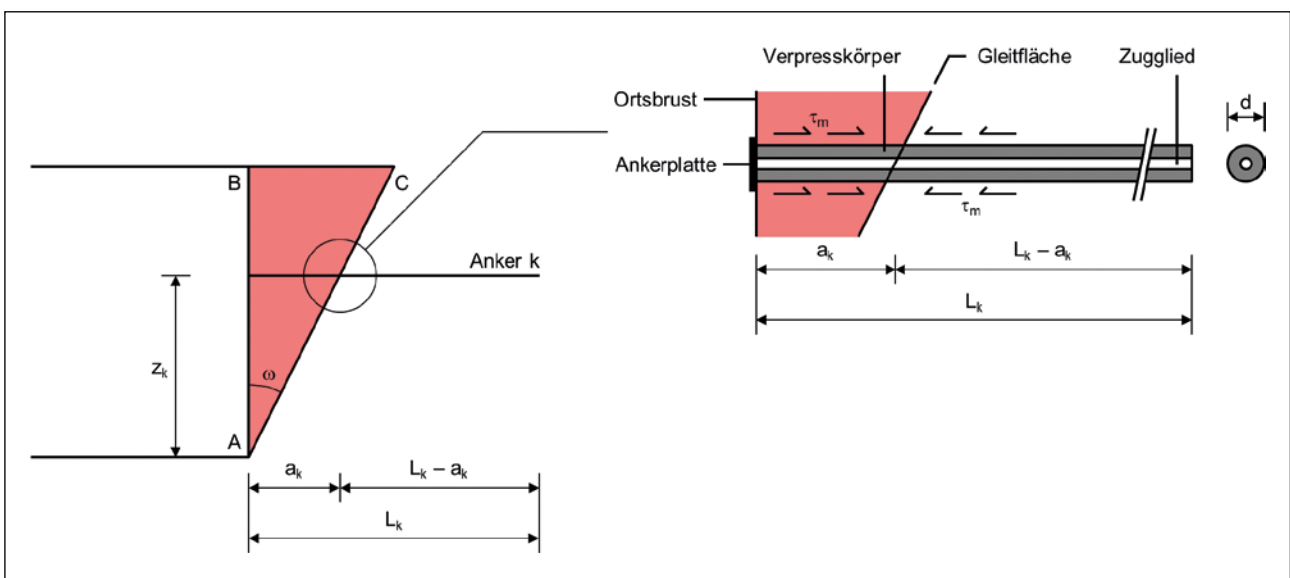
### 4.1 Calculation Model

This chapter describes the calculation model according to [5] (Fig. 9), which serves the simple determining of the supporting force (subsequently known as the “available supporting force”) resulting from the face anchors. The available supporting force  $S_A$  results from the sum of the supporting forces  $S_1, S_2, \dots, S_N$ , which the individual anchors exert on the wedge:

$$S_A = \sum_{k=1}^N S_k \quad (3)$$

with N representing the total number of anchors. In this connection, only those anchors are considered, which intersect the inclined sliding plane (area AC, Fig. 9). The supporting forces  $S_k$  are accepted to be horizontal. As a result, only the pull-out resistance of the anchors is taken into account and their shear resistance neglected.

As no anchor plates are present at the face during driving, the supporting effect of the anchors solely depends on the adherence between the grouting body and the soil (in this case it is accepted that the bond between the tension member and grouting body is non-determining). As a consequence,



9 Berechnungsmodell für die Ermittlung der verfügbaren Stützkraft mit Bezeichnungen (nach [5])  
Calculation model for establishing the available supporting force with designations (after [5])



wobei  $d$  der Durchmesser des Verpresskörpers,  $a_k$  die Verankerungslänge innerhalb des betrachteten Keils,  $L_k$  die Länge des  $k$ -ten Ankers und  $\tau_m$  die Verbundspannung zwischen Verpresskörper und Boden bezeichnen. Der Durchmesser des Verpresskörpers  $d$  und die Verbundspannung  $\tau_m$  hängen im Wesentlichen von der Beschaffenheit und Festigkeit des Bodens sowie von der Ausführungsqualität der Verpressung ab [6]. Die Länge  $a_k$  hängt von der Höhenlage  $z_k$  (Bild 9) des  $k$ -ten Ankers ab:

$$a_k = z_k \tan \omega \quad (6)$$

während die einzusetzende Länge  $L_k$  aus der gewählten Einbautappierung und der Überlappung der Anker resultiert. Einerseits nimmt die Ankerlänge zwischen 2 Setzetappen mit dem Fortschreiten der Ortsbrust während des Vortriebs ab. Andererseits können an der Ortsbrust Anker unterschiedlicher Länge (Reste aus den früheren Setzetappen) vorhanden sein. Am kritischsten ist der Zustand unmittelbar vor der nächsten Setzetappe.

Unter Berücksichtigung der bisherigen Bemerkungen ergibt sich die Stützkraft  $S_k$  jedes Ankers als das Minimum folgender 3 Größen:

$$S_k = \min [F_{z_i}; S_{k, \text{innerhalb}}; S_{k, \text{ausserhalb}}] \quad (7)$$

Für die Dauer eines Stillstands besteht die Möglichkeit, Ankerplatten anzuordnen. Deren Tragfähigkeit  $F_p$  kann folgendermassen berücksichtigt werden:

$$S_k = \min [F_{z_i}; \max (F_p; S_{k, \text{innerhalb}}); S_{k, \text{ausserhalb}}] \quad (8)$$

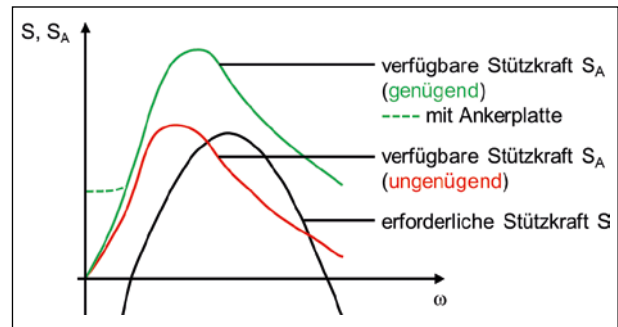
Dies bringt zum Ausdruck, dass die Verankerung im Grenzzustand innerhalb des Keils entweder über die Ankerplatten oder über den Verbund stattfindet.

#### 4.2 Dimensionierung

Aus den Gleichungen 3 bis 8 geht klar hervor, dass die Verankerungslängen inner- und ausserhalb des Keils und somit die verfügbare Stützkraft  $S_A$  – wie bereits die erforderliche Stützkraft  $S$  (Abschnitt 2.1) – eine Funktion des Neigungswinkels  $\omega$  sind. Damit die Ortsbrust stabil ist, muss für jeden Wert des Neigungswinkels  $\omega$  die Bedingung  $S \leq S_A$  erfüllt sein. Der Nachweis kann am anschaulichsten graphisch geführt werden (Bild 10). Berechnungsbeispiele und eine Diskussion des Einflusses verschiedener Parameter können in [5] gefunden werden.

Wie für die erforderliche Stützkraft  $S$  (Abschnitt 2.1) können an den entsprechenden Stellen (zum Beispiel bei der Verbundspannung  $\tau_m$  zwischen Verpresskörper und Boden) partielle Sicherheitsfaktoren eingeführt werden.

Bei der Dimensionierung ist zu berücksichtigen, dass der aus den Anker resultierende Stützdruk ungleichmässig über die Höhe der Ortsbrust verteilt ist. Die vereinfachende An-



10 Qualitativer Verlauf der erforderlichen und der verfügbaren Stützkraft ( $S$  respektive  $S_A$ )  
Qualitative course of the necessary and available supporting force ( $S$  respectively  $S_A$ )

in order to establish the supporting forces  $S_k$  – apart from the bearing capacity  $F_z$  of the tension member – the anchoring forces inside and outside the wedge in question must be considered. The anchoring forces of the  $k$ -th anchor inside and outside the wedge amount to:

$$S_{k, \text{inside}} = \pi d a_k \tau_m \quad (4)$$

and

$$S_{k, \text{outside}} = \pi d (L_k - a_k) \tau_m \quad (5)$$

with  $d$  describing the diameter of the grouting body,  $a_k$  the anchoring length within the considered wedge,  $L_k$  the length of the  $k$ -th anchor and  $\tau_m$  the bond tension between the grouting body and the soil. The grouting body's diameter  $d$  and the bond tension  $\tau_m$  largely depend on the nature and strength of the soil as well as on the quality of execution of grouting [6]. The length  $a_k$  depends on the height  $z_k$  (Fig. 9) of the  $k$ -th anchor:

$$a_k = z_k \tan \omega \quad (6)$$

with  $L_k$  the length to be applied resulting from the selected setting pattern and the overlapping of the anchors. On the one hand, the anchor length between setting stages diminishes during the drive as the face progresses. On the other, anchors of different lengths (left over from former setting stages) can be present at the face. The state directly prior to the next setting stage is the most critical.

Taking the remarks made so far into account, this results in the supporting force  $S_k$  for each anchor as the minimum of the following 3 parameters:

$$S_k = \min [F_{z_i}; S_{k, \text{inside}}; S_{k, \text{outside}}] \quad (7)$$

For the duration of a standstill, it is possible to arrange anchor plates. Their bearing capacity  $F_p$  can be taken into consideration as follows:

$$S_k = \min [F_{z_i}; \max (F_p; S_{k, \text{inside}}); S_{k, \text{outside}}] \quad (8)$$

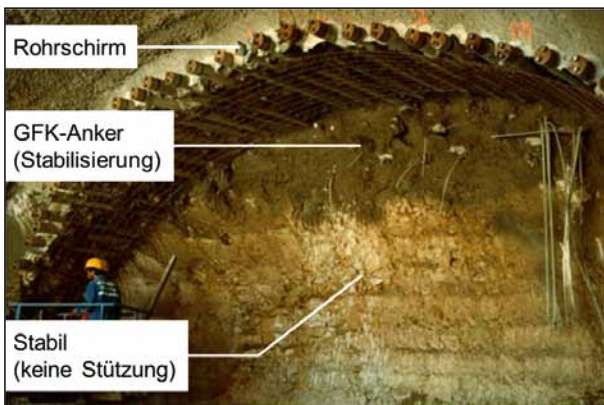
nahme einer gleichmässigen Verteilung des Stützdruckes führt zu einer relevanten Unterschätzung der erforderlichen Stützung und ist daher nicht zulässig [7]. Die Verteilung des Stützdruckes hängt sowohl von der Keilgeometrie als auch von der Anordnung, der Länge und der Einbaueinbautapierung der Anker ab. Für die Nachweisführung sind somit mehrere Keile mit unterschiedlicher Höhe  $H$  und Neigungswinkel  $\omega$  zu untersuchen. Wertvolle praktische Hilfsmittel sind die Nomogramme in [8], welche die relevante Bandbreite der massgebenden Parameter abdecken und eine einfache Nachweisführung ermöglichen.

### 4.3 Anordnung

Die Anker für die Ortsbrustsicherung bestehen in der Regel aus Stahl oder GFK und können bis zu 24 m lang sein. Je nach geotechnischer Situation und Sicherheitsanforderungen werden sie mit einer Dichte von 0.25–1 Anker/m<sup>2</sup> eingebaut. Deren Anordnung soll grundsätzlich unter Berücksichtigung des Aufbaus des Baugrunds gewählt werden (Bild 11). Zu beachten sind nicht nur Bruchmechanismen, welche die gesamte Ortsbrust erfassen, sondern auch Instabilitäten von einzelnen Schichten.

Für die Gewährleistung der Arbeitssicherheit und um einen progressiven Bruch zu vermeiden ist es extrem wichtig, dass der Boden zwischen den Anker stabil bleibt. Zur Vermeidung lokaler Instabilitäten empfiehlt es sich die Ortsbrust laufend mit Spritzbeton zu versiegeln. Bei langen Stillständen (beispielsweise für das Setzen einer neuen Etappe der Brustanker) soll man zusätzlich eine Spritzbetonschicht (mit einer Dicke von bis zu 15 cm) auftragen und diese bewehren.

Eine Brustankerung (vorausseilende Sicherung der Ortsbrust) wird oft in Kombination mit einem Rohrschirm (vorausseilende Sicherung der Tunnelaibung) angeordnet. Ein Rohrschirm trägt die Lasten in Längsrichtung ab und ist auf der Ausbruchsicherung und dem Baugrund vor der Ortsbrust gelagert. Somit setzt dessen Tragwirkung eine stabile



11 Beispiel einer Anordnung der Brustanker unter Berücksichtigung des Aufbaus des Gebirges (gemischte Ortsbrust) (Foto: ETH Zürich, Professur für Untertagbau)  
Example of an arrangement of the face anchors taking the set-up of the rock (mixed face) into account

This indicates that the anchorage in the limit state within the wedge takes place either via the anchor plates or via the bond.

### 4.2 Dimensioning

Equations 3 to 8 clearly show that the anchoring lengths inside and outside the wedge and in turn, the available supporting force  $S_A$  – as already the case with the necessary supporting force  $S$  (Chapter 2.1) – represent a function of the angle of inclination  $\omega$ . In order to ensure that the face is stable, the condition  $S \leq S_A$  must be fulfilled for every value of the angle of inclination  $\omega$ . Proof can best be provided in graphic form (Fig. 10). Computational examples and a discussion of the influences of various parameters can be traced in [5].

As for the required supporting force  $S$  (Chapter 2.1), partial safety factors can be introduced at corresponding points (for example for the bond tension  $\tau_m$  between the grouting body and soil).

During dimensioning it has to be taken into account that the supporting force resulting from the anchors is unevenly distributed over the height of the face. The simple assumption of an even distribution of the supporting force leads to a relevant underestimation of the required supporting pressure and is thus impermissible [7]. The distribution of the supporting pressure depends both on the wedge geometry as well as on the arrangement, length and setting pattern of the anchors. Thus to provide proof several wedges of differing height  $H$  and angle of inclination  $\omega$  must be investigated. The nomogrammes in [8] represent invaluable practical aids, as they cover the relevant range of decisive parameters thus facilitating straightforward provision of proof.

### 4.3 Arrangement

Generally speaking the anchors for securing the face consist of steel or GRP and can be up to 24 m in length. Depending on the geotechnical situation and safety requirements they are set with a density of 0.25-1 anchors/m<sup>2</sup>. They must be arranged in keeping with the composition of the ground (Fig. 11). Failure mechanisms, which affect the entire face as well as instabilities of individual layers, must be accorded attention.

It is extremely important that the soil between the anchors remains stable in order to assure working safety and avoid a progressive failure. It is advisable to constantly seal the face with shotcrete to avoid local instabilities. During lengthy standstills (for instance for setting a new series of face anchors) a shotcrete layer (up to 15 cm thick) should also be added and reinforced.

Face anchorage (advance securing of the face) is often set up in conjunction with a pipe umbrella (supporting the tunnel walls in advance). A pipe umbrella transfers the loads in longitudinal direction and is installed on the excavation support and the ground before the face. Consequently its

Ortsbrust voraus. Lokale Instabilitäten im oberen Bereich der Ortsbrust sind nicht nur für die Arbeitssicherheit problematisch, sondern können auch die Tragsicherheit des Rohrschirms gefährden (Vergrößerung seiner Spannweite in der Längsrichtung oder sogar Entfallen seines Auflagers vor der Ortsbrust). Deshalb ist eine dichtere Anordnung der Anker im oberen Bereich der Ortsbrust unmittelbar unterhalb des Rohrschirms zweckmässig (Bild 12).

Als Leitfaden für die Ortsbrustsicherung beim Vortrieb empfiehlt es sich generell Ortsbrustklassen zu entwerfen (ein Beispiel ist in Bild 13 dargestellt), die unter Berücksichtigung folgender Aspekte definiert werden: Aufbau des Baugrunds, Grundwasserverhältnisse, Arbeitsphasen (laufender Vortrieb oder Stillstand) und Sicherheitsanforderungen.

### 5 Schlussbemerkungen

Die Frage der Stabilität der Ortsbrust ist von zentraler Bedeutung besonders für Lockergesteinsvortriebe. Gegebenenfalls kann sie sogar für die Wahl der Baumethode entscheidend sein. Die allfällig erforderlichen Stabilisierungsmassnahmen können den Vortrieb erheblich beeinflussen. Zum Beispiel kann der Querschnitt unterteilt werden. Daraus resultieren eine kleinere, stabilere Ortsbrust, aber auch engere Platzverhältnisse. Eine weitere Möglichkeit stellen baugrundverbessernde oder stützende Massnahmen dar, die meistens dem Vortrieb vorausseilend, intermittierend mit den Ausbruch- und Sicherungsarbeiten durchgeführt werden und somit den Vortrieb verlangsamen.

Die Wahl der Bestlösung erfordert eine sorgfältige Planung und begründete Entscheide. Der Projektgenieur benötigt dafür einfache, aber gleichzeitig leistungsfähige Berechnungsmodelle, welche eine rechnerische Beurteilung der Stabilität der Ortsbrust und quantitative Aussagen zur Wirksamkeit der möglichen Stabilisierungsmassnahmen ermöglichen. Die im vorliegenden Beitrag vorgestellten Berechnungsmodelle nach [1] und [5] erfüllen diesen Anspruch: Sie sind einfach und anschaulich, erfassen alle relevanten Problemparameter und ermöglichen somit die Durchführung von praxistauglichen, aussagekräftigen Berechnungen.

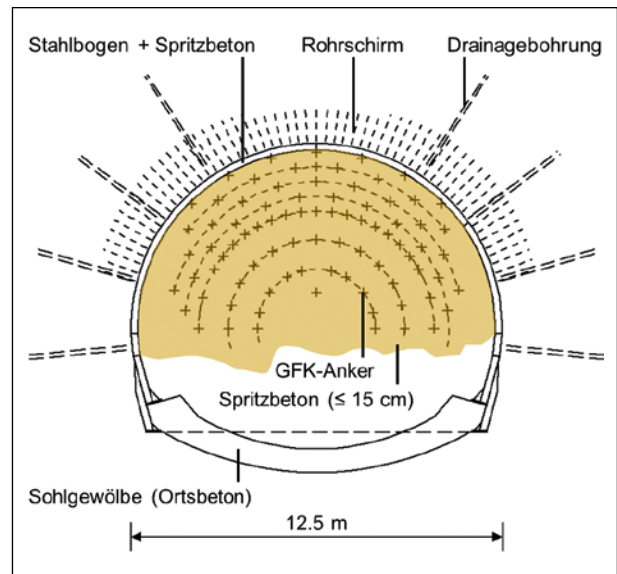
### Anhang 1

Die Gleichgewichtsbedingungen parallel und senkrecht zur Gleitrichtung

$$\begin{cases} (V + G) \cos \omega = T + T_s + S \sin \omega \\ N = S \cos \omega + (V + G) \sin \omega \end{cases} \quad (9)$$

und die Coulombsche Bruchbedingung zwischen der Schubkraft T und der Normalkraft N

$$T = N \tan \varphi + c \frac{BH}{\cos \omega} \quad (10)$$



12 Beispiel einer dichteren Anordnung der Brustanker im oberen Bereich (Sicherung des Auflagers des Rohrschirms) (nach [5])  
Example of a denser arrangement of the face anchors in the upper sector (securing the pipe umbrella abutment) (after [5])

bearing effect depends on a stable face. Local instabilities in the upper sector of the face are problematic both for working safety as well as endangering the pipe umbrella's bearing safety (enlarging a span width in the longitudinal direction or even dispensing with its abutment in front of the face). As a result, it is advisable to make sure that the anchors in the upper sector of the face directly below the pipe umbrella are arranged closely together (Fig. 12).

It is recommended generally to devise face categories as a guideline for securing the face (an example is provided in Fig. 13), which are defined under the following aspects: ground set-up, groundwater conditions, working phases (continuous driving or standstill) and safety requirements.

### 5 Closing Remarks

The issue of face stability is of central significance particularly for soft ground drives. It can even be decisive in determining the choice of construction method. The possible necessary stabilization measures can substantially affect the drive. For example, the cross-section can be split up. This results in a smaller, more stable face but at the same time more constricted space conditions. Measures designed to improve the ground or provide support represent a further possibility; these mainly occur in advance of the drive and are executed intermittently with the excavation and supporting activities thus holding up the drive.

Selecting the best solution necessitates careful planning and well-founded decisions. The project engineer requires a straightforward but at the same time effective calculation model which facilitates a computational evaluation of face



stellen ein lineares Gleichungssystem für N, T und die erforderliche Stützkraft S dar. Durch Elimination von N und T und Auflösung nach S erhält man Gleichung 1, welche die erforderliche Stützkraft S für den Fall eines nicht wasserführenden Lockergesteins angibt.

Für das Eigengewicht des Keils G gilt:

$$G = \gamma \frac{1}{2} BH^2 \tan \omega \quad (11)$$

wobei  $\gamma$  das spezifische Gewicht des Baugrunds und B und H die Breite respektive die Höhe der Ortsbrust bezeichnen.

Die Kraft V, die das Prisma auf den Keil ausübt, wird folgendermassen bestimmt:

$$V = F \sigma_v \quad (12)$$

wobei F die Grundrissfläche des Prismas und  $\sigma_v$  die vertikale Spannung auf der Höhenlage des Tunnelfirstes bezeichnen. F ermittelt sich wie folgt (e ist die ungesicherte Länge):

$$F = B (H \tan \omega + e) \quad (13)$$

$\sigma_v$  wird nach der allgemein bekannten Verspannungstheorie von Terzaghi (Silotheorie) [9] berechnet:

$$\sigma_v = \frac{R\gamma - c}{\lambda \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{R} \lambda \tan \varphi}\right) + \sigma_0 e^{-\frac{\lambda}{R} \lambda \tan \varphi} \quad (14)$$

wobei c und  $\varphi$  die Scherfestigkeitsparameter des Bodens, T die Tiefe des Tunnels,  $\lambda = 0.8 - 1.0$  [10] der Seitendruckkoeffizient und  $\sigma_0$  eine allfällige Oberflächenbelastung sind. Der geometrische Faktor R stellt das Verhältnis zwischen Grundrissfläche F und Umfang U des Prismas dar:

$$R = \frac{F}{U} \quad (15)$$

mit

$$U = 2 (B + H \tan \omega + e) \quad (16)$$

Es ist zu beachten, dass abhängig von der Kohäsion c des Bodens der Silodruck  $\sigma_v$  rechnerisch negativ werden kann. In einem solchen Fall ist das Prisma stabil (ohne Stützung) und belastet den darunterliegenden Keil nicht. Die Kraft V ist dann gleich Null zu setzen.

Die an den Stirnflächen des Keils wirkende resultierende Schubkraft  $T_s$  ergibt sich aus der Integration der entsprechenden Schubspannungen  $\tau$ , die in jedem Punkt (y, z) der 2 Stirnflächen die Coulombsche Bruchbedingung erfüllen (Grenzgleichgewichtszustand):

$$\tau(y, z) = \sigma_x(y, z) \tan \varphi + c \quad (17)$$

stability and quantitative assessments relating to the efficacy of possible stabilization measures. The calculation models presented in this report after [1] and [5] fulfil this requirement: they are simple and lucid, deal with all relevant problem parameters and enable valid calculations to be carried out in practice.

### Appendix 1

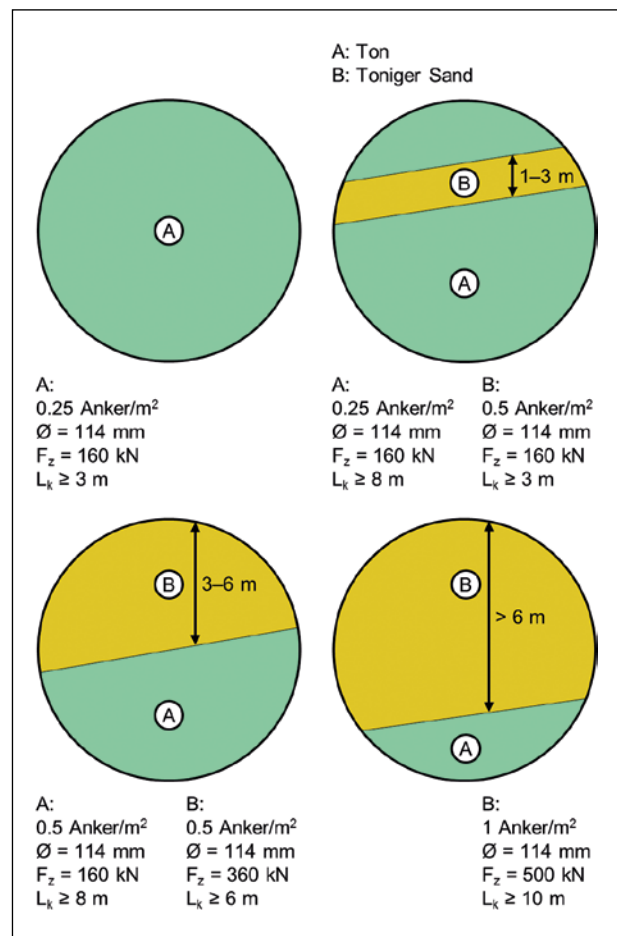
The conditions of equilibrium parallel and perpendicular to the direction of sliding

$$\begin{cases} (V + G) \cos \omega = T + T_s + S \sin \omega \\ N = S \cos \omega + (V + G) \sin \omega \end{cases} \quad (9)$$

and the Coulomb break hypothesis between the shearing force T and the normal force N

$$T = N \tan \varphi + c \frac{BH}{\cos \omega} \quad (10)$$

represent a linear equation system for N, T and the necessary supporting force S. By eliminating N and T and solution according to S, Equation 1 is obtained, which provides the necessary supporting force S for the case of a non-water-bearing soft ground.



13 Beispiel für Ortsbrustklassen (nach [5])  
Example for face categories (after [5])

wobei  $\sigma_x(y, z)$  die horizontale Spannung senkrecht zur Stirnfläche darstellt. Analog zur Silotheorie wird angenommen, dass das Verhältnis der horizontalen Spannung  $\sigma_x$  zur vertikalen Spannung  $\sigma_z$  konstant ist:

$$\sigma_x(y, z) = \lambda_k \sigma_z(y, z) \quad (18)$$

wobei  $\lambda_k$  den Seitendruckkoeffizient im Bereich des Keils darstellt ( $\lambda_k = 0.4-0.5$  [1]). Für die vertikale Spannung  $\sigma_z(y, z)$  im Bereich des Keils wird angenommen, dass sie lediglich von der Tiefe  $z$  abhängt und einen linearen Verlauf aufweist (Bild 14) [11]:

$$\sigma_z(y, z) = (H - z) \gamma + \frac{z}{H} \sigma_{v, \text{Keil}} \quad (19)$$

wobei  $\sigma_{v, \text{Keil}}$  die aus dem Prisma herrührende vertikale Spannung an der waagerechten Begrenzungsfläche des Keils darstellt. Da letztere in der Regel kleiner als die Grundrissfläche des Prismas ist (aufgrund der ungesicherten Länge  $e > 0$ ), ist die vertikale Spannung  $\sigma_{v, \text{Keil}}$  grösser als der Silodruck  $\sigma_v$ :

$$\sigma_{v, \text{Keil}} = \frac{B(H \tan \omega + e)}{B H \tan \omega} \sigma_v = \left(1 + \frac{e}{H \tan \omega}\right) \sigma_v \quad (20)$$

Durch Zusammenfügen und Umformen der Gleichungen 17 bis 20 und die anschliessende Integration der resultierenden Gleichung erhält man folgende Formel für die Kraft  $T_s$ :

$$T_s = H^2 \tan \omega \left(c + \lambda_k \tan \varphi \frac{2\sigma_{v, \text{Keil}} + H\gamma}{3}\right) \quad (21)$$

Die Vergleichsberechnungen von [12] und [13] mit einem fortgeschrittenen Berechnungsmodell, das die Silotheorie auch im Bereich des Keils anwendet (somit erübrigen sich die Annahmen betreffend Seitendruckkoeffizient  $\lambda_k$  und Verlauf der Vertikalspannung  $\sigma_z$ ), bestätigen die Eignung der obigen Annahmen für die Ermittlung der Schubkraft  $T_s$ .

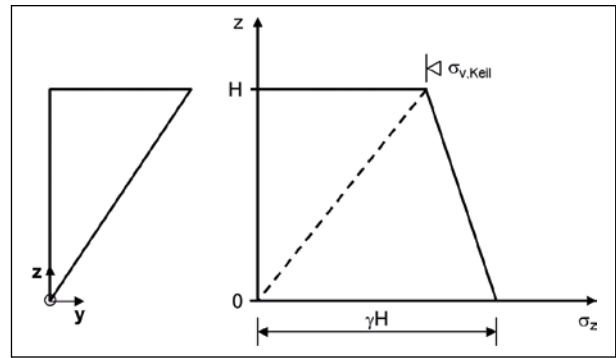
## Anhang 2

Die Gleichung 2, welche die erforderliche Stützkraft  $S$  für den Fall der kurzfristigen Standsicherheit eines wasserführenden Lockergesteins niedriger Durchlässigkeit angibt (undrainiertes Verhalten, Abschnitt 2.2), berechnet sich analog zum Anhang 1. Die nachfolgenden Unterschiede sind dabei zu beachten.

Der Silodruck  $\sigma_v$  ergibt sich aus der Gleichgewichtsbetrachtung des Prismas unter Berücksichtigung eines über die Höhe des Prismas konstanten Scherwiderstands  $s_u$ :

$$\sigma_v = T\gamma \left(1 - \frac{s_u}{R\gamma}\right) + \sigma_o \quad (22)$$

Für hohe Werte des undrainierten Scherwiderstands ( $s_u > R\gamma + \sigma_o R/T$ ) ergibt diese Gleichung einen negativen



14 Annahme über den Verlauf der vertikalen Spannung im Bereich des Keils (nach [11])  
Assumption of the course of the vertical stress at the wedge (after [11])

For the dead weight of the wedge  $G$ :

$$G = \gamma \frac{1}{2} B H^2 \tan \omega \quad (11)$$

applies, with  $\gamma$  describing the specific weight of the ground and  $B$  and  $H$  the width resp. the height of the face.

The force  $V$ , which the prism exerts on the wedge, is ascertained as follows:

$$V = F \sigma_v \quad (12)$$

with  $F$  describing the ground-plan area of the prism and  $\sigma_v$  the vertical stress at the height of the tunnel roof.  $F$  is determined as follows ( $e$  represents the unsecured length):

$$F = B (H \tan \omega + e) \quad (13)$$

$\sigma_v$  is calculated by the generally known stress theory by Terzaghi (silo theory) [9]:

$$\sigma_v = \frac{R\gamma - c}{\lambda \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{\lambda \tan \varphi}{R}}\right) + \sigma_o e^{-\frac{\lambda \tan \varphi}{R}} \quad (14)$$

with  $c$  and  $\varphi$  the shearing strength parameters of the soil,  $T$  the depth of the tunnel,  $\lambda = 0.8-1.0$  [10] the lateral pressure coefficient and  $\sigma_o$  a possible surface load. The geometrical factor  $R$  represents the ratio between the ground-plan area  $F$  and the extent  $U$  of the prism:

$$R = \frac{F}{U} \quad (15)$$

with

$$U = 2 (B + H \tan \omega + e) \quad (16)$$

It should be observed that depending on the cohesion  $c$  of the soil, the silo pressure  $\sigma_v$  can calculatively be negative. In such a case the prism is stable (without support) and does not exert a load on the wedge beneath it. The force  $V$  should then be set at zero.

Wert. In diesem Fall hat die Berechnung mit  $\sigma_v = 0$  zu erfolgen.

Da die an den 2 vertikalen Stirnflächen wirkende Schubspannung ebenfalls konstant und gleich ist mit dem undrainierten Scherwiderstand  $s_u$ , gilt für die Schubkraft  $T_s$ :

$$T_s = s_u H^2 \tan \omega \quad (23)$$

### Literatur/References

- [1] Anagnostou, G.; Kovári, K.: The face stability of slurry-shield driven tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology* 9 (1994), No. 2, S. 165–174
- [2] Anagnostou, G.; Kovári, K.: Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology* 11 (1996), No. 2, S. 165–173
- [3] Perazzelli, P.; Leone, T.; Anagnostou, G.: A limit equilibrium method for the assessment of the tunnel face stability taking into account seepage forces. *Underground – the way to the future, World Tunnel Congress, Geneva*, S. 715–722, Taylor & Francis Group London (2013)
- [4] Anagnostou, G.; Zingg, S.: Über die statische Auswirkung der vorausseilenden Gebirgsdrainagen im Tunnelbau. *Geomechanics and Tunnelling* 6 (2013), No. 4, S. 338–354
- [5] Anagnostou, G.: Standsicherheit im Ortsbrustbereich beim Vortrieb von oberflächennahen Tunneln. *Bau-technik und funktionelle Ausschreibung, Internationales Symposium, Zürich*, S. 85–95, Stäubli Verlag AG Zürich (1999)
- [6] Ostermayer, H.: *Verpressanker. Grundbau-Taschenbuch – Teil 2: Geotechnische Verfahren*, 6. Auflage, S. 167–210, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH Berlin (2001)
- [7] Anagnostou, G.; Perazzelli, P.: The stability of a tunnel face with a free span and a non-uniform support. *Geotechnik* 36 (2013), Heft 1, S. 40–50
- [8] Anagnostou, G.; Serafeimidis, K.: The dimensioning of tunnel face reinforcement. *Underground space – the 4th dimension of metropolises, World Tunnel Congress, Prague*, S. 291–296, Taylor & Francis Group London (2007)
- [9] Terzaghi, K.; Jelinek, R.: *Theoretische Bodenmechanik*. Springer-Verlag Berlin (1954)
- [10] Melix, P.: *Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel*. Veröffentlichung 103, Institut für Boden und Felsmechanik der Universität Fridericiana Karlsruhe (1987)
- [11] Walz, B.; Pulsfort, M.: *Rechnerische Standsicherheit suspensionsgestützter Erdwände, Teil 1. Tiefbau, Ingenieurbau, Strassenbau* 25 (1983), No. 1, S. 4–7
- [12] Serafeimidis, K.; Ramoni, M.; Anagnostou, G.: *Analysing the stability of reinforced tunnel faces. Geotechnical Engineering in urban environments, XIV European*

The resultant shearing force  $T_s$  acting on the lateral surfaces of the wedge is obtained from integrating the corresponding shearing stresses  $\tau$ , which fulfil the Coulomb failure hypothesis in each point  $(y, z)$  of the 2 lateral surfaces (limit equilibrium state):

$$\tau(y, z) = \sigma_x(y, z) \tan \phi + c \quad (17)$$

with  $\sigma_x(y, z)$  representing the horizontal stress perpendicular to the front surface. In similar fashion to the silo theory, it is assumed that the ratio of the horizontal stress  $\sigma_x$  to the vertical stress  $\sigma_z$  is constant:

$$\sigma_x(y, z) = \lambda_k \sigma_z(y, z) \quad (18)$$

with  $\lambda_k$  representing the lateral pressure coefficient at the wedge ( $\lambda_k = 0.4–0.5$  [1]). It is assumed for the vertical stress  $\sigma_z(y, z)$  at the wedge that it merely depends on the depth  $z$  and possesses a linear course (Fig. 14) [11]:

$$\sigma_z(y, z) = (H - z) \gamma + \frac{z}{H} \sigma_{v, \text{Wedge}} \quad (19)$$

with  $\sigma_{v, \text{Wedge}}$  representing the vertical stress at the horizontal periphery of the wedge resulting from the prism. As generally the latter is smaller than the prism's ground-plan area (owing to the unsecured length  $e > 0$ ), the vertical stress  $\sigma_{v, \text{wedge}}$  is larger than the silo pressure  $\sigma_v$ :

$$\sigma_{v, \text{Wedge}} = \frac{B(H \tan \omega + e)}{B H \tan \omega} \sigma_v = \left(1 + \frac{e}{H \tan \omega}\right) \sigma_v \quad (20)$$

By merging and reforming Equations 17 to 20 and the subsequent integration of the resultant equation the following formula for the force  $T_s$  is obtained:

$$T_s = H^2 \tan \omega \left( c + \lambda_k \tan \phi \frac{2\sigma_{v, \text{Wedge}} + H\gamma}{3} \right) \quad (21)$$

The comparative calculations of [12] and [13] with a progressive calculation model, which applies the silo theory at the wedge as well (in this way the assumptions relating to the lateral pressure coefficient  $\lambda_k$  and the course of the vertical stresses  $\sigma_z$  are dispensed with), confirm the suitability of the above assumptions for determining the shearing force  $T_s$ .

### Appendix 2

The Equation 2, which provides the necessary supporting force  $S$  for the case of the short-term stability of water-bearing soft ground with low permeability (undrained behaviour, Chapter 2.2), is worked out in similar fashion to Appendix 1. The following differences must be observed in this connection.

The silo pressure  $\sigma_v$  results from the equilibrium consideration of the prism taking a shear resistance  $s_u$ , which is constant over the height of the prism:

$$\sigma_v = T\gamma \left(1 - \frac{s_u}{R\gamma}\right) + \sigma_o \quad (22)$$



conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Madrid, Volume 2, S. 1079–1084, Millpress Science Publishers Rotterdam (2007)

- [13] Anagnostou, G.: The contribution of horizontal arching to tunnel face stability. *Geotechnik* 35 (2012), Heft 1, S. 34–44

This equation provides a negative value for high values of the undrained shear resistance ( $s_u > R\gamma + \sigma_o R/T$ ). In this case, the calculation must be executed with  $\sigma_v = 0$ .

As the shearing stress acting on the 2 vertical lateral surfaces is also constant and is equal to the undrained shear resistance  $s_u$ ,

$$T_s = s_u H^2 \tan \omega \quad (23)$$

applies for the shearing force  $T_s$ .

Daniele Peila, Prof. Dr., Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Politecnico di Torino/I

# Face Reinforcement

## Execution Aspects and Experiences from Italy

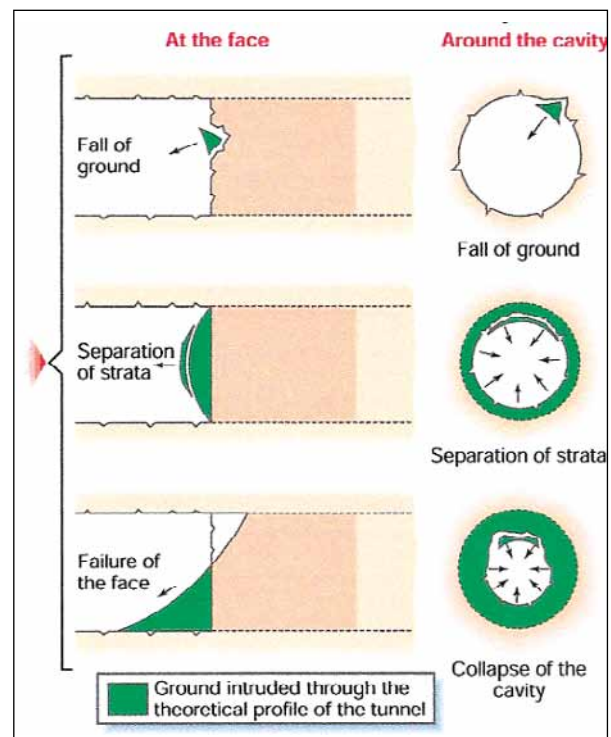
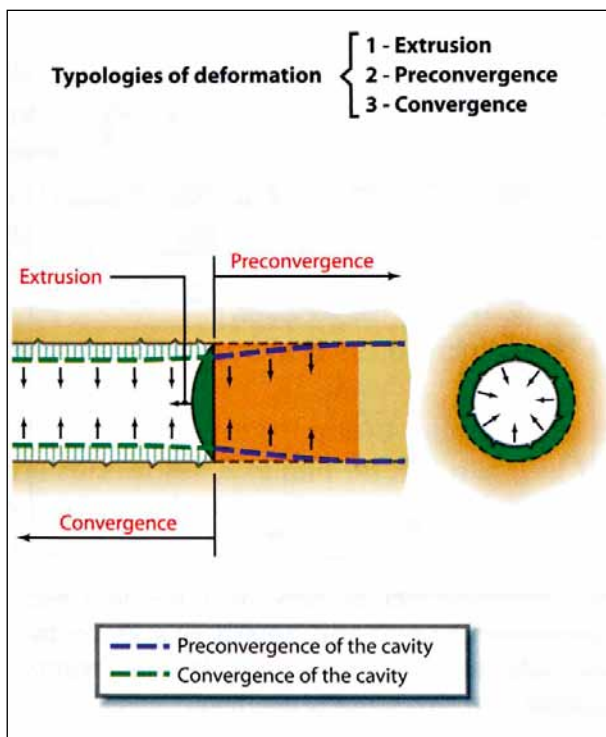
Tunnel face reinforcement has become a frequent application in conventional tunnelling when poor geotechnical properties are to be faced. The obtained results in terms of stability of the tunnel, worker's health and safety, speed of works and control has been very good in many relevant examples. In the following paper the basic concepts of these technology and some important technological aspects are shortly summarized and discussed.

### 1 Introduction

"Auxiliary construction measures are activities that are undertaken ahead of the tunnel excavation in order to ensure the stability of the cavity, limit deformation or to reduce water ingress during construction" [1]. Among them, the practice of introducing and grouting reinforced fiber glass pipes or bars, steel elements or jet grouting columns into the core to be excavated, in order to keep the tunnel face stable during the works and to control or limit the tunnel displacements and to manage the possible instability phenomena is widely diffused in conventional tunnelling (Fig. 1). The WG 19-ITA report [26] highlights: "Face bolts are often necessary to stabilize or reinforce the face. Depending on the relevant hazard scenario, the bolt type and length have to be determined in the design.

Practically any bolt type or length is possible. As protection against rock fall, spot bolts may be sufficient whereas in difficult ground conditions (e.g. squeezing rock and soils) systematic anchoring with a high number of long, overlapping steel or fiberglass bolts may be necessary. Face bolts are placed during the excavation sequence, if necessary in each round or in predefined steps."

Tunnel face reinforcement has become a frequent application in Italy, when tunnelling with conventional method in soils with poor geotechnical properties, since the eighties. The obtained results in terms of safety (i.e. stability of the tunnel and worker's health and safety), speed of works and control of the tunnel stability has been very good. The use of this design approach allowed the designers to enlarge the excavation size



1 Scheme of the displacements around a tunnel and of the mechanism of instability as proposed by Lunardi [14, 15]

## Verstärkung der Ortsbrust

### Praktische Erfahrungen aus Italien

Die Verstärkung der Ortsbrust bei Tunnelbauprojekten ist unter ungünstigen geotechnischen Bedingungen mittlerweile gängige Praxis. Die erzielten Resultate bei Tunnelstabilität, Gesundheit und Sicherheit der Arbeiter, Arbeitsfortschritt und Kontrolle sind vielfach sehr ermutigend. Im folgenden Beitrag werden die grundlegenden Konzepte dieser Technologie und einige wichtige technologische Aspekte kurz zusammengefasst und diskutiert.

## Renforcement du front de taille

### Les expériences pratiques de l'Italie

Dans les cas de conditions géotechniques défavorables, le renforcement du front de taille est devenue pratique courante. Les résultats obtenus en matière de stabilité du tunnel, de santé et de sécurité des ouvriers, d'avancement du travail et de contrôle sont souvent très encourageants. L'article suivant résume brièvement les concepts de base de cette technologie et discute de quelques aspects technologiques importants.

## Rafforzamento del fronte di scavo

### Esperienze pratiche dall'Italia

Il rafforzamento del fronte di scavo con progetti di costruzione di gallerie è ormai anche in condizioni geotettoniche sfavorevoli, una prassi di uso corrente. I risultati ottenuti riguardo alla stabilità della galleria, alla salute e alla sicurezza degli operai, al progredire del lavoro e al controllo, sono molto incoraggianti. Nel seguente intervento vengono brevemente riassunti e discussi i concetti basilari di questa tecnologia e alcuni aspetti tecnologici.

up to a full face excavation, with a better "industrialization" of the tunnelling process since bigger and more efficient machines could be used (Fig. 2) [11, 15, 22, 3].

Tunnel face reinforcement with fiberglass fully grouted elements, that was initially developed to be used together with mechanical precut in clay, has then been widely applied to other geotechnical conditions as the unique type of reinforcement [11, 13, 15] or together with other ground reinforcement techniques ahead of the face such as forepoling or steel pipe umbrella, permeation grouting and jet grouting arch [22, 18, 21]; as clearly stated by Anagnostou and Ehrbar [1]: "The purpose, ranges and limit of application of auxiliary construction measures are manifold. Depending on the problem and the geotechnical situation, one or more measures, separately or combined with the others, may be expedient". That is to say that, more in general, in many cases there is not a unique technical solution [10] and the designer should evaluate the most convenient alternative in terms of safety,

time and cost with the understanding of the hazard scenario and with a development of a risk analysis, as suggested in WG 19 ITA report [26]. In cases where the initial risk level is not acceptable, the mitigation countermeasures should be identified and designed with the evaluation of the "residual risk level" as proposed by Grasso, Grasso et al. [6, 7] and Guglielmetti et al. [9].

Fig. 3 shows a scheme proposed by Hoek [10] where various alternatives (anyway not exhaustive) for tunnel pre-supports are presented referring to different geological situation and different alternatives of parzialization of the excavation face.

The application of tunnel reinforcing techniques ahead of the tunnel face, such as jet grouting arch, steel pipe umbrella and precut, can stabilize the tunnel boundary in radial direction, but longitudinal movements of the face requires to be controlled with longitudinal elements such as jet grouting columns or fiberglass elements, usually fully grouted (Fig. 4).



2 View of the installation of the face reinforcements and excavation phases of one of the high speed railway tunnels between Bologna and Florence (Photos: Eng. Pigorini)



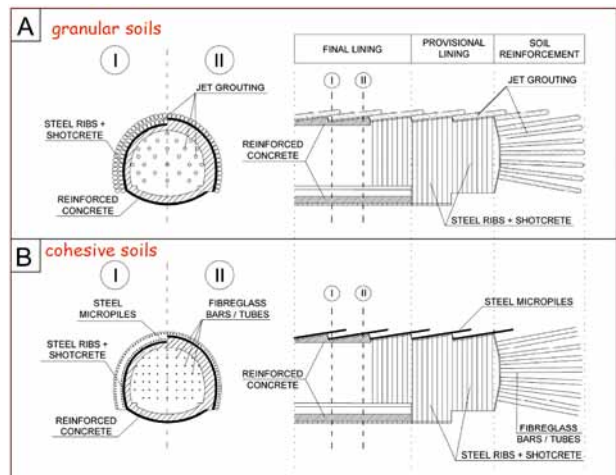
	MULTIPLE HEADINGS	TOP HEADING AND BENCH	FULL FACE EXCAVATION
NO SQUEEZING	Safety rockbolts in crown with 50 mm thick shotcrete	Safety rockbolts in crown with 50 mm thick shotcrete	Safety rockbolts, 50 mm thick shotcrete and face buttress
MINOR SQUEEZING	Rockbolts, 100 mm thick shotcrete and face buttress	Steel sets in shotcrete with elephant foot and invert lining	Lattice girders, shotcrete, fiber-glass dowels grouted in face
SEVERE SQUEEZING	Partial face excavation, 150 mm thick shotcrete lining and invert	Steel sets in shotcrete, grouted fiberglass dowels in face	Forepoles, steel sets, grouted fiberglass dowels in face
V. SEVERE SQUEEZING	200 mm thick shotcrete linings, self-drilling rockbolts	Forepoles, fiberglass dowels, micropile foundations for sets	Dense forepole or jet grout umbrella and face support
EXTREME SQUEEZING	Central pillar, lattice girders embedded in 250 mm thick shotcrete lining, no rockbolts	Forepole umbrella, steel sets with sliding joints, close temporary and final inverts	Sliding joint Split into two smaller tunnels and use steel sets with sliding joints in 250 mm shotcrete

3 Tunnel presupport schemes as proposed by Hoek [10]

Maintaining the stability of a tunnel face during the excavation is an important engineering design issue since, if not controlled, failure at the face can progress quickly toward the surface and cause the tunnel collapse or induce an unacceptable surface subsidence (when tunnelling at shallow depths). This concept was already well known to old miners who, to cross a fractured rock mass with a tunnel drift, already used the insertion of timbers ahead of the face (Fig. 5a) and a creation of a frame for face support (Fig. 5b).

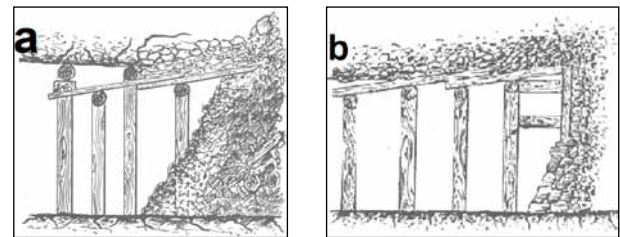
Generally speaking the knowledge of the rock mass behavior, ahead of the tunnel face, without or with reinforcements, is an indispensable premise for a correct design of the tunnel supports, of the geometry of the reinforcements or pre-reinforcements, of the best operative sequence and the admissible distance from the face and the supports and of the excavation section. As intuitive, the behaviour of the tunnel face plays a fundamental role in the overall stability conditions as remarked by the classification systems proposed in by Lombardi [12], Russo et al. [24] and Lunardi [11, 15]. Moreover, the latter author, after highlighting the importance of the rigidity of the advance core in the definition of the deformation behaviour of the tunnel and the manifestations of instabilities of the cavity, proposed a design approach (ADECO-RS) that is based on the strict control of the deformation behavior (extrusion of the face, preconvergence and convergence) of the core by a systematic use of face reinforcement, on a full face excavation and the closing of the support elements near the face.

In deep tunnels, ground reinforcing interventions ahead of the tunnel face act prevalently by:

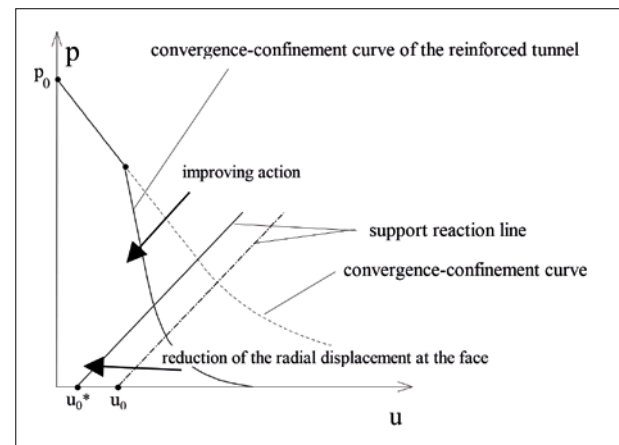


4 General scheme of face reinforcement using sub-horizontal jet grouting columns and fiber glass elements [6]

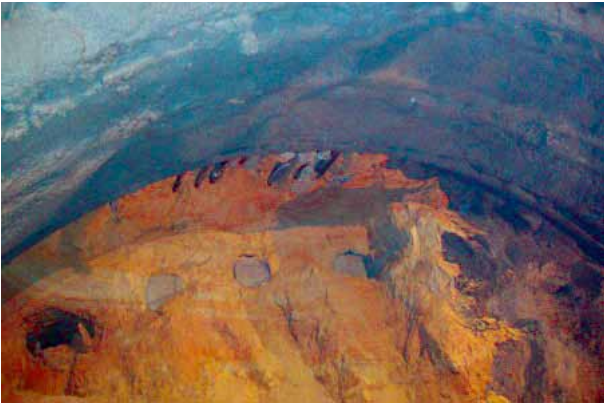
- reducing the plastic deformations of the rock in the core and, at the same time, its displacement towards the already excavated tunnel;
- controlling the radial displacement of the tunnel walls close to the excavation face. This effect offers the advantage of controlling the radial extension of the plastic zone and above all limiting the presence of portions of the ground that reach residual plastic conditions, to which, generally, low strength parameters are associated;
- guaranteeing local stability of the face, so as to prevent the detachment or sliding of portions of the rock mass.



5 Old schemes for the pre-support ahead of the tunnel face (a) and face support (b) when mining a rock mass fractured zone [8]



6 Synthesis of the actions that are carried out by face reinforcement in a deep tunnel through an analysis with the convergence-confinement method



7 Face consolidated with jet-grouting in a sandy face (Cossato Tunnel, north portal)

Due to these complex actions and since the stresses and displacements ahead of the tunnel face is three-dimensional and a detailed study of the tunnel face reinforcement effect on the stability with the evaluation of the residual risks, should be always carried out to be able to correctly design this technology. In Fig. 6 simplified scheme of the effects induced by face reinforcement in deep tunnels is presented based on the convergence-confinement curve. When some reinforcements, such as radial reinforcements at the tunnel boundary, are present, the ground parameters improve in the reinforced zone and the convergence-confinement curve improves. Other reinforcement interventions carried out ahead of the excavation face induce a reduction of the radial displacements of the tunnel perimeter in correspondence to the face, as a consequence, the reaction line of the supports starts at a smaller displacement value.

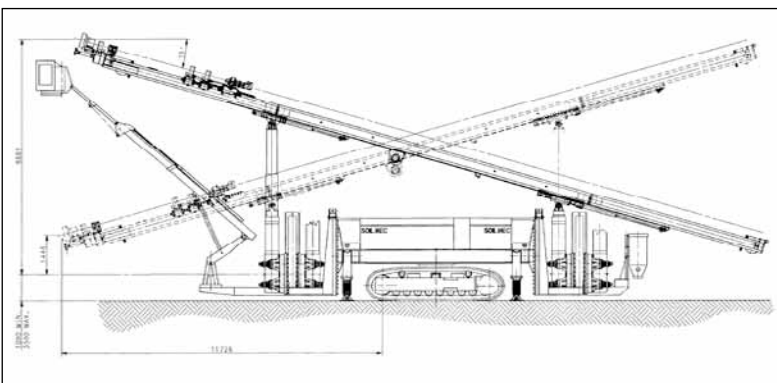
## 2 Technological aspects

The effectiveness of the reinforcement depends on the nature and condition of the soil being reinforced and on the characteristics of the reinforcement system used. For face reinforcement the following main technologies can be considered: nailing fully grouted elements or jet grouting sub-horizontal columns (Fig. 7) sometimes also subvertical columns for surface tunnels can be used.

When a nailing system is considered the following parameters influence the design: nail density, length, stiffness, strength and bond capacity, therefore, over the years, the improvements have mainly concerned the materials of the reinforcing elements and the materials and mixes for injections. On the other side since the installation is a large time consuming operation great improvements on the equipments were implemented to achieve long drilling length and high speed of installation (Fig. 8).

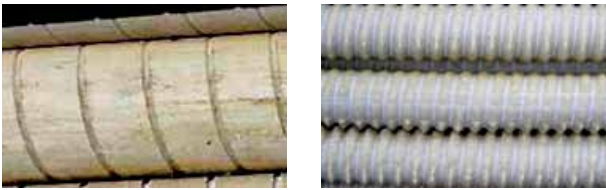
Pipes or plate elements made of Glass Fiber Reinforced Polymer (generally called fiberglass) were adopted since the 1990s in all the applications thanks to its high tensile strength, low unit weight and easy removal by the common excavating equipment. Introducing and grouting these reinforcing elements into the soil combines the stiffening features of the fiberglass elements with the stabilizing action of the grout. Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) is composed by parallel and continuous glass fibers embedded in a polymer matrix.

The higher the fiber content is the higher is the tensile strength since the process of pultrusion enables a fiber content ranging between 50 to 70%, the today trend is to rise up at the maximum value the content of fibers. Together with the tensile strength of the element, the resistance to pull out is a design key parameter. Usually the elements are grouted



8 Example of a modern double boom machine (Trevi SM605 AV). Stroke: 24 m; radius of consolidation treatment at 0°: 3,600 to 6,600 mm; height from working level of slew ring rotation centres: 1,000 to 3,500 mm; max. distance from the tunnel face: 12 m; short boom to drill with inclinations: from 16° to 37°; max. power (2 separate motors): 349 kW (Source: TREVI)



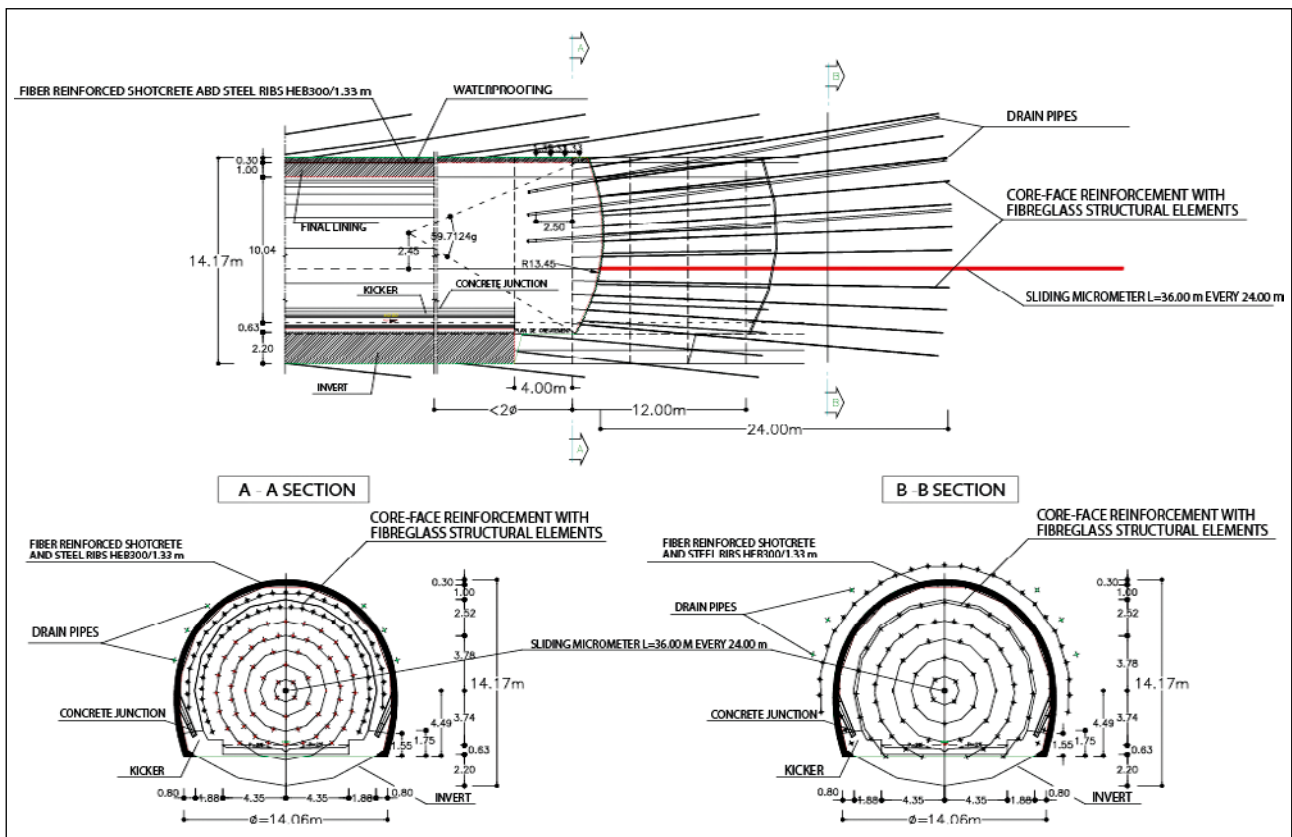


9 a) GFRP pipes: 60/40 pipe with spiral groove [27]  
 b) GFRP pipes: 60/40 CRG corrugated pipe [27]

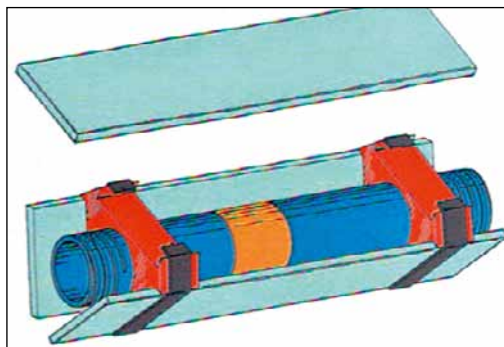
inside drilled boreholes. The GFRP pipe with improved adherence is traditionally obtained by etching a spiral groove along the external surface. The depth of the etching could be equal to 2 mm in a 60/40 pipe. This construction procedure cuts the external glass fibers therefore the content of continuous fibers decreases. Alternatively a phase of preforming of the pipe,

before the polymerisation of the resin can be used to create a corrugated external profile thus maintaining the longitudinal continuity of the glass fibers (Fig. 9, 10 and Table 1).

The injection can be carried out from a small pipe directly connected with the fiberglass pipe or from the pipe itself. This procedure do not allow the use of high pressure and the mix is usually a standard stable water-cement-mix. Recently swelling mixes were used with good results, to allow an improvement of the soil around the hole. The fiberglass pipes can also be provided with manchettes to allow a pressure injection using a packer. The injection pressure is limited by the strength of the pipe itself. To overcome these limitations, reinforcing elements with different shapes ("I" and "Y" profiles) were developed. The "I" and "Y" elements have a remark-



10 Application scheme of fiber glass elements at the face of Tartaguille tunnel [15]



11 Example of the reinforcement element obtained with plate elements assembled around and injection pipe with "manchette". Shown on the right side is the assembly of the element directly on the job site



ably large contact surface so that, when grouted, they have a good connection with grout mix and can be installed with a manchette PVC pipe that can be used for pressure injection. Furthermore the assembly of "I" elements around the injection pipe can be carried out directly on the job site, thus simplifying the transport problems (Fig. 11). Another interesting innovation is the development of self drilling fiber glass bolts that can be used for application in soft soils (Fig. 12).

In particularly difficult conditions, in water bearing rock masses 2 new technologies for soil nailing were recently introduced, named PERGround (Fig. 13). The main innovative feature is the presence of an expandable geotextile sheath which wraps the fiberglass reinforcing pipe for the whole of the length. This technology was recently used in Timpa delle Vigne tunnel which is located along the Salerno-Reggio Calabria motorway (South of Italy). The tunnel has been excavated in metamorphic phyllitic schist with a cross section ranging between 150 m<sup>2</sup> and 170 m<sup>2</sup> and a maximum overburden of 65 m. During the excavation greatly weathered condition of the phyllitic schist and high pore water pressures were experienced, inducing a remarkable rate of convergence.

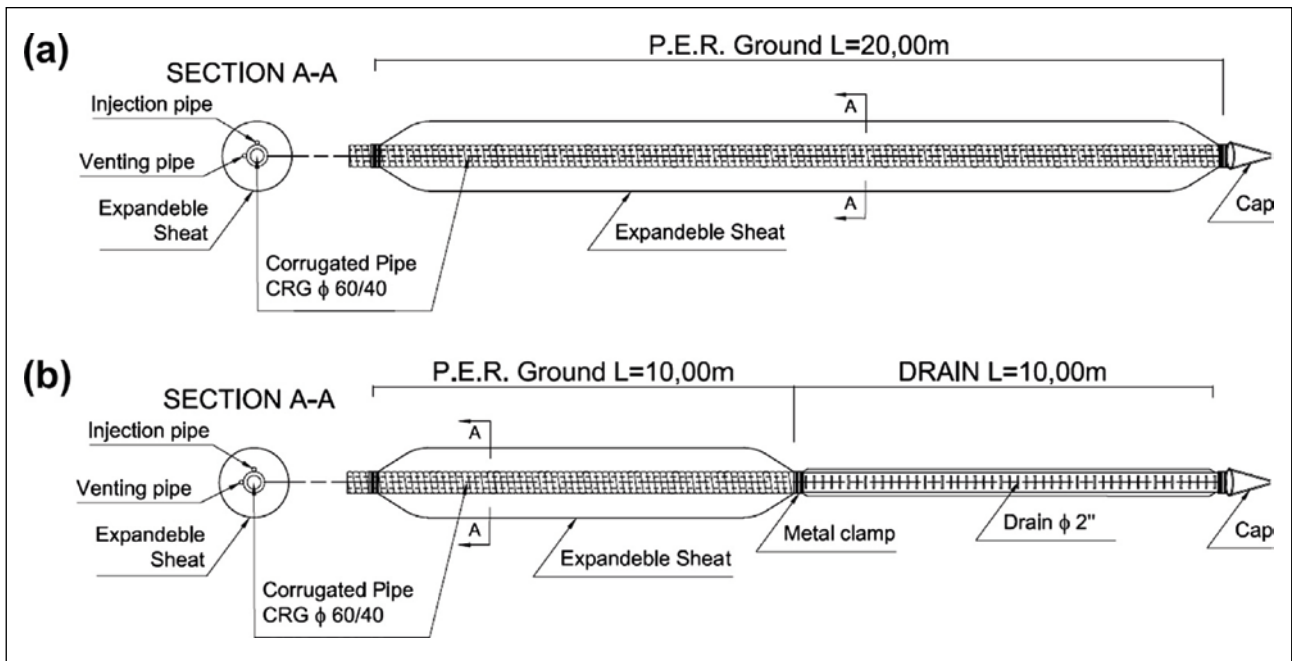


12 Example of the self drilling fiberglass bolt (Source: Sireg)

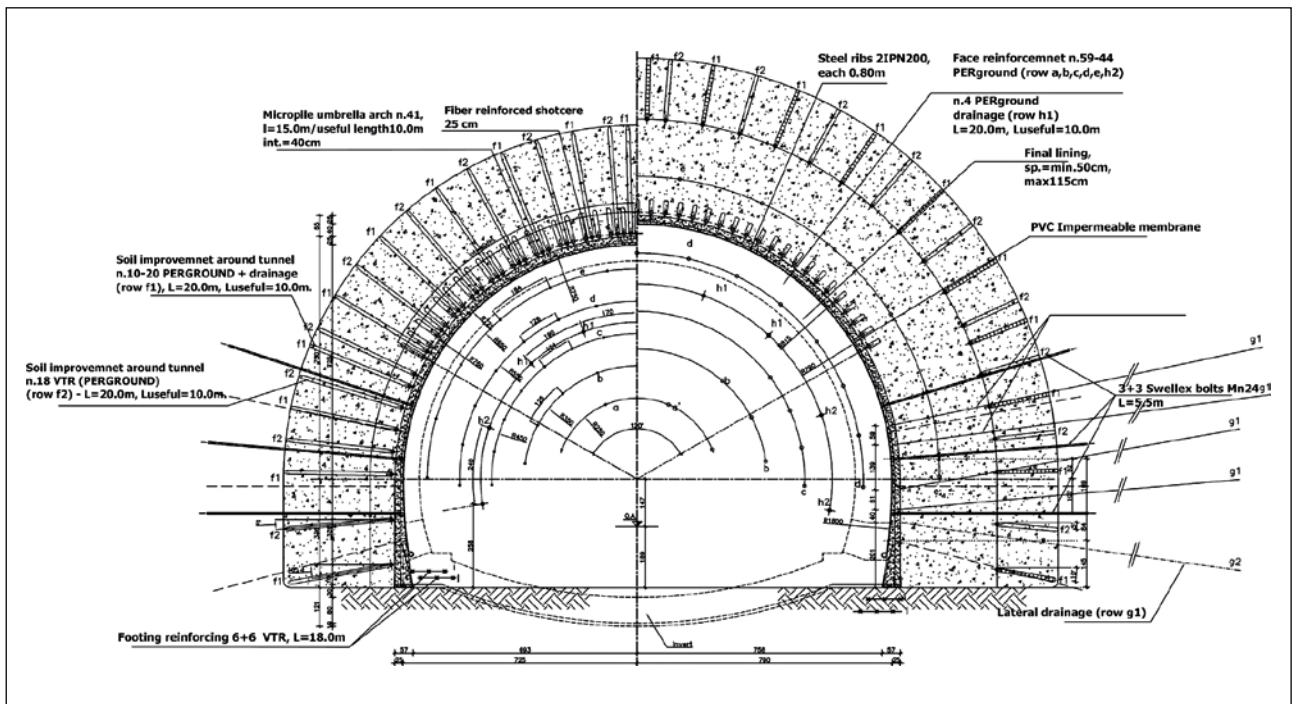
The use of the PERGround solution allowed to apply an effective reinforcement and to induce a substantial reduction in pore water pressures, especially at the tunnel face (Fig. 14). The good result which was achieved in this application allows to highlight the importance of controlling the pore pressure at the face with proper drainage to improve the tunnel stability.

Reference Projekt						Features of the advance core reinforcement					
Work	Tunnel	Tunnel Length	Type of ground	Max. overburden	Dia-meter	Typo-logy	Type of ele-ments	Length	No.	Intensity	Material
		[m]		[m]	[m]			[m]		[n/sa.m]	
Rome-Florence High speed Rail line (1988)	Talleto	2700	sandy silts	60	7	PT + FGR	Tubular	15	25	0,35	Fiber glass
	Caprenne	2700	sandy silts	60	7	PT + FGR	Tubular	15	25	0,35	Fiber glass
	Poggio Orlandi	850	sandy silts	60	13	FGR	Tubular	15	50	0,43	Fiber glass
	Crepacuro	700	sandy silts	50	13	FGR	Tubular	15	50	0,43	Fiber glass
	Tasso	2000	sandy silts	90	13	FGR	Tubular	15	60	0,51	Fiber glass
	Terranova Le Ville	2600	Lacustrine deposits	90	13	FGR	Tubular	15	60	0,51	Fiber glass
Caserta-Foggia Rail line (1991)	S. Vitale	2500	Scaly clays	100	12	FGR + FGR	Tubular	18	49 + 50	0,41	Fiber glass
Ancona-Bari Rail line (1993)	Vasto	5000	Silty clays	135	12	HJG + FGR	Tubular	18	55	0,45	Fiber glass
Rome Metro Line A (1997)	Baldo degli Ubaldi	120	Clays and sandy silts	22	22	PT + FGR	Flats	25	47	0,37	Fiber glass
T.G.V. Mediterranee Marsiglia-Lione "G.V." Rail line (1998)	Tartaiguille	900	Overconsolidated clays	110	15	FGR	Flats	24	90	0,5	Fiber glass

Table 1 References of the first relevant applications of the face reinforcement with fiberglass elements [3]



13 The PERGround technology (a) is used only for ground reinforcement and (b) combination of mechanical action and drainage



14 Final design of the support and pre-reinforcements in Timpa delle Vigne tunnel [25]



15 Detail of the steel pipe used in the Serra dell'Ospedale tunnel and view of the pipe after installation with the grout mix injection





16 Excavation phase in Serra dell'Ospedale Tunnel

Recently, an application using self drilling steel pipes (diameter of 60.3 mm) on the face, were used in Serra dell'Ospedale Tunnel [16]. The pipes allowed a cement mortar to be injected at high pressure (200 bar) from nozzles on their top and they were used in a complex geological condition made of a chaotic mixture of clay and sand. During the excavation steel pipes were fist bent by the excavator and then cut off with a robust scissor supported by a truck carrier (Fig. 15, 16).

### 3 Conclusion

The use of longitudinal reinforcement to improve tunnel face stability has been widely applied in tunnelling with good results in terms of stability and speed of advancement. A correct design, however, is complex and designer should evaluate the most convenient alternative in terms of tunnel stability, safety, time and cost with the understanding of the hazard scenario and with a development of a risk analysis and if the initial risk level is not acceptable, mitigation measures should be identified and designed with the evaluation of the residual risk level.

### 4 Acknowledgement

Rocksoil SpA, Geodata SpA, Sireg SpA, Elas Geotecnica Srl, Italferr SpA, Spea Ingegneria Europa, Trevi SpA are greatly acknowledged for the scientific support to this research providing useful information. S. Airoldi, G. Anagnostou, M.

Barbero, R. Bindi, G. Cassani, A. Chierigato, E. Dal Negro, P. G. Grasso, D. Martinelli, D. Michelis, C. Oggeri, P.P. Oreste, R. Osgoui, S. Pelizza, M. Pescara, A. Pigorini, M. Tanzini and D. Vanni are greatly acknowledged for their help and for having generously shared their opinions and ideas with the author in the last years and during the preparation of this paper.

### References

- [1] Anagnostou G. and Ehrbar H. (2013). Auxiliary measures in tunneling, Editorial, Geomechanics and Tunnelling, Vol. 6 (June), pp. 186
- [2] Barla G. (1994). Scavo di gallerie in prossimità della superficie, MIR 94. Torino
- [3] Barla G. (2012). Scavo a piena sezione con rinforzo del fronte e rivestimento di tipo cedevole in condizioni spingenti, Volume: "L'evoluzione degli approcci progettuali e costruttivi nel campo delle opera in sotterraneo – 30 anni di Rocksoil", Rocksoil, Milano, pp. 112-135
- [4] Cassani G. (2013). "Val Fortore State Road 2012" – Excavation of tunnels in structurally complex formations, Geomechanics and Tunnelling, Vol. 6 (June), pp.197-214
- [5] Grasso, P.G., Mahtab M.A., Pelizza S. and Rabajoli G. (1993). Consideration for design of shallow tunnels. Proceedings of Int. Conf. Underground Transportation Infrastructures. Toulon
- [6] Grasso P.G. (2013). Jet Grouting. Design & Application to Tunnelling incl. case histories, WTC2013 training session 'Ground Improvement, Pre-Support & Reinforcement', handouts



- [7] Grasso P., Brino L., Xu S., Pelizza P. and Lanciani M. (1995) Excavation of a shallow tunnel in a complex formation under severe environmental constraints. ITA '95, Stuttgart, 6-11 May 1995
- [8] Gerbella L. (1947). *Arte mineraria*, Hoepli, Milano
- [9] Guglielmetti V., Grasso P., Mathab A. and Xu S. (2008) *Mechanized Tunnelling in urban areas*, Taylor and Francis, London, pp. 507
- [10] Hoek E. (2001). Big Tunnels in bad rock, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, September, (2001), pp. 726-740
- [11] Lunardi P. (1991). Aspetti progettuali e costruttivi nella realizzazione di gallerie in situazioni difficili: interventi di precontenimento del cavo, International conference: "Il consolidamento del suolo e delle rocce nelle realizzazioni in sotterraneo", SIG, Milano, 1991
- [12] Lombardi G. (1974). Tunnel support, Proc. 3rd Congress Int. Society Rock Mechanics, Denver, Vol. IIb, pp. 1515-1528
- [13] Lunardi P. (1995). Fiber glass tubes to stabilize the face of tunnels in difficult cohesive soils, *Materials and Engineering*, vol 6 (1-2), pp. 107-165
- [14] Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils, T&T International, May
- [15] Lunardi P. (2008) *Design and construction of tunnels- Analysis of controlled deformations in rock and soils (ADECO-RS)*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, p. 576
- [16] Pelizza S., Sodero G., Belcastro D., Silletta L., Sanna G., Gemelli A., Caruso F. and Mignelli C. (2011). Metodo innovativo per la prearmatura in avanzamento ed il rinforzo del fronte con tubi in acciaio autopercoranti per la costruzione di una galleria in sabbie instabili sull'autostrada SA-RC, *Gallerie e grandi opere sotterranee*, 100 pp.
- [17] Oreste P.P. and Peila D. (2000). I consolidamenti come mezzo per permettere lo scavo meccanizzato di gallerie, VIII Ciclo di Conferenze di Meccanica e Ingegneria delle Rocce: Lo scavo meccanizzato delle gallerie, Parton Editore, Bologna, pp. 217-274
- [18] Peila D. (1994). A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. *Geotechnical and Geological Engineering*, 12, pp 145-168
- [19] Peila, D. and Poma, A. (1995). Study of tunnel face reinforcement with longitudinal elements. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee*, 45, pp. 38-49
- [21] Peila D., Oreste P.P., Pelizza S. and Poma A. (1996). Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on the stability of a tunnel face, *North American Tunnelling '96*, Washington, Balkema, Rotterdam, 425-432
- [22] Peila D. and Pelizza S. 2003. Ground reinforcing and steel pipe umbrella system in tunnelling, *Rational Tunnelling*, Logos Verlag, Berlino: 93-132
- [23] Pelizza S. and Peila D. (1993). Soil and rock reinforcements in tunnelling, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 8, n.3, Pergamon Press, Oxford: 357-372
- [24] Perazzelli, P. and Anagnostou, G. (2013) Stress analysis of reinforced tunnel faces and comparison with the limit equilibrium method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 8, pp. 870-898
- [25] Russo G., Kalamaras G. and Grasso P. (1998). A discussion on the concept of geomechanical classes, behavior categories and technical classes for an underground project, *Gallerie e Grandi Opere in Sotterraneo*, 54
- [26] Sterpi D., Rizzo F., Renda D., Aguglia F. and Zenti C. (2013). Soil nailing at the tunnel face in difficult conditions: A case study, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 38, pp.129-139
- [27] WG 19 – ITA REPORT (2009) General report on conventional tunnelling method, <http://www.ita-aites.org/fr/publications/wg-publications/content/24/working-group-19-conventional-tunneling>, ISBN 978-2-9700624-1-7
- [28] Zenti C., Cassani G. and Sterpi D. (2012) Technical Solutions for Soil Nails in Tunnel Face Reinforcement and Drainage, *World Tunnel Congress 2012*, Bangkok, 18-23 May 2012



Alberto Belloli, Dr. sc., Dipl. Masch.-Ing. ETH, Belloli SA, Grono/CH

# Ankerung im Tunnelbau

## Die zur Verfügung stehenden Mittel

Felsanker sind als effizientes und wirtschaftliches Sicherungsmittel im Tunnelbau nicht mehr wegzudenken. Nach einer Zusammenfassung der Felsankerungsgrundsätze werden die gängigsten Ankertypen und ihre Funktionsweise beschrieben. Vor- und Nachteile werden diskutiert. Abschliessend wird aufgezeigt, wie Felsanker auch für die Ortsbrustsicherung flexible und bewährte Lösungen anbieten können.

# Rockbolting in Tunnelling

## Available Systems

Operating in today's tunnelling industry without the efficiency and economical advantage of rockbolts as means of rock support measures is outright unthinkable. After a summary of the basic principles of rock bolting follows the description of the main rockbolt types and their mode of operation. Advantages and disadvantages are discussed. The final chapter shows how rockbolts can provide flexible and successfully proven solutions for rock face stabilization.

### 1 Einleitung

Erste Entwicklungen von Felsankern gab es bereits im späten 19. Jahrhundert. Diese hatten zunächst mit der konservativen Einstellung der Minengesellschaften und dem fehlenden Verständnis für ihre Wirkungsweise zu kämpfen; den Durchbruch schafften Ankersysteme schliesslich nach dem Zweiten Weltkrieg [1, 2]. Heute werden jährlich Millionen von Felsankern sowohl im Minen- als auch im Tunnelbau versetzt und sind als effiziente und wirtschaftliche Sicherungsmittel nicht mehr wegzudenken.

**Bild 1** zeigt die verfügbaren Sicherungsmassnahmen und die Gliederung der gängigsten Ankertypen. Auf die restlichen Sicherungsmassnahmen wird hier nicht weiter eingegangen.

#### 1.1 Warum Felsanker?

Sinn und Zweck einer Sicherungsmassnahme ist es, die eigene Stützwirkung des Gebirges zu verbessern. Die meisten Sicherungsmassnahmen wie Stahlbögen, Gitterträger und Spritzbeton stützen das Gebirge extern, sie sind nicht Teil der Felsmasse. Sie entfalten ihre passive Wirkung erst, indem sie Last übernehmen wenn sich das Gebirge deformiert. Felsanker werden hingegen in Bohrungen versetzt und in der Regel verpresst und werden somit Teil der Felsmasse, welche dadurch verstärkt wird (wie eine Bewehrung bzw. Vorspannung).

Die in **Bild 1** dargestellten Sicherungsmassnahmen werden in der Regel in Kombination eingesetzt mit dem Ziel, die optimale Felsstützung zu erreichen.

### 1 Introduction

The first rockbolts were applied in the late 19<sup>th</sup> century. However, the new method of rock support was not received with much interest, mainly due to the conservative nature of the mining companies combined with a poor understanding of how the rockbolts really worked. Rockbolt systems experienced their break-through after World War II [1, 2]. Nowadays millions of rockbolts are used yearly. Operating in today's tunnelling and mining industries without their efficiency and economical advantage as means of rock support measures is outright unthinkable.

**Fig. 1** summarizes the available rock support measures and groups state-of-the-art rockbolts. The remaining rock support measures are not further discussed.

#### 1.1 Why Rockbolts?

The sense and purpose of rock stabilizing is to reinforce the self-supporting effect of the ground. Most of the support systems as steel ribs, lattice girders and shotcrete support the rock externally, meaning that they do not become an integrated part of the rock mass themselves. They develop their passive force by taking over the load in case of rock deformation. Rock bolts on the contrary are installed into drill holes and thus become part of the rock mass, which as a consequence is reinforced (similar to reinforcement resp. to a pre-tensioning).

The support systems shown on **Fig. 1** are generally used as a combination with the goal to achieve the ideal rock support system.



## L'ancrage dans la construction de tunnels

### Les moyens disponibles

Les boulons d'ancrage constituent un moyen de stabilisation efficace et rentable qu'on ne peut plus dissocier de la construction des tunnels. Après un résumé des principes d'ancrage, l'article décrit les types d'ancrage les plus courants et leur mode de fonctionnement. Il en analyse les avantages et les inconvénients. Pour finir, il montre comment les boulons d'ancrage peuvent également offrir des solutions flexibles et efficaces pour le confortement du front d'attaque.

## Ancoraggio nella costruzione di gallerie

### I mezzi a disposizione

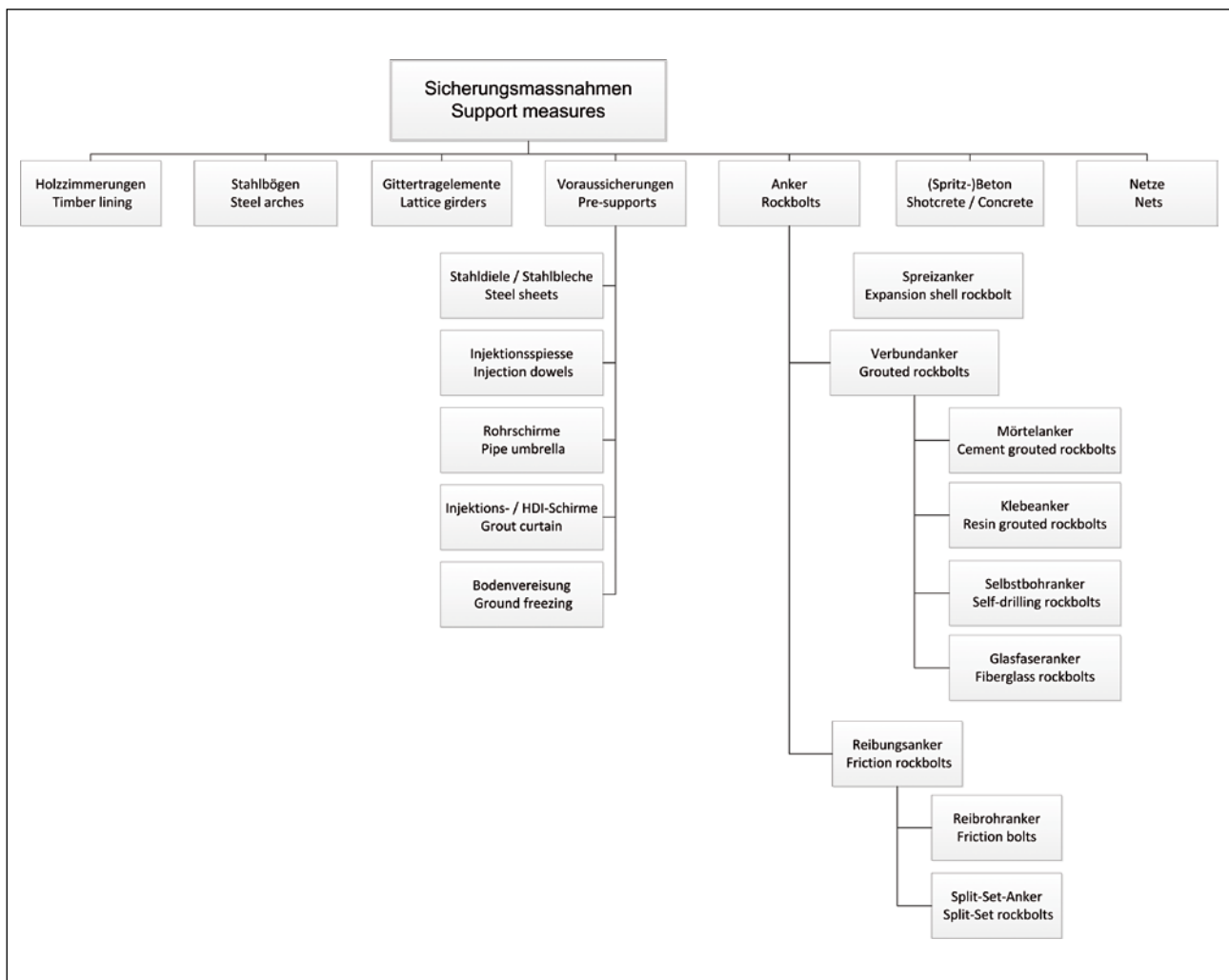
Gli ancoraggi da roccia sono un agente di tenuta efficiente ed economico ormai divenuto indispensabile nella costruzione di gallerie. Dopo averne riassunto i principi, il presente articolo descrive i tipi di ancoraggio più comuni e il loro funzionamento. Vengono discussi i loro vantaggi e svantaggi. Si illustra infine come gli ancoranti da roccia offrano soluzioni sicure e flessibili anche per il sostegno del fronte di scavo.

Die wichtigsten Vorteile, welche zur breiten Anwendung von Felsankern geführt haben, sind:

- Die vielseitigen Einsatzmöglichkeiten, in (fast) beliebigen Ausbruchprofilen
- Das einfache und schnelle Versetzen

The main advantages that have led to a wide spread use of rockbolts are:

- A vast variety of application possibilities, usable in nearly all excavation profiles
- A simple and quick installation



1 Übersicht der zur Verfügung stehenden Felsicherungsmaßnahmen  
Overview of the available rock support measures

- Einige Ankersysteme entfalten Ihre Wirkung gleich nach dem Versetzen und bieten somit einen sofortigen Arbeitsschutz
- Die Kombinationsmöglichkeiten mit weiteren, externen Sicherungsmassnahmen
- Die Anpassungsfähigkeit an die vorherrschenden Bedingungen (Ankerlänge und -verteilung), auch nachträglich durch Einbringung zusätzlicher Anker
- Verhältnismässig günstig

### 1.2 Wirkungsweise von Felsankern

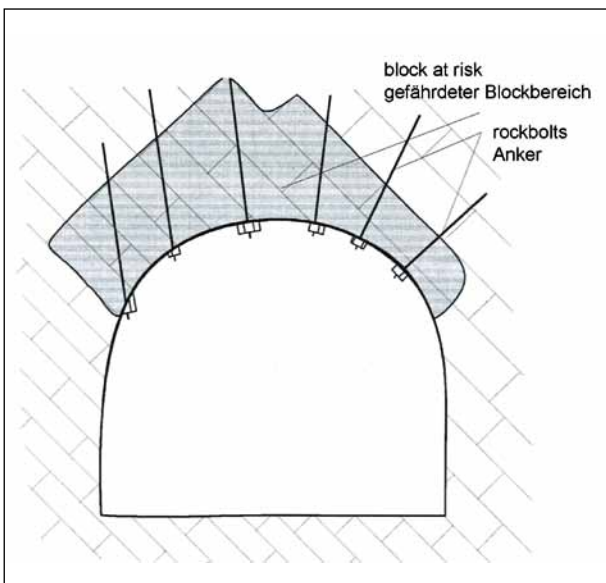
Die Verwendung von Felsankern ist in der Norm DIN 21521 [3, 4] bzw. in der Norm SIA 267 [5, 6] geregelt; die Ankerplattenausbildung in der Norm DIN 21522 [7].

Grundsätzlich wird zwischen vorgespannten und schlaffen Anker unterschieden. Bei vorgespannten Anker wird die Kraft entweder von aussen (am Ankerkopf) oder durch die Gebirgsdeformation, also durch die relative Verschiebung zwischen Verankerungsstrecke und Ankerplatte erzeugt. Solange das Ankerglied nachspannbar bleibt, spricht man von Freispielankern (Bild 2). Sind keine weiteren Gebirgsdeformationen zu erwarten, kann das Ankerbohrloch verfüllt und der Ankerkopf blockiert werden.

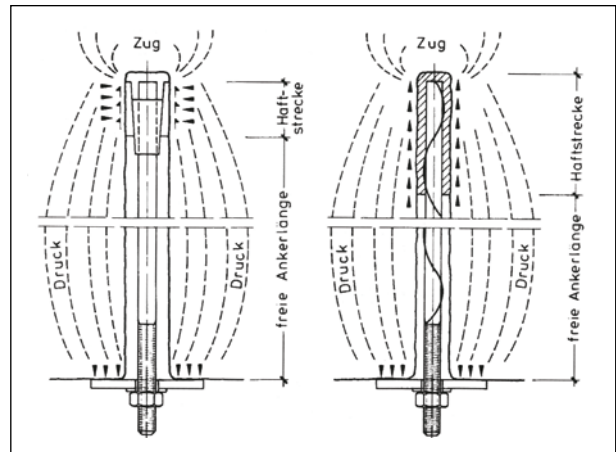
Auf schlaffe Anker wird beim Einbau keine Kraft aufgebracht. Sie wirken zunächst über ihren Verdübelungseffekt, können in der Folge aber auch von den Gebirgsbewegungen vorgespannt werden.

### 1.3 Einzelankerungen

In standfestem Fels dienen Einzelankerungen der Sicherung einzelner Gesteinsblöcke oder -platten (Bild 3, li.). Deren Herauslösen stellt eine Gefährdung der Personensicherheit dar, vermindert die Tragwirkung des Ausbruchprofils und führt zu Mehrausbruch.



3 Sicherung durch einzelne Anker (li. [9]) und Systemankerung (re. [8])  
Rock support achieved by selective rock bolting (left, [9]) and systematic rock bolting (right, [8])



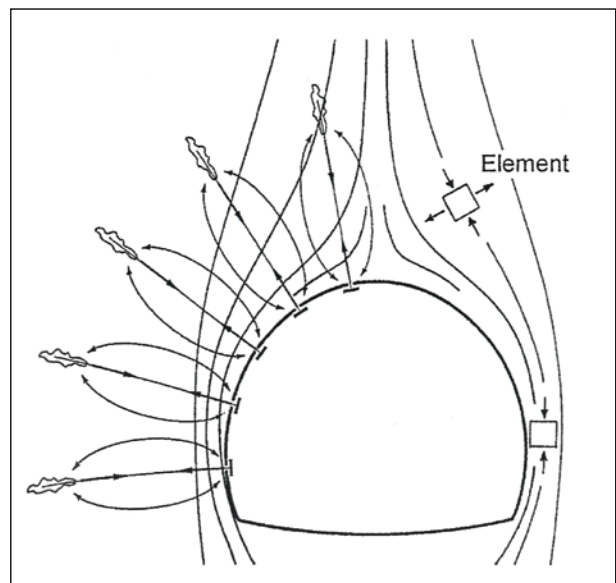
2 Freispielanker: Einbauprinzip und Verlauf der Kraftlinien (Spreizanker, li., und vorgespannter Verbundanker, re.) [8]  
Rockbolt with a free proximal end: Installation principle and path of lines of force (Expansion shell rockbolt, left, and tensioned grouted rockbolt, right) [8]

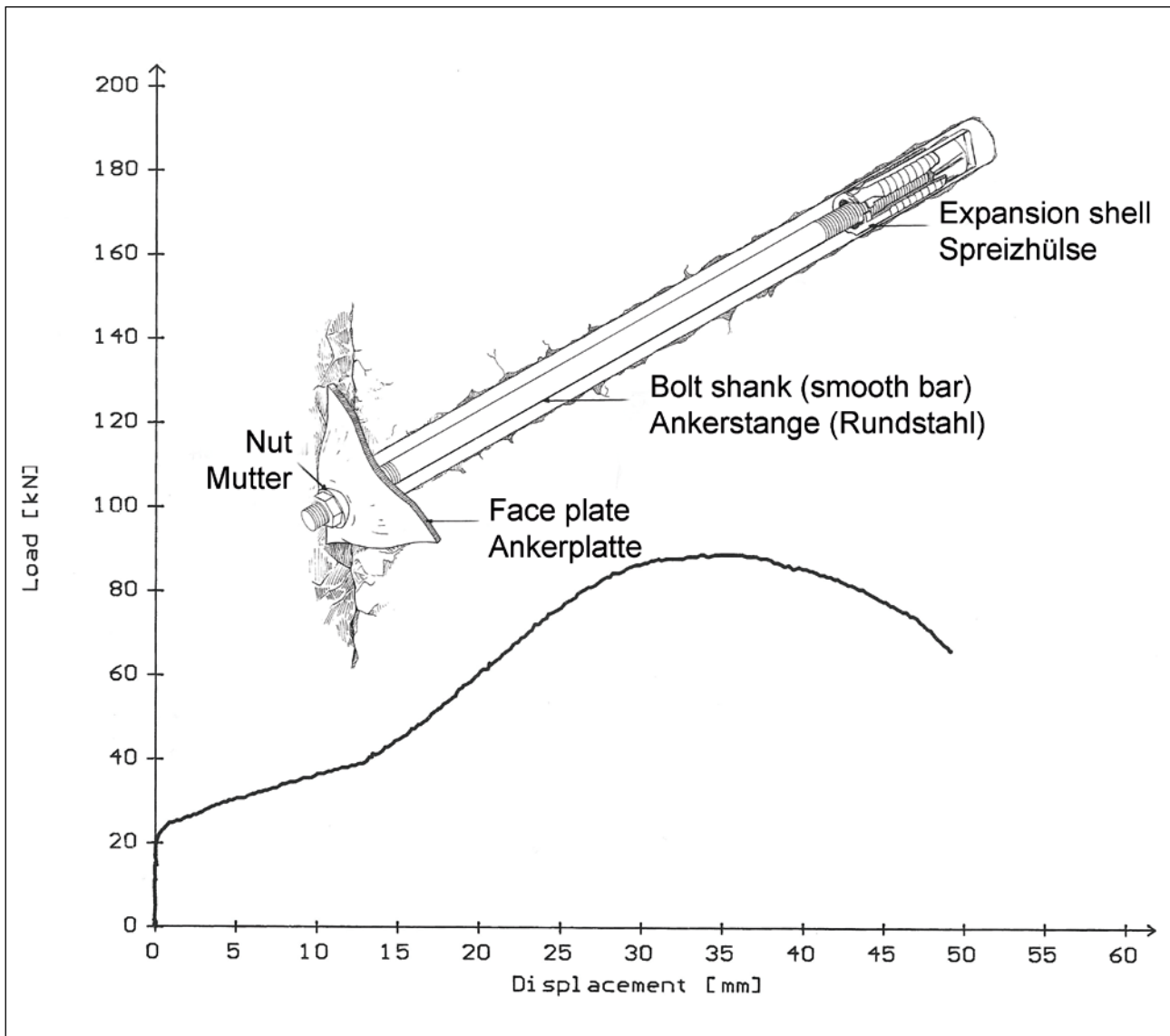
- Several rockbolt systems develop their support effect shortly after installation, thus providing immediate work protection
- The possibility to combine with other, external support systems
- The adaptability to the prevailing conditions (length of rockbolts and rockbolts distribution), as well as subsequent application of additional rockbolts
- A comparatively economical solution

### 1.2 Principle of Operation of Rockbolts

The use and application of rockbolts is regulated by DIN norm no. 21521 [3, 4] resp. by SIA norm no. 267 [5, 6]; The design of the face plate in DIN norm no. 21522 [7].

In general a distinction is made between tensioned and untensioned rockbolts. In the case of tensioned rockbolts the





4 Schematische Darstellung eines Spreizankers; Kraft-Weg-Diagramm aus Zugversuch (angepasst aus [1]) - Beschrieb im Text  
 Schematic of an expansion shell rockbolt; Load-Displacement-Diagram from tensile test (adapted from [1]) - Description in the text body

### 1.4 Systemankerung

Der mit dem Vortrieb geschaffene Hohlraum bewirkt eine Spannungsumlagerung im Gebirge. Die Folge kann eine Auflockerung der freigelegten Tunnelleibung sein. Die Systemankerung verstärkt die tragende Wirkung des Gebirges und begrenzt die Wanderung des Gebirgstragringes nach aussen (Bild 3, re.). Weiterführende Informationen zu Wirkungsweise und Tragverhalten von Felsankern sind zu finden in [8].

## 2 Ankersysteme

In der Folge werden die gängigsten Ankersysteme, deren Wirkungsweise sowie ihre Vor- und Nachteile kurz beschrieben. Die Bilder stellen die Ankersysteme schematisch dar. Die dazugehörigen Ergebnisse aus Zugversuchen (keine Querbelastung) werden ebenfalls kurz kommentiert. Mehr dazu kann in [1] nachgelesen werden.

load is generated either externally (on the anchor head) or through the deformation of rock mass, meaning through the relative shift between the length of the anchoring section and the face plate. As long as the bolt remains re-tensionable, we are talking of a rockbolt with a free proximal end (Fig. 2). If no further rock mass deformation is expected, the drill hole can be filled with grout and the rockbolt head blocked.

On untensioned rockbolts no load will be applied during installation. They work primarily through their doweling-effect but can also be tensioned subsequently by rock movement.

### 1.3 Selective Rock Bolting

In competent rock selective rock bolting is used to support single rock blocks or rock shields (Fig. 3, left). Their breaking off represents a threat to the security of persons and reduces the loading capacity of the excavation profile as well as resulting in an increased overbreak.





**5** Kombi-Spreizanker: als temporäre Sicherung installiert und später als Teil einer permanenten Sicherung nachinjiziert  
 Combi-rockbolt: installed as temporary support, later post-grouted as part of a permanent solution

## 2.1 Spreizanker

Der Spreizanker besteht aus Ankerstange, Sprezhülse, Ankerplatte und Mutter und ist als Vorspannanker einzusetzen. Dabei wird der Ankerfuss (Sprezhülse oder Keil) mithilfe eines keilförmigen Spreizelementes gegen die Bohrlochwand verspannt. Die Verspannung beruht auf 2 Mechanismen: Reibung und Verzahnung.

**Bild 4** zeigt eine schematische Darstellung des Spreizankers sowie das Ergebnis eines Zugversuchs unter idealen Bedingungen [1]. Zunächst wird die Ankerstange vorgespannt. Dann gibt die Ankerplatte nach und die Ankerstange dehnt sich weiter aus. Später beginnt die Sprezhülse zu versagen, das keilförmige Spreizelement wird ausgerissen. Die Gesamtverschiebung setzt sich aus der Verformung von Ankerplatte und Ankerstange sowie aus dem Rutschen des Spreizelementes zusammen.

### Vorteile

- Verhältnismässig günstig
- Sofortige Wirkung
- Grosse Ankerlasten in gutem Fels
- Versetzen auch im wasserführenden Bohrloch problemlos möglich

### Nachteile

- Hohe Bohrlochdurchmessergenauigkeit erforderlich
- Beim Vortrieb im Sprengverfahren muss die Verspannung der Spreizanker nahe der Ortsbrust nachgeprüft werden (Rutschen der Sprezhülse oder Felszerstörung unter der Ankerplatte)
- Nur als temporäre Sicherung einsetzbar, ausser wenn nachinjiziert wird

Für einen permanenten Einsatz muss der Korrosionsschutz durch Verzinkung und/oder Epoxy-Lackierung der Metallteile und Nachinjizieren mit Mörtel oder Harzsystemen sichergestellt werden. Ein Ankersystem, welches die sofortige Verankerung als Vorspannanker mittels Sprezhülse mit der Möglichkeit einer nachträglichen Injizierung und dem

## 1.4 Systematic Rock Bolting

The cavity created by the tunnel heading causes a stress re-arrangement, which might result in a loosened rock structure of the exposed tunnel walls. The method of systematic rock bolting reinforces the load bearing effect of the rock and restricts the shifting of the ground arch towards the outside (**Fig. 3, right**). Further information about the principle of operation and load bearing characteristics of rockbolts can be found in [8].

## 2 Rockbolt Systems

This chapter summarizes the main rockbolt types and their mode of operation, as well as advantages and disadvantages. The Figures depict the rockbolt systems in a schematic manner. The results from tensile tests (without transverse load) are briefly commented in the captions. Additional information is to read in [1].

### 2.1 Expansion Shell Rockbolt

The expansion shell rockbolt is composed of a bolt shank, a conical expansion shell, a face plate and a nut with hemispherical washer. It is used as tensioned rockbolt. A wedge attached to the bolt shank is pulled into the conical expansion shell, which is forced to expand against and into the wall of the borehole. The 2 mechanisms by which the shell is anchored against the borehole are friction and interlock.

**Fig. 4** shows a schematic of the expansion shell rockbolt as well as the result from a tensile test under ideal conditions [1]. First, the bolt reaches the level of pre-tensioning. Then the face plate starts to deform, the bolt shank is additionally elongated. Later on, the expansion shell fails progressively when the wedge is pulled through. The total displacement is a combination of face plate deformation, bolt shank deformation and slippage of the wedge.

### Advantages

- Relatively inexpensive
- Immediate support after installation
- In hard rock, high bolt loads can be achieved
- Can be applied without problems in water carrying boreholes

### Disadvantages

- Recommended borehole diameter to be observed
- Proper tensioning must be monitored near the rock face in drill & blast (sliding of the expansion shell or rock spalling from underneath the face plate)
- Can only be used as temporary reinforcement unless corrosion protected and post-grouted

If used as a permanent support, corrosion protection must be ensured by galvanizing and/or epoxy-coating of the metal parts and post-grouting with mortar or resin. **Fig. 5** shows a rockbolt system, which offers both the immediate support by means of a tensioned expansion shell rockbolt,

doppelten Korrosionsschutz aller Metallteile kombiniert ist in Bild 5 dargestellt. Das Plastikhüllrohr stellt sicher, dass es zu keiner Unzulänglichkeit im Korrosionsschutz kommt (Mörtelauswaschung durch fließendes Kluftwasser, exzentrisch im Bohrloch anliegender Ankerstab, Lufttaschen). Das System bietet auch die Verbindungsmöglichkeit von mehreren Stangen und ist somit auch für Verankerungen geeignet, die im Verhältnis zum Ausbruchsprofil sehr lang sind.

### 2.2 Verbundanker

Mörtelanker, Klebeanker und Selbstbohranker gehören zu den Verbundankern. Der Ringspalt zwischen Ankerstange und Fels wird mit Mörtel oder Kunstharz gefüllt. Der Verbund entsteht durch chemische Adhäsion, Reibung und Verzahnung, wobei der erste Mechanismus oft vernachlässigbar ist.

#### 2.2.1 Mörtelanker

Mörtelanker bestehen aus einer Ankerstange aus Bewehrungsstahl, Ankerplatte und Mutter. In der Regel wird zunächst das Bohrloch durch eine Mörtelpumpe mit Ze-

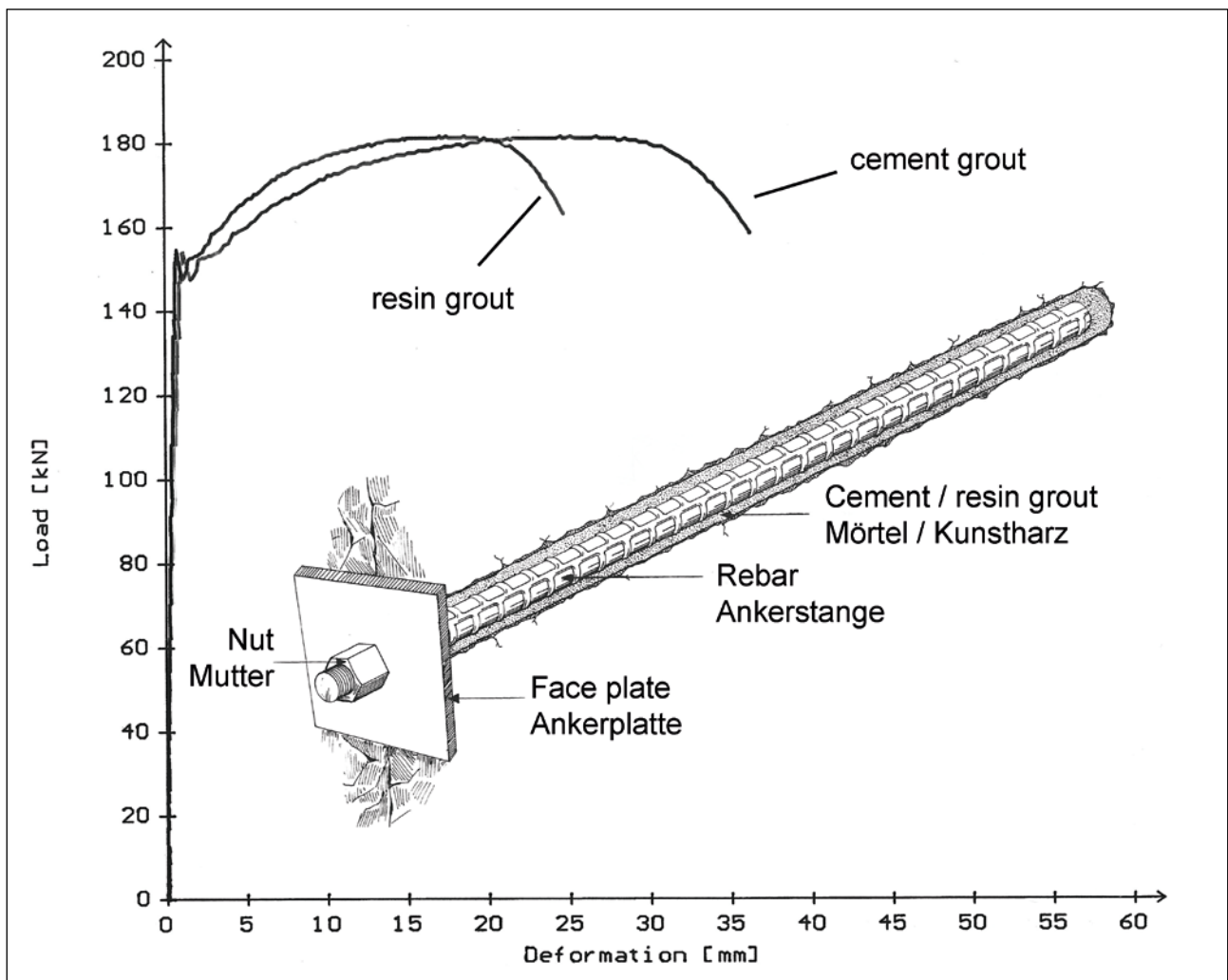
double corrosion protection of all metal parts, and the possibility of subsequent post-grouting. The plastic sleeve conveys the injection mortar and excludes any deficiency in the corrosion protection (mortar washout due to fissure water, contact between the bolt shank and the wall of the borehole, air pockets). The system also allows for connection of several rebars and thus for deep borehole reinforcement.

### 2.2 Grouted Rockbolts

Grouted rockbolts comprise cement grouted rockbolts, resin grouted rockbolts and self-drilling rockbolts. The rebar is confined inside the borehole by means of cement or resin grout. The bond between the bolt and the rock is provided by means of chemical adhesion, friction and interlock. However, the first can often be disregarded.

#### 2.2.1 Cement Grouted Rockbolts

Cement grouted rockbolts are composed of a rebar, a face plate and a nut. Generally, the grout is first placed in the borehole by pumping. When the hole is filled, the bolt is pushed into the hole through the grout by means of a percussion drill. Cement grouted rockbolts are normally used



6 Schematische Darstellung eines Mörtel-/Klebeankers; Kraft-Weg-Diagramme aus Zugversuchen (angepasst aus [1]) - Beschrieb im Text  
Schematic of a grouted rockbolt; Load-Deformation-Diagram from tensile tests (adapted from [1]) - Description in the text body

mentmörtel gefüllt und dann die Ankerstange mit einem Schlagbohrer eingedreht. Mörtelanker werden normalerweise als schlaife Anker versetzt. Durch Verwendung von schnell abbindendem Mörtel im Bohrlochtieferen (z.B. mit Mörtelpatronen) können Mörtelanker vorgespannt werden.

Für Ankerungen im Überkopfbereich werden thixotrope Mörtel eingesetzt, um das Herausfließen aus dem Bohrloch zu verhindern.

### Vorteile

- Verhältnismässig günstig
- In fast allen Felsklassen einsetzbar

### Nachteile

- Lange Aushärtungszeit bis die volle Tragfähigkeit erreicht ist
- Mörtel- und Verpressqualität sind schwierig einzuhalten
- Versetzen im wasserführenden Bohrloch problematisch/unmöglich
- Vorspannen nur mit spezieller Prozedur, relativ teuer

**Bild 6** zeigt eine schematische Darstellung eines Mörtel- oder Klebeankers sowie die Ergebnisse von Zugversuchen unter idealen Bedingungen [1]. Es ist keine Verschiebung der Ankerstange im Bohrloch zu erkennen. Nach Erreichen der Streckgrenze der Ankerstange folgt die plastische Verformung. Die Gesamtverschiebung besteht aus reiner Verformung von Ankerplatte und Ankerstange. Der Harzverbund ist steifer als der Mörtelverbund, somit beschränkt sich die Belastung auf einen kürzeren Ankerstangenabschnitt. Entsprechend kleiner ist die Gesamtverformung bei Versagen.

### 2.2.2 Klebeanker

Bei den Klebeankern wird im Vergleich zu den Mörtelankern der Mörtel durch einen Zweikomponentenkleber ersetzt. Die Patronen bestehen aus einer Kunststoffolie, das Harz-Quarzsand-Gemisch und der Härter sind in getrennten Kammern eingepackt (**Bild 7**). Eine oder mehrere Patronen werden zunächst in das Bohrlochtieferste geschoben. Die Hülle der Patrone wird durch das Einführen des Ankerstabes mittels Drehbohrer zerstört, die Komponenten werden vermischt.

### Vorteile

- Frühe Tragfähigkeit
- Bei fachgerechter Ausführung kraftschlüssiger Verbund zwischen Ankerstab und Bohrlochwand, auch als Teil einer permanenten Sicherung
- Vorspannen durch Einsatz von unterschiedlich schnell abbindenden Patronen möglich

### Nachteile

- Teurer als Mörtelanker
- System kann sehr sensibel auf Einflüsse reagieren, erfordert Vorversuche und Erfahrung



**7** Klebepatronen: Das Harz-Quarzgemisch und der Härter sind in getrennten Kammern eingepackt  
Resin cartridges: The resin/silica sand mixture and the hardener are prevented from reacting by a film barrier inside the polyester film cartridge

as untensioned bolts. Using quick hardening mortar at the bottom of the borehole (e.g. using a mortar cartridge with accelerator), it is possible to tension the bolt.

Thixotropic grout should be used in upholes to obviate the problem of excessive grout leaving the borehole.

### Advantages

- Relatively inexpensive
- Can be used in almost all rock conditions

### Disadvantages

- Long curing time before the bolt can take full load
- Quality of grout and grouting is difficult to maintain constant
- Cannot be used in water carrying boreholes
- Tensioning of the rockbolt is possible only with special installation procedure, relatively expensive

**Fig. 6** shows a schematic of a cement/resin grouted rockbolt as well as results from tensile tests under ideal conditions [1]. No sliding of the rockbolt in the borehole can be recognized. After reaching the yield load, the rebar undergoes plastic deformation. The total deformation comes from deformation of the face plate and the rebar. The resin bond is stiffer than the cement bond, and the loading is concentrated over a shorter section of the rockbolt. The total deformation at failure is correspondingly smaller.

### 2.2.2 Resin Grouted Rockbolts

For resin grouted rockbolts, the mortar grout is replaced by a two-component resin grout. While in the resin cartridge, the resin/silica sand mixture and the hardener are prevented from





**8** Selbstbohranker, bestehend aus dickwandigem Stahlrohr mit geroltem Grobgewinde, verlorener Bohrkronen, Verlängerungsmuffe, Ankerplatte und Mutter (li.); Doppelter Korrosionsschutz für den permanenten Einsatz (re.)  
Self-drilling rockbolt, composed of a thick-walled steel tube with coarse thread, one-way drill bit, coupler connection, anchor plate and nut (left); Double corrosion protection for a permanent application (right)

- Hohe Bohrlochdurchmessergenauigkeit erforderlich, damit Harz und Härter richtig vermischt und Ringspalt vollständig verfüllt wird
- Nicht geeignet für Gesteine, in denen der Kunstharz in Klüfte oder Schichten verlaufen kann
- Kunstharz hat befristete Lagerbarkeit

### 2.2.3 Selbstbohranker

Selbstbohranker sind besonders für die Verankerung von klüftigem Gebirge und porigem Lockergestein geeignet, wo die Gefahr hoch ist, dass ein Bohrloch einfällt. Also überall dort, wo früher verrohrt gebohrt werden musste.

Die aus einem starkwandigen Stahlrohr mit geroltem Grobgewinde gefertigte Ankerstange wird mit einer verlorenen Bohrkronen versehen (Bild 8, li.), dient zunächst als Bohrstange und verbleibt dann an Ort und Stelle. Je nach Baugrund sind spezifische Bohrkronen einzusetzen. Der umgebende Baugrund und das Rohr selbst werden dann mit Zementmörtel oder Kunstharz verpresst. Bohren und Injizieren erfolgen somit wirtschaftlich hintereinander.

Für einen permanenten Einsatz können Ankerstange und Zubehör mit doppeltem Korrosionsschutz ausgeführt werden (Bild 8, re.). Alle Komponenten des Ankersystems werden vollbadverzinkt und mit einem zweikomponenten Epoxydharz lackiert. Zusammen mit der Zementmörtel- oder Kunstharzinjektion bietet das Ankersystem höchsten Korrosionsschutz.

### 2.2.4 Glasfaseranker

Glasfaserkunststoff-Anker (GFK-Anker) bestehen aus einem oder mehreren Stäben, Röhren oder anderen Profilen aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Das Versetzen ist sowohl mit Injektionsmörtel als auch mit Kunstharzpatronen, als schlaffer oder als vorgespannter Anker, möglich.

Trotz der sehr hohen Korrosionsbeständigkeit werden GFK-Anker heute vor allem für temporäre Sicherungsmassnahmen eingesetzt, z.B. bei einem Teilausbruch oder Pilotstollen, der später aufgeweitet werden soll.

reacting by a film barrier inside the polyester film (Fig. 7). One or more resin cartridges are introduced to the bottom of the borehole. The polyester film is destroyed and the components mixed as the rebar is pushed revolving into the borehole.

#### Advantages

- The rockbolt gives rapid support action after installation
- Properly installed, provides a durable bond between rebar and borehole, also for permanent reinforcements
- Tensioning of the rockbolt can be achieved by means of cartridges with rapid-setting, resp. slow-setting resin

#### Disadvantages

- More expensive as cement grouted rockbolts
- System can be sensitive to many parameters, requires preliminary test and extensive experience
- Borehole diameter is crucial to the proper mixing of the resin as well as filling the annulus between the rockbolt and the borehole wall
- Cannot be used in rock formations with fissures or layers, in which the resin can flow off
- Resin has a limited shelf life



**9** Selbstbohranker aus einem pultrudierten GFK-Hohlstab mit durchgehendem Gewinde, glasfaserverstärkter Ankerplatte und Mutter, Verbindungsmuffe und Bohrkronen aus Stahl  
Self-drilling rockbolt from pultruded GFRP hollow bars with continuous thread, fiberglass reinforced face plate and nut, steel coupler connection and steel drill bit

Dank der leichten Zerspanbarkeit ist der jüngst entwickelte GFK-Selbstbohranker (Bild 9) in weichen Felsverhältnissen (Gesteins Härten bis zu 60 kPa) eine interessante Alternative zur Hangsicherung, Ortsbrust- und Vortriebssicherung im Lockergestein (siehe auch Kapitel 3). Der Anker verfügt über eine hohe Innendruckfestigkeit für Injektionen mit Kunstharzen oder Mörtel und ist korrosionsbeständig für den permanenten Einsatz.

Unter Berücksichtigung der Folgekosten können GFK-Anker für bestimmte Anwendungen den Stahlankern somit wirtschaftlich überlegen sein.

Vorteile

- Hohe Zugfestigkeit und Elastizität
- Geringes Gewicht
- Hohe Korrosionsbeständigkeit und somit für den permanenten Einsatz geeignet
- Hohes elektrisches Isolationsvermögen
- Keine Kontamination der gewonnenen Mineralien bei Bergbau-Applikationen
- Ankerstange kann einfach an jeder beliebigen Stelle/ Länge abgeschnitten werden
- Keine Behinderung von weiteren Abbaumassnahmen mit herkömmlichen Vortriebsgeräten

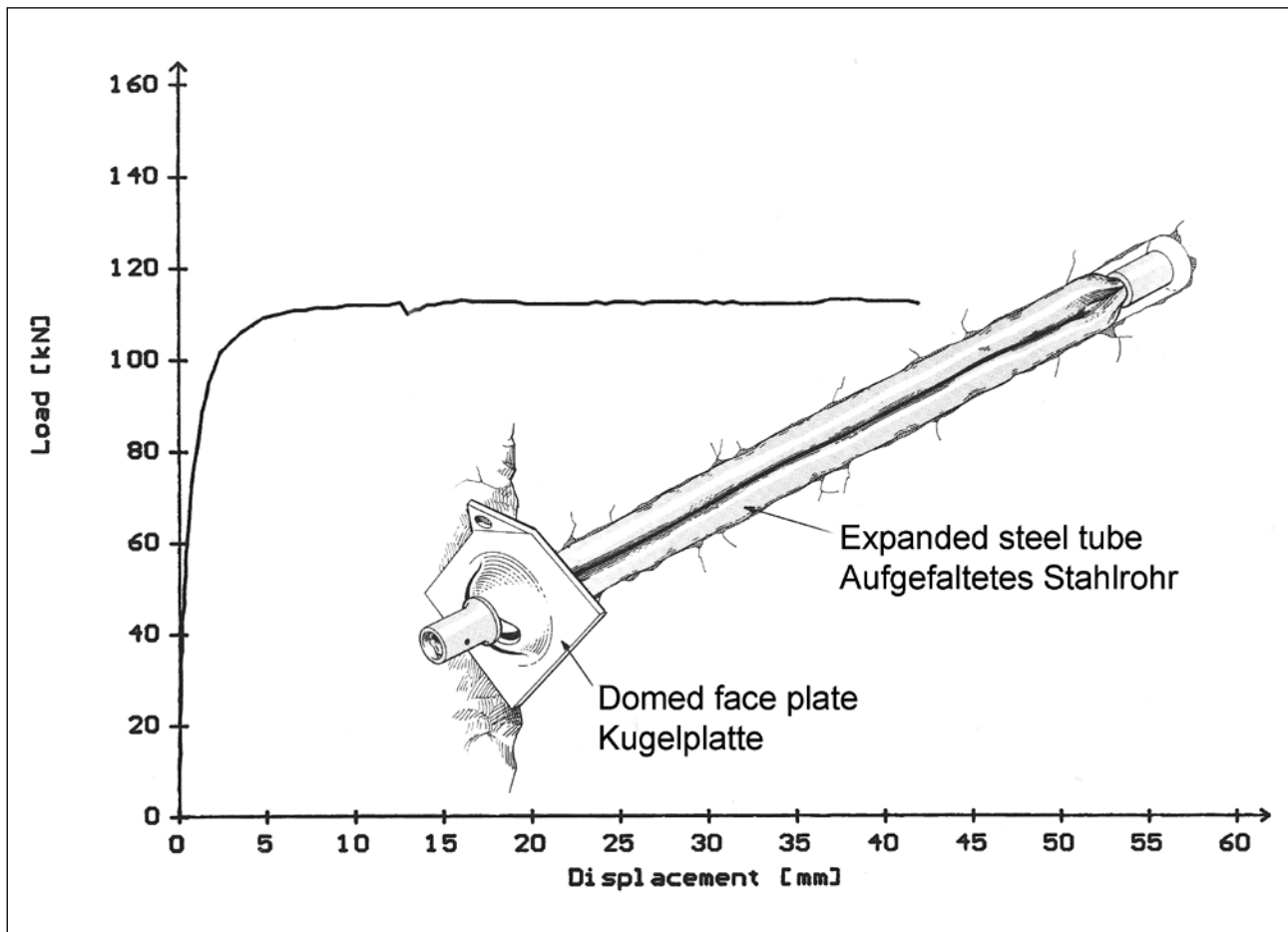
2.2.3 Self-drilling Rockbolts

Self-drilling rockbolts are particularly suitable for rock consolidation of fissured rock and porous loose rocks, where there is an imminent thread of borehole collapse. This means in all those locations where previously casing drilling had to be applied.

The rockbolt rod, produced from a thick-walled steel tube with rolled-on coarse thread is equipped with a one-way drill bit (Fig. 8, left), and used primarily as a drill rod that remains in place. Depending on the soil conditions the use of specific drill bits is recommended.

The surrounding rock and the rockbolt rod are subsequently grouted either with cement mortar or with resin. Drilling and injecting is performed consecutively in an economic way.

For a permanent application the rockbolt rods and the accessories can be supplied with a double corrosion protection (Fig. 8, right). All components of the rockbolt system are hot dip galvanized and coated with a two-component epoxy paint. Together with the cement mortar injection or resin injection this type of rockbolt system provides the ultimate corrosion protection.



10 Schematische Darstellung eines Reibrohrankers; Kraft-Weg-Diagramm aus Zugversuch (angepasst aus [1]) - Beschrieb im Text  
Schematic of a friction bolt; Load-Displacement-Diagramm from tensile test (adapted from [1]) - Description in the text body

### Nachteile

- Anker sind relativ teuer
- GFK-Ankerplatten und -Mutter bilden zurzeit noch Schwachstelle im Ankersystem
- Kriechverhalten kann langfristig zu Spannkraftverlust führen

### 2.3 Reibungsanker

Zwei Reibungsankertypen sind auf dem Markt verfügbar: der Reibrohranker und der Split-Set-Anker. Bei beiden entsteht der Reibungswiderstand durch eine Normalkraft zwischen Ankerrohr und Bohrlochwand.

#### 2.3.1 Reibrohranker

Reibrohranker bestehen aus einer Ankerplatte und einem zusammengefalteten Rohr, welches an beiden Enden durch Buchsen abgedichtet ist. Das Rohr wird in das Bohrloch geschoben und dann mit Wasser unter hohem Druck hydraulisch aufgefalt und im Bohrloch verankert.

Die Reibung zwischen expandiertem Ankerrohr und Gebirge und eine teilweise Verzahnung verleihen dem Reibrohranker seine Tragfähigkeit. Durch die Verkürzung des Ankerrohres beim Aufblasen entsteht eine gewisse Vorspannung der Ankerplatte zur Felsoberfläche.

Dieses Verankerungssystem ist sofort nach dem Versetzen über die gesamte eingebaute Ankerlänge voll belastbar und kann Gebirgsbewegungen aufnehmen.

Bei Bedarf können mehrere Stangen miteinander verbunden werden. Das System ist somit auch für Verankerungen geeignet, die im Verhältnis zum Ausbruchprofil sehr lang sind.

**Bild 10** zeigt eine schematische Darstellung eines Reibrohrankers sowie das Ergebnis eines Zugversuchs unter idealen Bedingungen [1]. Im vorliegenden Versuch beginnt sich das Ankerrohr bei ca. 50 kN zu deformieren. Die Reibung zwischen Ankerrohr und Bohrlochwand nimmt als Folge der Rohreinschnürung zunächst lokal, dann generalisiert ab. Der Reibrohranker wird dann bei etwa konstanter Last herausgezogen. Die Gesamtverschiebung setzt sich aus der Verformung des Ankerrohres und dem nachfolgenden Rutschen zusammen.

### Vorteile

- Sofortige volle Tragkraft
- Unempfindlich gegenüber Sprengerschütterungen
- Einfache und sichere Installation
- Geeignet für die meisten Gesteins- und Gebirgsarten, ausser in Bodenarten mit geringer Oberflächenreibung
- System ist tolerant gegenüber Abweichungen im Bohrl Lochdurchmesser
- Hohe Arbeitssicherheit
- Geringe Gesamtkosten bei Systemverankerung

### 2.2.4 Fiberglass Rockbolts

Fiberglass rockbolts (GFRP rockbolts) consist of one or several rods, tubes or other profiles of glass fiber reinforced polymer. Installation is possible either with injection mortar or with resin cartridges, as untensioned or as tensioned rock-bolt.

Even though GFRP rockbolts provide a high grade of corrosion resistance their actual use is mainly as a temporarily stabilizing measure. Examples are in partial face advance and in pilot- or exploratory tunnels, which are expanded in a secondary phase.

Thanks to an easy machineability the recently developed GFRP self-drilling rockbolt (Fig. 9) becomes an interesting alternative in soft rock conditions (rock hardness up to 60 kPa) for slope-, rock face- and excavation stabilizing in loose rock (see also chapter 3). This specific rockbolt type disposes of a high internal stress resistance for injection with either resin or mortar and is corrosion resistant, so ideal for a permanent application.

Considering also the subsequent costs in certain fields of application GFRP rockbolts can economically outpace steel rockbolts.

### Advantages

- High tensile strength and elasticity
- Light weight
- High corrosion resistance and therefore ideal for permanent application
- High electrical insulation capacity
- No contamination of minerals if used in mining
- Rockbolt rod can be cut easily at any required position/length
- No interference with other advance activities using conventional tunnel boring equipment

### Disadvantages

- GFRP rockbolts are relatively expensive
- GFRP plates and nuts are currently representing the weak point in the rockbolt system
- Creep properties might lead in the long term to loss of proper tensioning

### 2.3 Friction Rockbolts

Two friction rockbolt types are available on the market: the friction bolt and the Split-Set rockbolt. For both types of rockbolt system, the frictional resistance to sliding is generated by a radial force against the borehole wall over the whole length of the bolt.

#### 2.3.1 Friction Bolts

The friction bolt is composed of a face plate and a welded steel tube folded on itself and sealed at its extremities. Once introduced in the borehole, it is expanded and anchored using a high pressure water flow.



Nachteile

- Hochdruckwasserpumpe wird für das Versetzen benötigt
- Wegen des fehlenden Korrosionsschutzes nur als temporäre Sicherung geeignet
- Längerfristiger Einsatz erfordert teuren und flexiblen Korrosionsschutz des Ankerrohrs

2.3.2 Split-Set-Anker

Der Split-Set-Anker besteht aus einem Stahlrohr mit Längsschlitz und aufgeschweisstem Ring sowie einer Ankerplatte. Beim Eindringen in das etwas unterkalibrig gebohrte Loch wird der geschlitzte Anker zusammengedrückt. Dadurch ergibt sich ein kraftschlüssiger Reibungsverbund.

Der Split-Set-Anker hat sich vor allem in der Minenindustrie durchgesetzt. Im Infrastruktur- und Tunnelbau spielt er hingegen eine untergeordnete Rolle.

Bild 11 zeigt eine schematische Darstellung eines Split-Set-Ankers sowie das Ergebnis eines Zugversuchs unter idealen Bedingungen [1]. Der Reibungswiderstand für den untersuchten Ankertyp ist bei ca. 50 kN erreicht. Der Split-Set-Anker wird dann bei etwa konstanter Last herausgezogen.

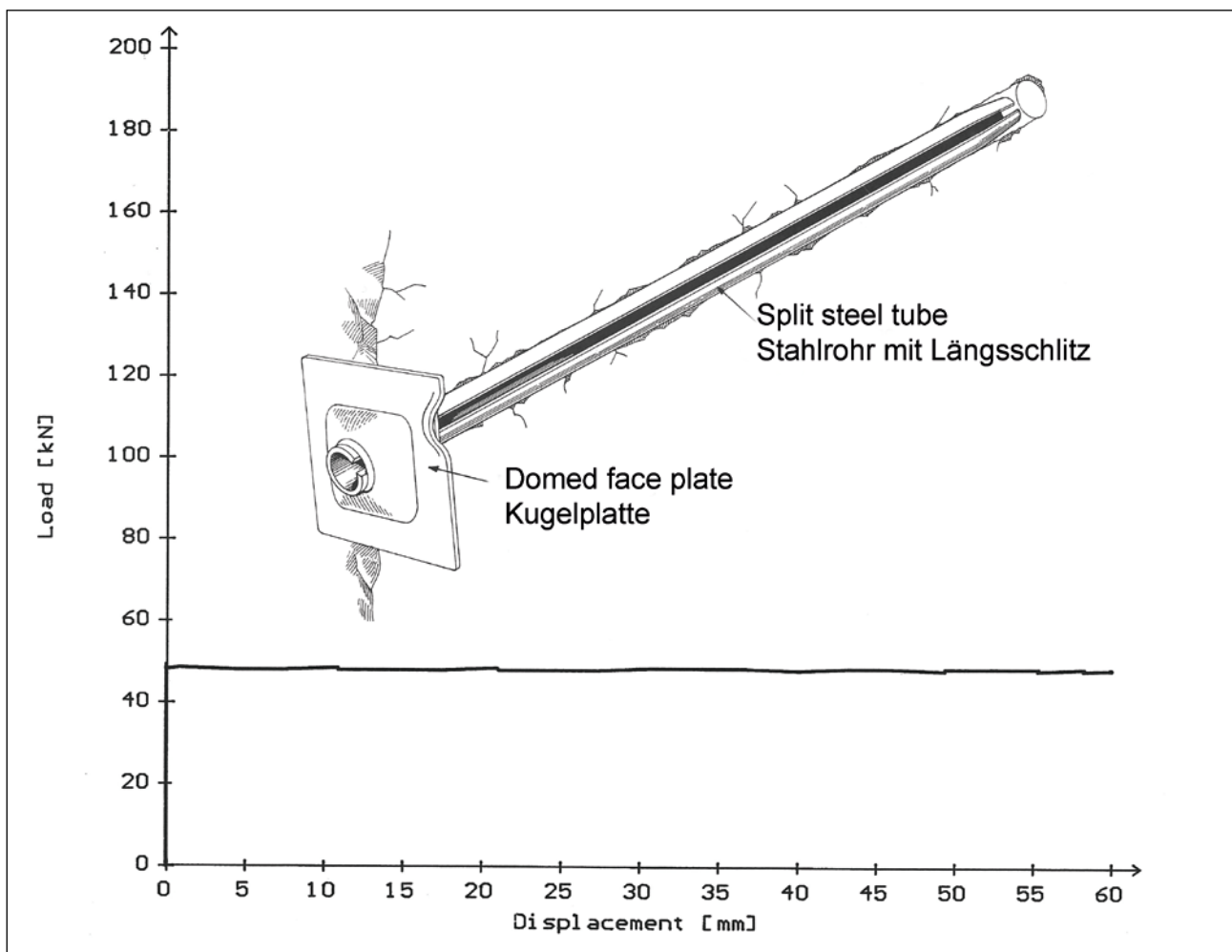
The anchoring mechanism of the friction bolt is friction and mechanical interlock. The contraction of the bolt length during installation effectively tensions the face plate against the rock surface. This bolting system gives immediate support after installation over the whole length and can accommodate ground movements.

If needed, a number of specially adapted rockbolt segments can be connected to create a deep hole rock reinforcement system.

Fig. 10 shows a schematic of the friction rockbolt as well as the result from a tensile test under ideal conditions [1]. For the present test, the steel tube begins to deform at approx. 50 kN. As a result of the lateral contraction of the tube, the frictional and interlock resistance decreases first locally and then globally. The friction rockbolt is then pulled out of the borehole at approx. constant load. Total displacement is a combination of the steel tube deformation and of the subsequent sliding.

Advantages

- Immediate support after installation
- Unresponsive against blast vibrations



11 Schematische Darstellung eines Split-Set-Ankers; Kraft-Weg-Diagramm aus Zugversuch (angepasst aus [1]) - Beschrieb im Text  
Schematic of a Split-Set rockbolt: Load-Displacement -Diagramm from tensile test (adapted from [1]) - Description in the text body

Zuvor konnte keine messbare Verformung des Ankerrohrs festgestellt werden.

### Vorteile

- Einfache Installation, keine zusätzlichen Geräte für das Versetzen nötig
- Sofortige volle Tragkraft
- Unempfindlich gegenüber Sprengerschütterungen
- Nachgiebige Sicherung
- Geeignet für die meisten Gesteins- und Gebirgsarten, ausser in Bodenarten mit geringer Oberflächenreibung

### Nachteile

- System ist sehr empfindlich gegenüber Abweichungen im Bohrlochdurchmesser
- Versetzen von langen Split-Set-Ankern kann problematisch sein
- Wegen des fehlenden Korrosionsschutzes nur als temporäre Sicherung geeignet
- Stahlrohr ist korrosionsempfindlich sowohl in der Innenseite als auch Aussenseite

## 3 Ortsbrustverankerungen

Die Frage der Ortsbruststabilität ist von zentraler Bedeutung vor allem für den Tunnelbau im Lockergestein. Die Belastung des dabei üblicherweise eingesetzten Rohrschirmes erfolgt durch den überlagernden Boden, bei oberflächennahen Tunneln zusätzlich durch allfällige Gründungslasten von Gebäuden. Die Stützung des Rohrschirmes erfolgt durch die Spritzbetonschale und durch den Baugrund vor der Ortsbrust. Eine sichere Lastabtragung setzt somit eine genügende Tragfähigkeit aller Tragelemente voraus: Rohrschirm, Spritzbetonschale und Ortsbrust [10].

Eine mögliche Stabilisierungsmassnahme besteht in der Anordnung von Ortsbrustankern mit einer bestimmten Überlappung. Dafür werden heute in der Regel Selbstbohranker (Kapitel 2.2.3) oder Glasfaseranker (Kapitel 2.2.4) eingesetzt. Ihre statische Wirkungsweise besteht in einer Erhöhung der Tragfähigkeit des Kerns: je stärker die Ortsbrust bewehrt ist, desto höher ist die Last, welche die Rohre in den Baugrund vor der Ortsbrust abtragen können [10]. Bei oberflächennahen Tunneln dient die Ortsbrustverankerung somit der Minimierung von Setzungen, auf jeden Fall soll sie Tagbrüche verhindern.

Es besteht eine Wechselwirkung zwischen den 3 Grössen Abschlaglänge, Ausbildung des Rohrschirmes und einer allfälligen Bewehrungsdichte der Ortsbrust. Diese können je nach Bedarf optimiert werden. Es soll allerdings beachtet werden, dass die Ortsbrustverankerung während des Vortriebs praktisch beliebig verstärkt werden kann, der Rohrschirm jedoch nicht. Es empfiehlt sich somit die Wahl eines schweren Rohrschirmes, die Ortsbrustverankerung kann dann flexibel den lokalen Bedürfnissen angepasst werden. [10] empfiehlt dazu die vorgängige Definition von Ortsbrustklassen.

- Simple and safe installation
- Can be used in a variety of ground conditions, except for grounds with limited surface friction
- System is tolerant against deviation from nominal borehole diameter
- High working safety
- Low overall costs with systematic rock bolting

### Disadvantages

- Requires a high pressure water pump for installation
- Can be used only for temporary support due to missing corrosion protection
- Permanent installation requires expensive and compliant corrosion protection coating of the steel tube

### 2.3.2 Split-Set Rockbolt

The Split-Set rockbolt is composed of a steel tube with a slot through its entire length, a welded ring at one extremity and a face plate. While forced into a hole smaller in diameter, the tube is plastically deformed. The resulting radial loading provides the source of frictional bond with the borehole.

The Split-Set rockbolt got a wider distribution especially in the mining industry. On the contrary, it only plays a minor role in the tunnelling industry.

Fig. 11 shows a schematic of the Split-Set rockbolt as well as the result from a tensile test under ideal conditions [1]. The frictional resistance for the tested rockbolt is overcome at approx. 50 kN. The Split-Set rockbolt slides at approx. constant load, preceded by no measurable rockbolt deformation.

### Advantages

- Simple installation
- Immediate support after installation
- Unresponsive against blast vibrations
- Yield support
- Can be used in a variety of ground conditions, except for grounds with limited surface friction
- No specific hardware required for installation

### Disadvantages

- Borehole diameter is crucial in the prevention of failure during installation and in the provision of the intended holding force
- Installation of longer bolts can be difficult
- Cannot be used for permanent rock support unless protected against corrosion
- Steel tube sensitive to corrosion both at its inside and outside surfaces

## 3 Rock Face Bolting

The question of rock face stability is of essential importance, especially when tunnelling in soft ground sections. The load applied on the umbrella support system which is regularly

Während des Ausbruchs sind in der Regel keine Ankerplatten vorhanden. Entsprechend beruht die stützende Wirkung von Ortsbrustankern ausschliesslich auf der Haftung zwischen Verpresskörper und Boden [10]. Ankerausziehversuche sind unerlässlich, um eine genügende Haftung zwischen Boden und Verpresskörper, bzw. zwischen Verpresskörper und Zugglied nachzuweisen. Bei Stillstand (z.B. beim Versetzen einer weiteren Etappe Ortsbrustsicherung) kann die Tragfähigkeit der Ortsbrust durch Einsatz von Ankerplatten erhöht werden.

Im Fels ist die Ortsbrust meistens standsicher. Das Antreffen von verwittertem Fels, Karsterscheinungen oder Störzonen kann allerdings zu einer instabilen Ortsbrust führen. Die Beherrschung der Ortsbrust ist vor allem bei grossen Verformungen in druckhaftem Gebirge elementar wichtig. Dies war der Fall beim Durchfahren des Tavetscher Zwischenmassivs im Abschnitt Sedrun Nord des Gotthard-Basistunnels. 18 m lange Selbstbohranker wurden dabei mit einer Überlappung von jeweils 6 m zur Bewehrung der Ortsbrust eingesetzt [11] (Bild 12). Die Ortsbrustverankerung diente auch zur Minimierung der Konvergenzen.

used under these conditions, derives from the overlaying ground, or in close-to-surface tunnels additionally through foundation loads of building complexes. The umbrella is supported by the shotcrete lining and by the ground soil in front of the rock face. Therefore a reliable load transfer necessitates the sufficient load-bearing-capacity of all load-bearing-elements involved: umbrella system, shotcrete lining and rock face [10].

A possible stabilizing measure consists of installing rock face bolts with a certain overlapping. In such specific cases either self-drilling rockbolts (chapter 2.2.3) or fiberglass rockbolts (chapter 2.2.4) are employed. Their static principle of operation lies in increasing the ground load capacity: the stronger the reinforcement of the rock face, the higher is the load the pipes manage to transfer to the ground in front of the rock face [10]. In close-to-surface tunnels the rock face bolting is used as a method to minimize settlement and to prevent subsidence damages.

There is an interaction between the 3 values of: round length, strength of the umbrella system and any reinforce-



**12** Ortsbrustverankerung beim Durchfahren des Tavetscher Zwischenmassivs, Gotthard-Basistunnel, Abschnitt Sedrun Nord  
Rock face support with self-drilling rockbolts during the advancement in the Tavetscher Zwischenmassiv, Gotthard Base Tunnel, Section Sedrun North



### 4 Schlusswort

Unzählige Felsankersysteme wurden seit dem späten 19. Jahrhundert entwickelt. Einige vermochten sich in den vergangenen Jahrzehnten im Tunnelbau zu etablieren.

Die Tunnelbauer entwickeln langsam aber unermüdlich Lösungen, welche die Grenzen des Machbaren verschieben. Neue Ankersysteme, Weiterentwicklungen von bestehenden Produkten und innovative Bauweisen werden das Vordringen in bisher nicht beherrschbare Gesteinsformationen ermöglichen.

Die fortschreitende Mechanisierung wird nicht nur die technische Machbarkeit dazu liefern, sondern auch die Personensicherheit und die Wirtschaftlichkeit dieser Lösungen unterstützen.

### Literatur/References

- [1] Stillborg, B.: Professional Users Handbook for Rock Bolting. 2. Auflage. Clausthal-Zellerfeld: Trans Tech Publications (1994)
- [2] Schach, R., Garshol, K., Heltzen, A. M.: Rock Bolting – A Practical Handbook. 1. Auflage. Oxford: Pergamon Press (1979)
- [3] N. N.: DIN 21521/1 – Gebirgsanker für den Bergbau und den Tunnelbau – Begriffe. Berlin: Beuth Verlag GmbH (1990)
- [4] N. N.: DIN 21521/2 – Gebirgsanker für den Bergbau und den Tunnelbau – Allgemeine Anforderungen für Gebirgsanker aus Stahl – Prüfungen, Prüfverfahren. Berlin: Beuth Verlag GmbH (1993)
- [5] SIA (Hrsg.): SIA 267:2013 – Geotechnik. Zürich: SIA (2013)
- [6] SIA (Hrsg.): SIA 267/1:2013 – Geotechnik – Ergänzende Festlegungen. Zürich: SIA (2013)
- [7] N. N.: DIN 21522 – Ankerplatte für den Gruben- und Tunnelbau. Berlin: Beuth Verlag GmbH (1972)
- [8] Maidl, B.: Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus. 3. Auflage. Essen: Verlag Glückauf (2004)
- [9] Girmscheid, G.: Bauprozesse und Bauverfahren des Tunnelbaus. 3. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn (2013)
- [10] Anagnostou, G.: Standsicherheit im Ortsbrustbereich beim Vortrieb von oberflächennahen Tunneln. Symposium „Städtischer Tunnelbau – Bautechnik und funktionelle Ausschreibung“, Zürich (1999), S. 85-95
- [11] Ehrbar, H.: Gotthard Base Tunnel Sedrun section mastering squeezing Rock zones. Proceedings of ITA World Tunnel Congress 2005 „ Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future“, Istanbul (2005)

ment strength of the rock face. All 3 values can be optimized according to requirements. Attention should be paid to the fact that the bolting of the rock face during the excavation advance can be reinforced at will, contrary to the umbrella system. This suggests choosing a heavier umbrella, allowing the flexible adaption of the rock face bolting according to local requirements. [10] suggests for this purpose a prior definition of the rock-face-classes.

During the excavation process there are no face plates installed. Accordingly the supportive effect of the rock face bolting is based exclusively on the adhesion between grout body and ground soil [10]. Rockbolt traction tests are indispensable in order to proof a sufficient adhesion between ground and grout body, respectively between grout body and rockbolt. During periods of standstill (e.g. while installing a further section of rock face support) the load capacity of the rock face can be increased by applying face plates.

In rock the face is mainly stable. However, encountering weathered rock, karst phenomena or fault zones may certainly lead to an unstable rock face. The management and control of the rock face is of fundamental importance, especially where big rock deformations occur under squeezing rock conditions. This has been the case during the advancement in the Tavetscher Zwischenmassiv, Gotthard Base Tunnel, section Sedrun North. 18 m long self-drilling rockbolts in an overlapping of 6 m have been installed in order to reinforce the rock face [11] (Fig. 12). Rock face bolting serves also the purpose of minimizing convergences.

### 4 Closing Remarks

A large number of rockbolt systems have been developed since the late 19<sup>th</sup> century. Few of them could establish themselves in the past decades as state-of-the-art methods for tunnelling.

Tunnel builders slowly but unrelenting engineer solutions that stretch the limits of possibility. New rockbolt systems, further development of existing products and innovative construction methods will make it possible to advance into rock formations not controllable so far.

The ever advancing mechanization will not only make these solutions possible, but also more economical and enhance the working safety.

Andreas Theiler, dipl. Bauingenieur ETH/SIA, Lombardi AG, Luzern/CH

# Ortsbrustanker im druckhaften Gebirge (TZM Nord)

## Sicht des Planers

Im Teilabschnitt Sedrun des Gotthard-Basistunnels wurden stark druckhafte Formationen durchörtert. Anker dienten als Sicherungsmittel in den druckhaften Abschnitten des Teilabschnittes Sedrun zur Beherrschung der Stabilität der Ortsbrust und des Ausbruchrandes sowie zur Beherrschung des Deformationsverlaufs. Dies stellte spezielle Anforderungen an die Wahl der Anker sowie an deren Dimensionierung.

# Face Anchors in squeezing Rock (TZM North)

## The Planner's Perspective

In the Sedrun part-section of the Gotthard Base Tunnel pronouncedly squeezing formations had to be penetrated. Anchors served as supporting agents in the squeezing sections of the Sedrun part-section to master face stability and the edge of the excavation as well as the course of deformations. This placed special demands on the choice of anchors as well as their dimensioning.

### 1 Überblick über das Projekt

Die AlpTransit Gotthard AG (ATG) realisiert im Auftrag des Bundes den 57 km langen Gotthard-Basistunnel (GBT). Der Bau des Gotthard-Basistunnels wurde in 5 Teilabschnitten (TA) realisiert. Der TA Sedrun liegt zwischen den beiden TA Amsteg im Norden und Faido im Süden. Der Zugang zum Tunnel erfolgt beim Zwischenangriff Sedrun über einen 990 m langen horizontalen Stollen und einen rund 800 m tiefen Vertikalschacht.

Der TA Sedrun besteht auf Tunnelniveau aus der Multifunktionsstelle (MFS) Sedrun sowie den beiden parallel liegenden Einspur-Tunnelröhren (EST) Ost und West (Bild 1).

Die Vortriebe der beiden EST Ost und West erfolgten Richtung Süd und Nord. Die EST Richtung Nord weisen eine Länge von 2165 m (Oströhre) bzw. 2145 m (Weströhre) auf.

Die Hauptlithologien des Tavetscher Zwischenmassivs (TZM) Nord sind graue, fein- bis mittelkörnige, chloritführende (Biotit-) Hellglimmergneise bis -schiefer. Die Gesteine des TZM Nord sind teilweise stark geschiefert und kakiritisiert. Die nördlich an das TZM Nord anschliessende Clavaniev-Zone umfasst eine kakiritisierte Gesteinsserie mit dunklen, fein- bis mittelkörnigen Biotit-Hellglimmerschiefern und -gneisen, Biotitschiefern und Chloritschiefern. Die Gesteine sind zum Teil phyllitisch und fein- bis grob gebändert (Bild 2).

### 1 Project Overview

The AlpTransit Gotthard AG (AGT) is accomplishing the 57 km long Gotthard Base Tunnel (GBT) on behalf of the state. The Gotthard Base Tunnel was built in 5 part-sections (TA). The TA Sedrun is located between the TA Amsteg in the north and TA Faido in the south. Access to the tunnel is obtained through the Sedrun intermediate point of attack via a 990 m long horizontal tunnel and a roughly 800 m deep vertical shaft.

The TA Sedrun at tunnel level comprises the Sedrun multi-function station (MFS) as well as the 2 parallel single-track running tunnels (EST) East and West (Fig. 1).

The drives for the ESTs East and West took place towards the south and north. The northbound ESTs are 2,165 m long (East bore) and 2,145 m long (West bore).

The main lithologies of the Tavetsch Intermediate Massif (TZM) North are grey, fine to medium-grained, chlorite-bearing (biotite) light mica gneisses or slates. The TZM North rocks are in some cases highly schistose and kakaritic. The Clavaniev Zone adjoining the TZM North to the north embraces a kakaritic rock series with dark, fine to medium-grained biotite light mica slates and gneisses, biotite slates and chlorite slates. The rocks are in part phyllitic and fine to coarsely banded (Fig. 2).

## Boulons d'ancrage frontaux en terrain poussant (TZM Nord)

### Point de vue du concepteur

Des formations de terrain très poussant ont été localisées dans la section Sedrun du tunnel de base du Saint-Gothard. Des boulons d'ancrage ont été utilisés pour renforcer le front de taille dans les parties poussantes du tronçon de Sedrun. Ils assurent la stabilité du front et des bords de l'excavation, et permettent de contrôler les déformations. Il a fallu répondre à des exigences spécifiques dans le choix des boulons et leur dimensionnement.

## Ancoraggio del fronte di scavo in roccia spingente (TZM Nord)

### Punto di vista del progettista

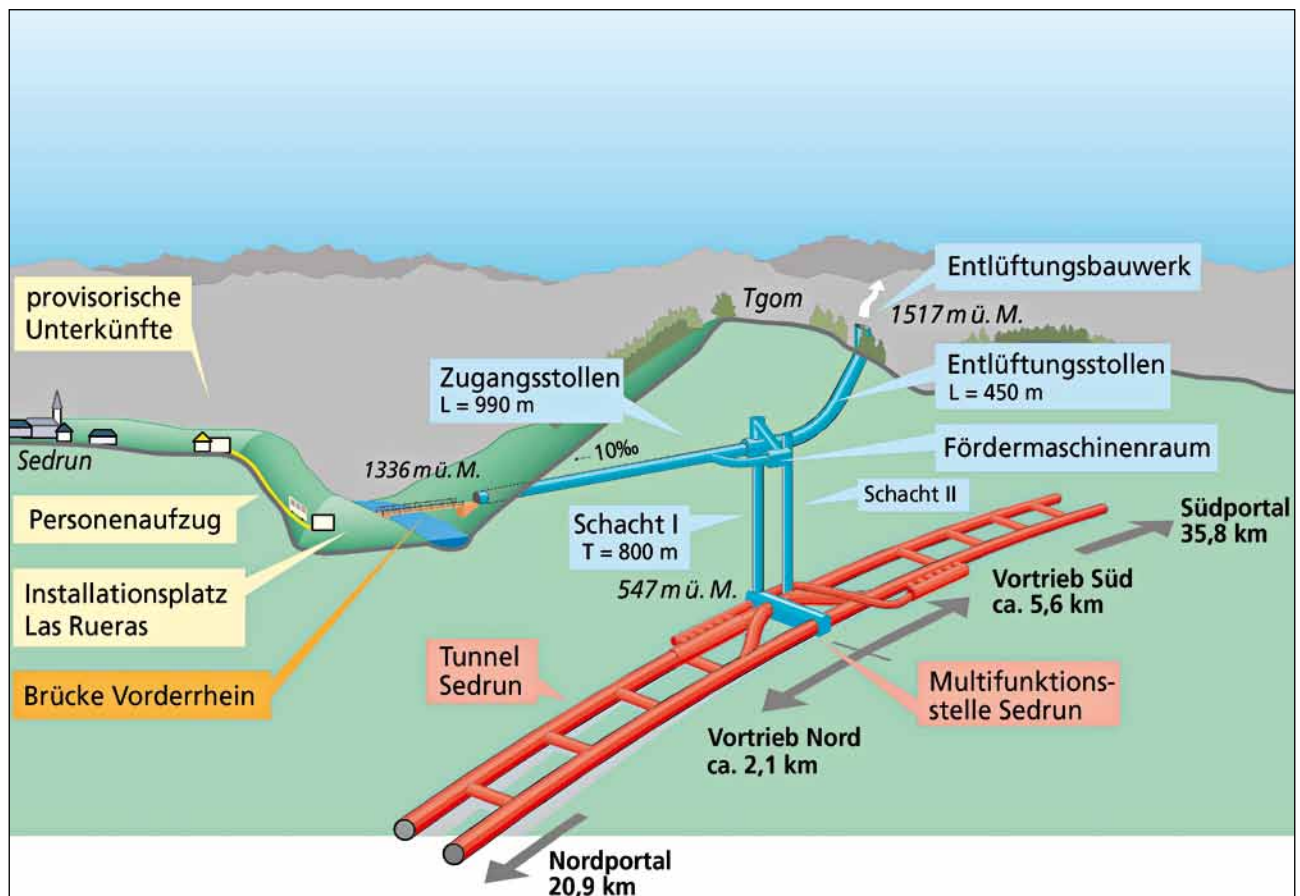
Nel tratto parziale di Sedrun della galleria di base del Gottardo sono state attraversate formazioni fortemente spingenti. L'ancoraggio è servito da protezione nelle parti spingenti del tratto parziale di Sedrun per controllare la stabilità del fronte e del contorno di scavo come anche per dominare l'andamento della deformazione. Ciò ha posto particolari esigenze riguardo alla scelta dell'ancoraggio e delle sue dimensioni.

Der Ausbruch der Einspurtrunnelröhren im TZM Nord erfolgte im kreisrunden Vollprofil mechanisch mit dem Abbauhammer. Teilweise waren Lockerungssprengungen erforderlich (Bild 3).

Geschüttet wurde mit Pneufahrzeugen. Zusätzlich zur Grundinstallation wurde für die grossen Profile bis 13 m Durchmesser in den druckhaften Abschnitten eine an Schienen aufgehängte Vortriebsinstallation verwendet,

The single-track bores in the TZM North were excavated mechanically with a circular full cross-section using a hydraulic hammer. In some cases, blasting was applied to loosen the rock (Fig. 3).

Wheel-based vehicles were applied for mucking purposes. In addition to the basic installation, a driving installation suspended on rails was used for the major cross-sections of up to 13 m diameter in the squeezing sections, which per-



1 Übersicht Teilabschnitt Sedrun  
Overview of Sedrun part-section



welche ein Arbeiten auf 2 Ebenen gestattete. Im Vortrag zum gleichen Thema aus Unternehmersicht sind Details dazu erläutert.

## 2 Problemstellung

Die Anker in der Ortsbrust dienen der Stabilisierung des Hohlräume sowie der Kontrolle des Deformationsverlaufs. Die Deformationen in der Ortsbrust sollen jedoch nur in dem (notwendigen) Ausmass behindert werden, als dies zur Erhaltung der Stabilität erforderlich ist.

Umgekehrt heisst das, dass der zur Stabilisierung der Ortsbrust erforderliche Tragwiderstand der Ortsbrustanker durch die grossen Verformungen nicht beeinträchtigt werden darf.

Beim grössten prognostizierten Ausbruchsicherungstyp (AST 4.4) führen die sehr grossen erforderlichen Verformungen zu einer totalen Längsdehnung von max. 10 bis 25 cm/m (10 bis 25 %). Die Bruchdehnungen normaler Stahlanker und insbesondere der GFK-Anker liegen darunter (Stahl bis max. 22% Bruchdehnung, GFK ca. 2,5%).

## 3 Versagensmechanismen

Gemäss SIA 191, Kap. 4.31 wird bei nicht vorgespannten Anker angestrebt, den äusseren Tragwiderstand grösser als den inneren Tragwiderstand zu wählen. Dadurch kann von einem duktilen Versagen (Fließplateau Ankerstahl) ausgegangen werden.

Die Anker in den druckhaften Zonen müssen, bedingt durch die grossen Verformungen des Gebirges, im Gebirge gleiten.

mitted work to be tackled at 2 levels. The relevant details are to be found in the contractor's paper on the same topic.

## 2 Problem to be resolved

The face anchors serve to stabilize the cavity as well as control the course of deformations. The deformations in the face, however, must only be prevented to the (required) extent for maintaining stability.

On the other hand, the bearing resistance of the face anchors required to stabilize the face must not be affected by major deformations.

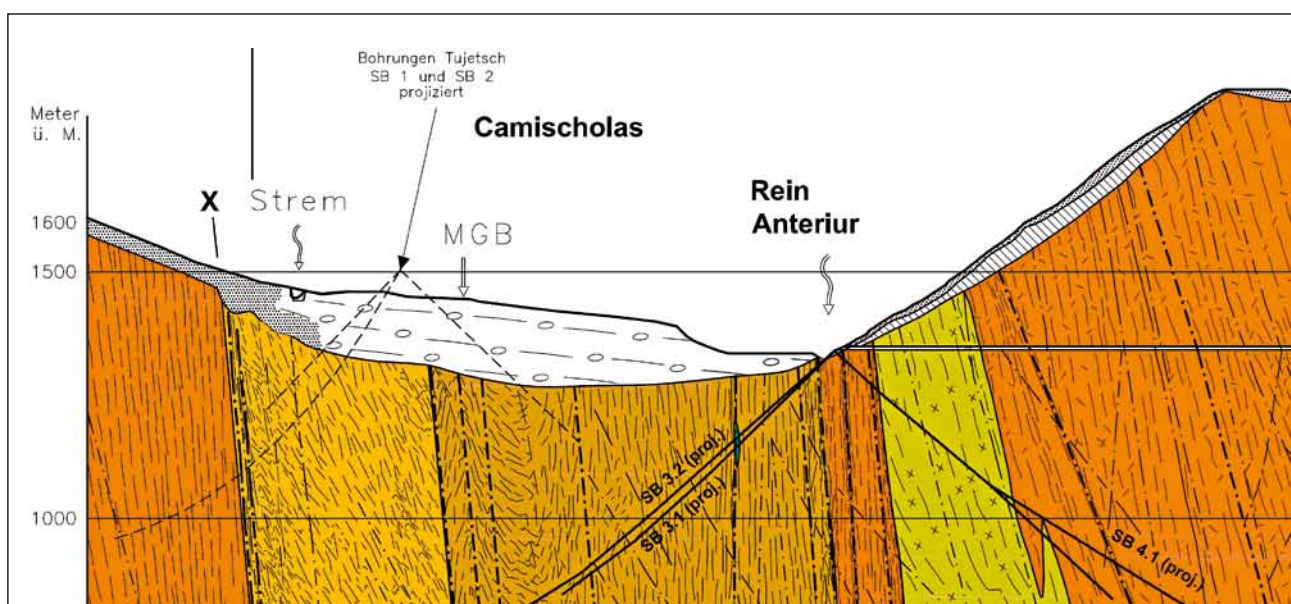
In the case of the largest forecast type of excavation support (AST 4.4) the extremely high necessary deformations lead to a total longitudinal expansion of max. 10 to 25 cm/m (10 to 25 %). The elongations at break of normal steel anchors and GFR anchors in particular lie below this (steel with a max. elongation at break of 22 %, GFR approx. 2.5 %).

## 3 Failure Mechanism

According to SIA 191, Chap. 4.31 an attempt is made in the case of non pre-tensioned anchors to select the external bearing resistance to be greater than the internal one. In this way, a ductile failure (flow plateau of anchor steel) can be presupposed.

The anchors in the squeezing zones must slide in the rock owing to the major rock deformations.

This signifies that the external bearing resistance must be selected as smaller than the internal bearing resistance or preferably the length of the bolts or the installation time is



2 Geologisches Längenprofil Tavetscher Zwischenmassiv Nord  
Geological longitudinal profile of Tavetsch Intermediate Massif North

Daraus folgt, dass der äussere Tragwiderstand kleiner gewählt werden muss als der innere Tragwiderstand oder besser die Länge der Anker bzw. der Einbauezeitpunkt so gewählt wird, dass der Anker nur einen Teil der Gebirgsverformungen mitmachen muss. Dabei ist das Kriechverhalten des Gebirges von entscheidender Bedeutung.

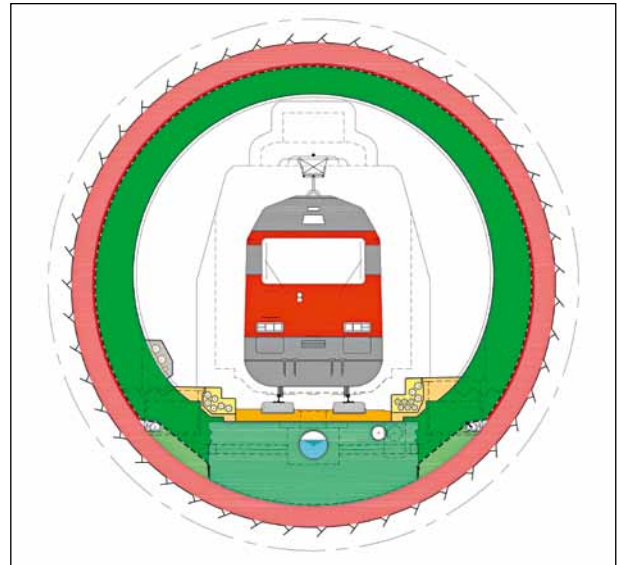
Im Gebirge ohne plastische Deformationen tritt ein Versagen der Fuge Anker – Ankermörtel im Normalfall nicht auf. Bei grossen Deformationen während des Abbindeprozesses kann es zu einer Störung des Gefüges des Ankermörtels kommen. Ein Versagen der Fuge Anker – Mörtel kann in diesen Fällen nicht ausgeschlossen werden.

Der Anker wird bei genügender Übertragung der Schubspannungen bis an seine Streckgrenze belastet. Unterschiede im Bohrloch und Brüche/Risse im Ankermörtel können zudem zu Spannungskonzentrationen und dadurch zu Einschnürungen des Ankers führen. Der Anker kann in diesem Fall weit unter seiner theoretischen Streckgrenze (bezogen auf eine Einheitslänge) versagen.

#### 4 Einsatzbereiche der Anker

Der angemessene und systematische Einsatz von Spiesen und langen Brustankern war für den Vortriebserfolg von zentraler Bedeutung. Sie stellen das wichtigste Sicherungsmittel zur Gewährleistung einer genügenden Arbeitssicherheit im Ortsbrustbereich dar. Die Radialanker dienen hauptsächlich zum Ausgleich der Deformationen im rückwärtigen Bereich. Folgende Ankertypen kamen hauptsächlich zum Einsatz (Bild 4, 5, 6):

- Ortsbrustanker  
Etappenweise eingebaut zur Homogenisierung der Gebirgsdeformationen im Ortsbrust-Bereich (OB) und zur Verhinderung des Nachbrechens aus der OB. Achsparallel flächig über die ganze OB versetzt. Eingesetzt wurden 12 m lange IBO-Anker mit mindestens 6 m Überlappung; typischerweise ca. 60 Stück pro Etappe (AST 4.3).
- Radialanker ohne Ankerplatten  
Gebirgshomogenisierende Wirkung hinsichtlich Deformationsverhalten, statisch von geringer Bedeutung, keine Kopfschutzfunktion. abschnittsweise im Sohlbereich infolge geringer Deformationen weggelassen. Die Radialanker wurden in den 67 cm grossen Zwischenräumen zwischen den Stahlbogen versetzt. Im Normalfall kamen Selbstbohr-Injektionsanker (IBO 32/18) zum Einsatz. Es wurden im Durchschnitt 22 Anker ( $l = 8$  m) pro lfm Tunnel versetzt.
- Spiesse  
Auf Bogen aufliegend bei jedem zweiten Abschlag versetzt; je nach Profilgrösse 20 bis 30 Anker ( $l = 6$  m) vom Typ IBO 44/24.
- Zusatzanker radial  
Zum Ausgleich des häufig asymmetrischen Deformationsverhaltens und zum Stoppen der überdurchschnittlichen Deformationen eingesetzt.



3 Normalprofil  
Standard cross-section

chosen in such a way that the anchor is only subjected to a part of the rock deformations. In this respect, the rock's creeping behaviour is of decisive importance.

In rock without plastic deformations failure of the anchor – anchor mortar joint normally does not occur. A disturbance of the structure of the anchor mortar can take place in the event of major deformations. In such cases failure of the anchor – mortar joint cannot be precluded.

Given sufficient transference of the shear stresses the anchor is loaded up to its elastic limit. In addition differences in the drill hole and breaks/cracks in the anchor mortar can lead to stress concentrations and as a result to contractions of the anchor. In this case, the anchor can fail far below its theoretical elastic limit (relating to a unit length).

#### 4 Application Fields for Anchors

The appropriate and systematic application of lances and long face anchors was of central significance for successful excavation. They represent the most important supporting agent to assure sufficient working safety in the face area. Radial anchors mainly serve to compensate the deformations in the rear area. The following types of anchor were principally applied (Figs. 4, 5, 6):

- Face anchors  
Installed in stages to homogenize rock deformations in the face area (OB) and to prevent crumbling from the OB. Placed parallel to the axis over the entire OB. 12 m long IBO anchors with a minimum overlap of 6 m were applied; typically roughly 60 anchors per stage (AST 4.3).
- Radial anchors without anchor plates  
Rock-homogenizing effect with regard to deformation behaviour, statically of low significance, no overhead protection function, left out in certain sections of the base invert

- Sicherung der Einmündungsbereiche der Querschläge  
Ersatzsicherung für Stahlbögen, um Querschlag anschlagen zu können.

#### 4.1 Berechnungsverfahren

Für die geotechnische Modellierung wurden verschiedene Methoden angewendet: Das Kennlinienverfahren sowie 2D-, 3D-FE- und FD-Berechnungen.

Beim Kennlinienverfahren kann der Ausbauwiderstand der Radialanker als Kohäsionserhöhung nach Spang [1] oder als erhöhter Ausbauwiderstand modelliert werden. Die Ortsbrustanker sind nicht direkt modellierbar. Zudem ergeben sich weder lage- noch zeitabhängige Resultate. Für schnelle Abschätzungen und zur Verifizierung der FD-Berechnungen wurden parallel Kennlinienverfahren (Lombardi und Kovári) angewendet.

Die Berechnungen für die Ausführungsplanung basierten vorwiegend auf axi(al)symmetrischen Berechnungsmodellen, durchgeführt mittels FLAC 2D. Parallel wurden einzelne 3D-Berechnungen zur Eichung und Überprüfung durchgeführt. Das Berechnungsmodell simuliert dabei den Ausbruch des Tunnels in Schritten von 1 m. Dadurch sind nicht nur Aussagen über die endgültigen Deformationen sondern auch über deren Verlauf möglich. Als Resultat sind dabei inkrementelle Deformationen pro Abschlag von besonderer Bedeutung, da sie mit den Messresultaten aus den verschiedenen Messungen im Tunnel verglichen werden können. Insbesondere können dadurch bei den wechselhaften Verhältnissen Aussagen über die vor der Ortsbrust liegenden Verhältnisse gemacht werden (Bild 7).

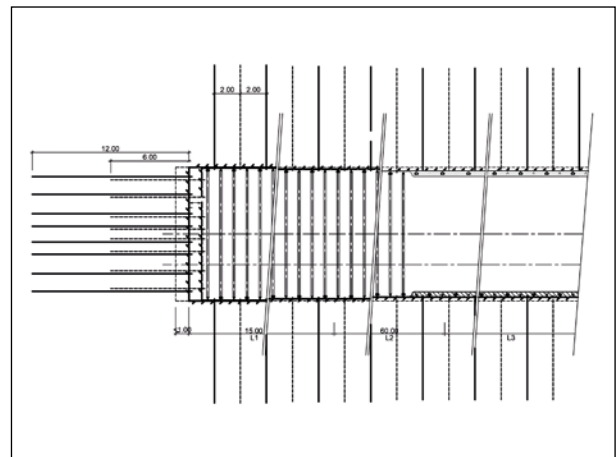
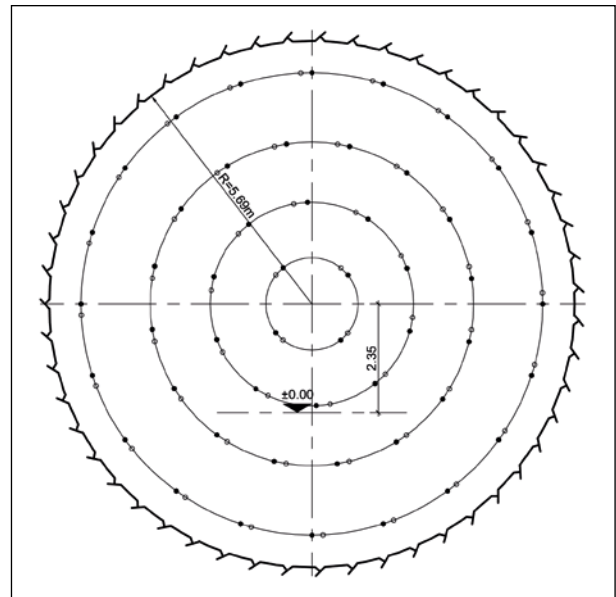
Basierend auf der möglichen Abweichung von Kennwerten und bei Betrachtung der geologischen Variationen konnten einige typische Rechenfälle unterschieden werden. Variationen zwischen Parametersatz und Ausbausicherungstyp (Widerstände, Ankerung etc.) erlaubten die Bestimmung des zweckmässigsten Ausbruchsicherungstyps für den jeweiligen Parametersatz bzw. Rechenfall.

#### 4.2 Modellierung

In den statischen Nachweisen wurde das Zusammenwirken von Gebirge und Anker an Hand von FD-Berechnungen untersucht.

Die Kraftübertragung zwischen Gebirge und Ankerkörper wurde einerseits als Kohäsionserhöhung des Gebirges und andererseits als Adhäsion definiert. Die Adhäsion wurde konstant unabhängig von den Deformationen und den wirkenden Spannungen angenommen (150 bis 50 kN/lfm, d.h. 0,5 N/mm<sup>2</sup> bzw. 0,17 N/mm<sup>2</sup>).

Die angenommenen Werte für die Modellierung basieren auf den durchgeführten Versuchen. Die Ankerung in der Ortsbrust wurde bei den axisymmetrischen Berechnungen (Regelfall) als Kohäsionserhöhung modelliert. Die verwen-



4 Ansicht Ortsbrust und Längsschnitt  
View of face and longitudinal section

on account of low deformations. The radial anchors were placed in the 67 cm large intermediate spaces between the steel arches. Normally self-drilling injection anchors (IBO 32/18) were applied. On average 22 anchors (l = 8 m) per running metre of tunnel were installed.

- Lances  
Installed in every second round of advance on arches; 20 to 30 anchors (l = 6 m) of Type IBO 44/24 depending on size of profile.
- Additional anchors radial  
To compensate the often asymmetric deformation behaviour and prevent over-average deformations.
- Securing the cross-passage intersection areas  
Back-up support for steel arches to be able to link up cross-passages.

#### 4.1 Calculation Methods

Various methods were applied for geotechnical modelling: the characteristic curve method as well as 2D, 3D-FE and FD calculations.



deten Werte wurden mit Hilfe von FLAC 3D-Berechnungen mit einzeln modellierten Ortsbrustankern geeicht.

### 5 Ankervorversuche

Um die Wirkungsweise von Ankern in den Formationen des TQM zu untersuchen, erfolgte im Rahmen der Projektierung im Jahr 1998 im Gotthard-Strassentunnel eine erste Versuchsserie mit Litzenankern und Selbstbohrinjektionsankern (Ankerersatz- und Ausziehversuche). Die Versuche wurden im Sicherheitsstollen des Gotthard-Strassentunnels durchgeführt. Die Resultate der Vorversuche berücksichtigte man bei der Wahl der Ankertypen im Werkvertrag für das Baulos 360 (Tunnel Sedrun).

Trotz der Vorversuche konnten wichtige Fragen zum Verhalten der Anker nicht geklärt werden. Auf Grund der noch offenen Punkte wurde im Jahr 2000 ein neues Versuchsprogramm erarbeitet, welches sich auf einen Vorbericht des Instituts für Geotechnik an der ETH stützte. Das Versuchsprogramm wurde nicht durchgeführt. Die ATG entschied, weitere Versuche im Rahmen der eigentlichen Vortriebsarbeiten auszuführen.

In the case of the characteristic curve method the support resistance of the radial anchors can be modelled as a cohesive increase according to Spang [1] or as increased support resistance. The face anchors cannot be modelled directly. In addition there are neither position nor time-related results. Parallel characteristic curve methods (Lombardi and Kovári) were applied to obtain quick estimates and verify the FD calculations.

The calculations for execution planning are based largely on axial-symmetrical calculation models, carried out by means of FLAC 2D.

Parallel individual 3D calculations were undertaken for calibration and evaluation purposes. In this connection, the calculation model simulates the tunnel excavation in 1 m steps. As a result, assertions relating to the final deformations as well as their course are possible. Consequently, incremental deformations per round of advance are of particular importance, as they can be compared with the measurement results derived from the various measurements undertaken in the tunnel. As a result, in particular statements relating to conditions prevailing in front of the face given the changing conditions can be made (Fig. 7).



5 Ansicht eingespritzte Ortsbrust mit Ortsbrustankern  
View of sprayed face with face anchors



Auch diese Versuche im Vortriebsbereich wurden nicht durchgeführt, da einerseits die normalen Prüfungen der Anker zufriedenstellende Resultate zeigten und andererseits der Aufwand durch einen allfälligen Vortriebsunterbruch zu gross war.

### 6 Kontrollen

Gemäss Kontrollplan wurden Ankerprüfungen an 1 % der eingebauten Radialanker durchgeführt. Bis auf wenige Ausnahmen waren die Prüfungen erfolgreich: die Versager waren auf mangelhafte Ausführung zurückzuführen (unge-nügende Vermörtelung).

#### 6.1 Messanker

Zur Beurteilung der Belastung der Radialanker wurden Messquerschnitte, bestehend aus je 3 Messankern (Injektionsanker 32/18,  $l = 8$  m) eingebaut. Die Messanker hatten jeweils Messstellen an den Viertelpunkten der hohlen Ankerstange (Bild 8).

Based on the possible fluctuation of characteristic values and taking the geological conditions into consideration a distinction was drawn between a number of typical computational cases. Variations between parameter set and type of support (resistances, anchoring etc.) permitted the most suitable type of support for the given parameter set or computational case to be established.

#### 4.2 Modelling

The interaction of the rock and anchors was examined in the static proofs on the basis of FD calculations.

The transference of force between the rock and anchor body was on the one hand defined as a cohesive increase of the rock and on the other as adhesion. Adhesion was accepted to be constant independent of the deformations and the applicable stresses (150 to 50 kN/rm, i.e. 0.5 N/mm<sup>2</sup> or 0.17 N/mm<sup>2</sup>).

The assumed values for modelling are based on the tests carried out. Anchoring of the face was modelled as a co-



6 Anker als Zusatzmassnahme für Ausbruch Querschlag  
Anchors as additional measure for cross-passage excavation

Die Resultate der Messanker zeigten, dass die Anker bis an ihre Fließgrenze belastet sind. Die Länge der Dehnung ist dabei unterschiedlich und stark von der entsprechenden Geologie abhängig. Bereits nach 1 Tag ist der Anker zu 30 bis 50% (bezogen auf die Streckgrenze) belastet. Nach 8 Tagen (ca. 10 m Abstand zur Ortsbrust) sind grosse Bereiche der Anker bereits über die Streckgrenze hinaus beansprucht. Die Dehnungen beliefen sich auf 1 bis 2% und stimmten bei kleinen Deformationen relativ gut mit den berechneten überein.

Bei grossen Gebirgsdeformationen umfloss das Gebirge die Anker oder anders ausgedrückt: die Anker wurden ins Gebirge hineingezogen. Ein Gleiten resp. Versagen der Vermörtelung wurde festgestellt.

Eine systematische Prüfung der Ortsbrustanker erfolgte nicht, da dies zu langen Stillständen geführt hätte. Hingegen wurden die Deformationen der Ortsbrust und des vorausliegenden Gebirges laufend gemessen.

### 6.2 RH-Extensometer

Nach Werkvertrag war vorgesehen, im gesamten TZM Nord und in der Clavaniev-Zone Gleitmikrometer in die Ortsbrust einzubauen, um die vorausgehenden Verformungen in axialer Richtung zu messen. Demzufolge wurden mit Beginn des TZM Nord Gleitmikrometer aus Kunststoffrohren ersetzt. Durch den Gebirgsdruck wurden die Rohre jedoch zerstört, so dass keine Messungen mehr durchgeführt werden konnten. Auch der Versuch mit Stahlrohren anstelle von Kunststoffrohren war ohne Erfolg. Um dennoch die Verschiebungen vor der Ortsbrust messen zu können, wurden so genannte Reversed Head-Extensometer (RH-Extensometer) eingebaut. Die RH-Extensometer sind 24 m lange 6-fach Extensometer, die mit dem Messkopf am Bohrloch tiefsten eingebaut werden. Um die im Messkopf automatisch aufgezeichneten und gespeicherten Daten vortriebsbegleitend auslesen und auswerten zu können, werden die Daten drahtlos über eine eingebaute Antenne abgerufen. Die RH-Extensometer wiesen alle 4 m Messpunkte auf und der nachfolgende RH-Extensometer wurde so versetzt, dass der erste neue Messpunkt an derselben Stelle wie der letzte alte Messpunkt zu liegen kam. Es entstand somit eine lückenlose Messkette. Das Versetzen des neuen RH-Extensometers erfolgte, solange der letzte Messpunkt des vorherigen noch keine Verschiebungen erfahren hatte.

Die Extensometer wurden laufend gemessen, die Werte im Normalfall täglich ausgelesen und durch den Unternehmer (Arge TRANSCO) im Internet für alle Projektbeteiligten zugänglich gemacht. Bild 9 zeigt ein Beispiel.

Die Daten sind dabei zeitabhängig ausgewertet. Die Kurven zeigen die abschlagsabhängigen Deformationen der verschiedenen Punkte in der Ortsbrust. Gut erkennbar ist, dass pro Abschlag Verschiebungen der Ortsbrust bis zu 50 mm (im Extremfall bis zu 80 mm) gemessen werden

hesive increase in the case of axis-symmetrical calculations (standard case). The applied values were calibrated with the aid of FLAC 3D calculations with individually modelled face anchors.

## 5 Anchor Tests

In order to investigate the mode of functioning of anchors in the TZM formations, an initial test series involving strand anchors and self-drilling injection anchors (anchor placing and pull-out tests) was undertaken in the Gotthard road tunnel in 1998 within the scope of the project planning. The trials were carried out in the Gotthard road tunnel's safety tunnel. The results of these preliminary investigations were taken into consideration when selecting the types of anchor contained in the works contract for contract section 360 (Tunnel Sedrun).

In spite of these advance investigations important issues relating to the behaviour of the anchors could not be clarified. As a result of these still open issues, a new test programme was initiated in 2000, which was based on a preliminary report produced by the Institute for Geotechnics at the ETH. This programme was not embarked on. The ATG decided to undertake further tests within the scope of the actual driving operations.

These tests in connection with the drive were also not carried out as on the one hand, the standard tests on the anchors came up with satisfactory results and on the other, interrupting driving for this purpose would have simply been too excessive.

## 6 Controls

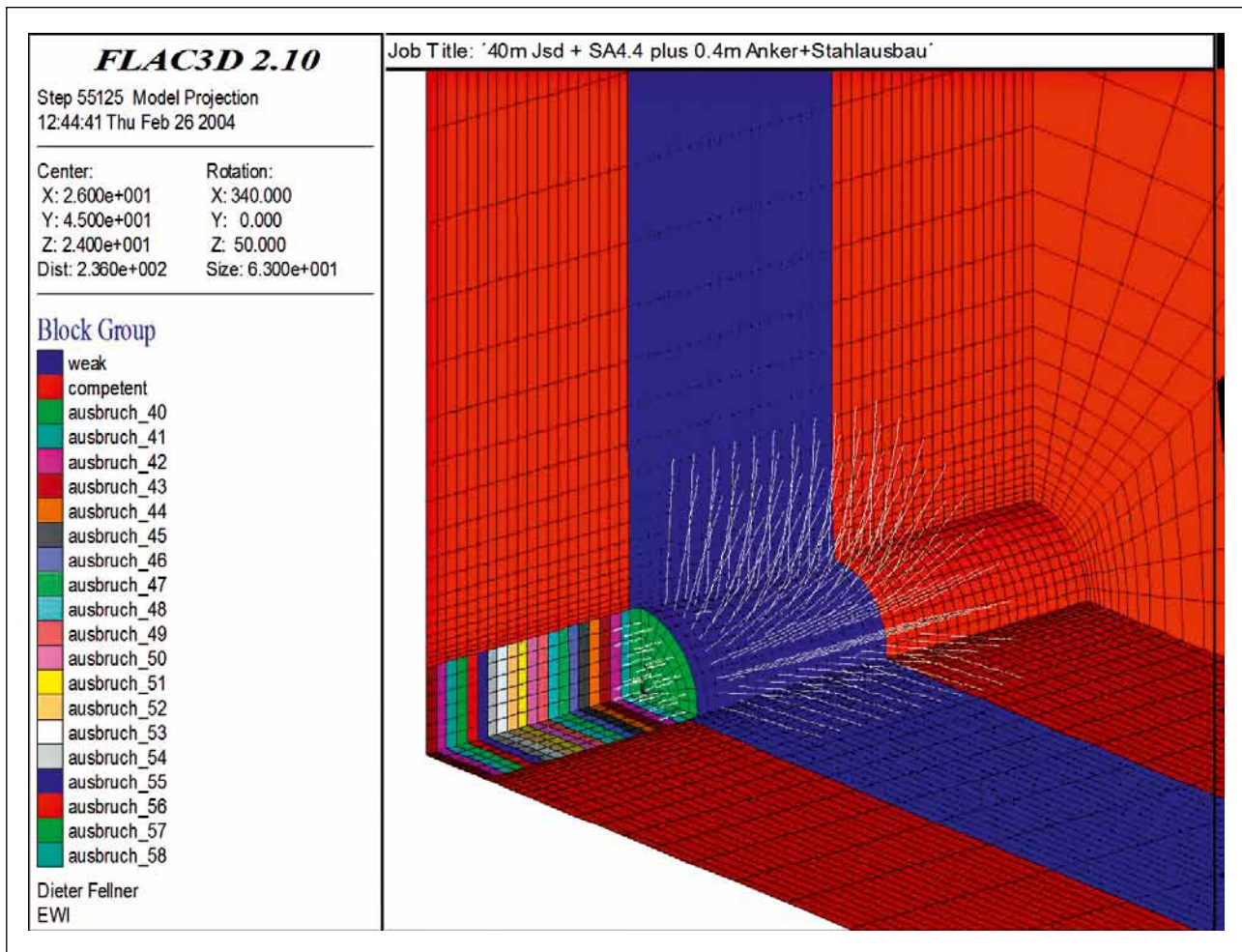
According to the control plan anchor tests were undertaken on 1% of the installed radial anchors. These tests were successful apart from a few exceptions: failures were attributable to faulty execution (cementing).

### 6.1 Measuring Anchors

Measurement cross-sections, consisting of 3 measuring anchors (injection anchor 32/18,  $l = 8$  m), were installed to assess the load imposed on the radial anchors. These measuring anchors each possessed measurement points at the quarter points of the hollow anchor rod (Fig. 8).

The measuring anchor results indicated that the anchors are loaded up to their yield limit. The length of elongation differs in each case and greatly depends on the corresponding geology. After only 1 day the anchor load amounts to 30 to 50% (related to the elastic limit). After 8 days (approx. 10 m gap to the face) large areas of the anchor have already exceeded the elastic limit. The elongations amounted to 1 to 2% and conformed relatively well with the calculated deformations in the case of small ones.





7 *FLAC 3D-Modellierung der Vortriebe in wechselnder Geologie*  
*FLAC 3D modelling of the drives in changing geology*

konnten. Zudem ist der zeitliche Verlauf der Deformationen gut erkennbar.

Die Deformationsdifferenzen zwischen 2 benachbarten Messpunkten stellen die Verformungen im Bereich des Messpunktes besser dar. In Abhängigkeit des Abstandes der Messpunkte können sie als Dehnungen dargestellt werden. Bild 10 zeigt den typischen Verlauf der Längsdehnungen abhängig von der Geologie (Vortriebsstand).

Der treppenförmige Verlauf zeigt die Dehnung pro Abschlag. Die gesamte axiale Längsdehnung liegt für den betrachteten Abschnitt von Tkm 218,890 bis 219,010 (Homogenbereiche N16 bis N18) zwischen 1,5 und 7%. Unter Berücksichtigung der Verfälschungen durch Unterbrüche und zerstörte Messpunkte kann von einer mittleren Längsdehnung von ca. 3,0% ausgegangen werden.

## 7 Erfahrungen

Die Stabilität der Ortsbrust ist bei einem Vollausbuch die Voraussetzung für einen wirtschaftlichen Vortrieb. Es zeigte sich, dass die Gesamtstabilität der Ortsbrust trotz Ver-

formungen im Bereich des Messpunktes besser dar. In Abhängigkeit des Abstandes der Messpunkte können sie als Dehnungen dargestellt werden. Bild 10 zeigt den typischen Verlauf der Längsdehnungen abhängig von der Geologie (Vortriebsstand).

Der treppenförmige Verlauf zeigt die Dehnung pro Abschlag. Die gesamte axiale Längsdehnung liegt für den betrachteten Abschnitt von Tkm 218,890 bis 219,010 (Homogenbereiche N16 bis N18) zwischen 1,5 und 7%. Unter Berücksichtigung der Verfälschungen durch Unterbrüche und zerstörte Messpunkte kann von einer mittleren Längsdehnung von ca. 3,0% ausgegangen werden.

### 6.2 RH Extensometer

According to the works contract it was intended to install sliding micrometers at the face in the entire TZM North and the Clavaniev Zone in order to measure the advance deformations in an axial direction. Consequently, plastic sliding micrometers consisting of plastic tubes were installed when work began on the TZM North. However, the tubes were destroyed by rock pressure so that measurements could no longer be executed. An attempt involving the use of steel tubes was also unsuccessful.

Notwithstanding, so that the displacements in front of the face could be measured, so-called Reverse Head

schiebungen bis 10 cm pro Abschlag mit den 12 m langen Ortsbrustankern beherrscht werden konnte. Ein Problem stellten hingegen lokale Ablösungen durch die Auflockerung der Ortsbrust im Nahbereich dar. Bei quer stehender und verstärkt bei gewellter Schichtung lösten sich zu Beginn immer wieder kleinere Platten. Daraufhin wurde die Ortsbrustsicherung mit Netzen und 10 bis 20 cm Spritzbeton verstärkt und das Ortsbrust-Ankerraster angepasst. Dadurch konnten weitere Ablösungen vermieden werden.

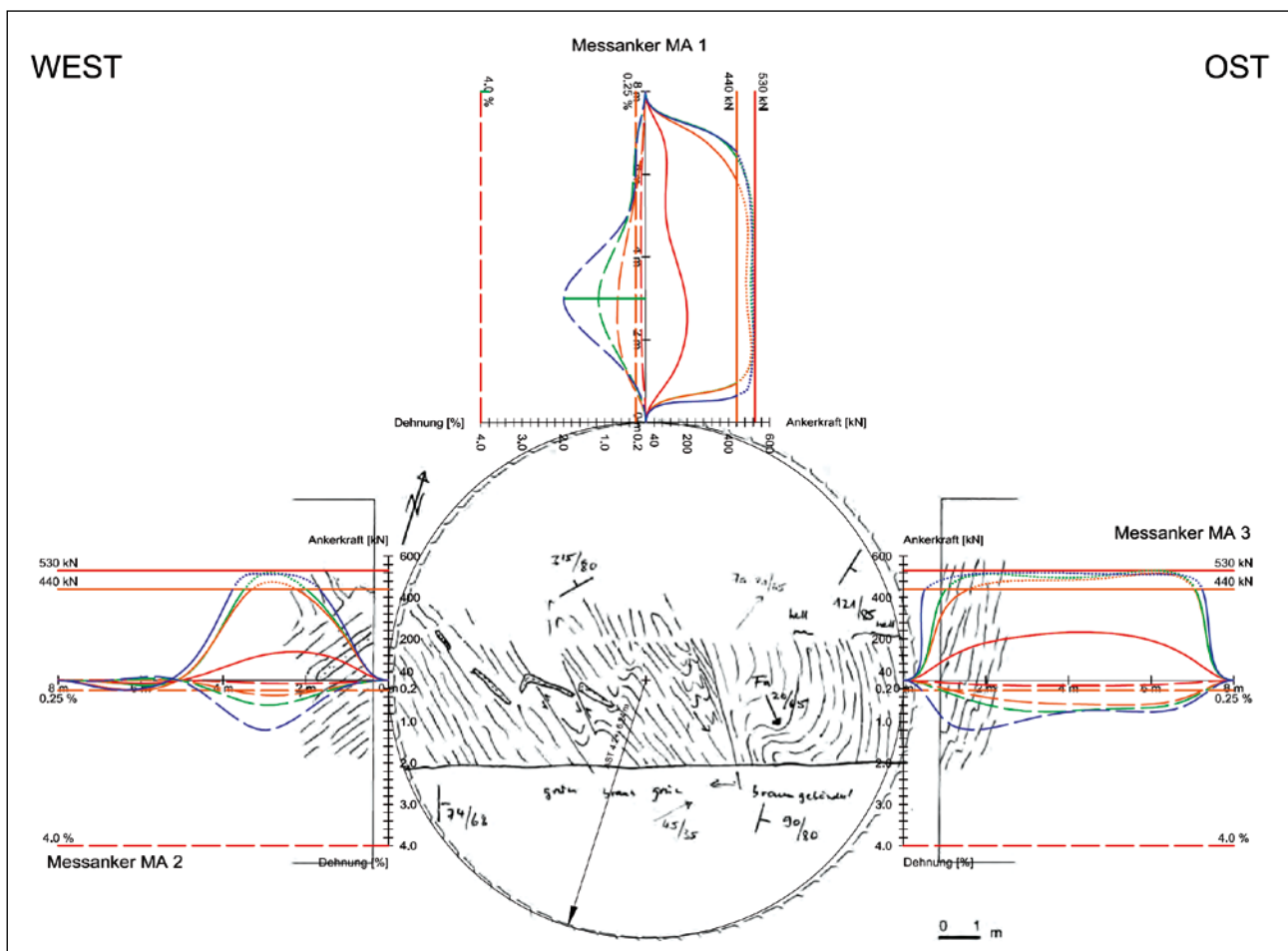
Die Ortsbrustsicherung wurde ebenfalls systematischer eingebaut als zu Beginn vorgesehen. Die grössten Unterschiede zwischen Projekt und Ausführung sind im Folgenden aufgeführt:

- Der systematische Einbau einer flächigen Netzlage auf der ersten Versiegelung nach dem Abbau war ursprünglich nicht vorgesehen. Die Spritzbetonversiegelung wurde systematisch dicker als vorgesehen in einer Dicke von 10 bis 20 cm erstellt. Die Anpassungen waren für die Sicherstellung einer genügenden Arbeitssicherheit beim Bogeneinbau vor der bis zu 13 m hohen Ortsbrust zwingend erforderlich.
- Die Ortsbrustanker wurden nicht ringförmig (wie vorgesehen), sondern in einem fixen Raster (1,5 x 1,5 m)

Extensometers (RH extensometers) were installed. These RH extensometers are 24 m long, 6-fold extensometers, which are installed with the measuring head at the deepest point of the drill hole. The data, which are automatically recorded and stored in the measuring head, are transferred via a built-in antenna to be read and evaluated. The RH extensometers possess measuring points at 4 m gaps and the subsequent RH extensometer is installed in such a manner that the first new measuring point is placed on the same spot as the previous old measuring point. In this way, a complete chain of measurements was created. The new RH extensometer was placed providing that its predecessor's last measuring point experienced no displacements.

The extensometers were read continuously, the values normally read off once a day and made accessible to all those involved online by the contractor (TRANSCO JV). Fig. 9 provides an example.

In this connection, the data are evaluated relating to time. The curves display the deformations related to rounds of advance for the various points in the face. It can be clearly discerned that face displacements of up to 50 mm (in ex-



8 Messanker: Dehnungen und Ankerkräfte pro Messquerschnitt (Tkm 219.402)  
 Measuring anchor: elongations and anchor forces per measurement cross-section (tunnel km 219.402)

eingebaut. Daraus ergaben sich vor allem Vorteile beim mechanischen Abbau, da auf Grund der Kinematik des Baggerarms der vertikale Abbau zwischen den Ankerreihen viel schneller ablief.

- Unabhängig von der Profilgrösse und Ausbruchsicherung wurden 12 m lange Selbstbohrinjektionsanker des Typs IBO als Ortsbrustanker mit mind. 6 m Überlappung versetzt. Die Anzahl der versetzten Ortsbrust-Anker entsprach in etwa dem Projekt.
- Aus allen möglichen ausgedruckten Ankertypen wurden einzelne Ankertypen (Selbstbohrinjektionsanker) für alle Verhältnisse verwendet.
- Längere Ortsbrustanker (18 m) kamen nur im Ausnahmefällen bei Profilwechseln, der letzten Etappe vor einem grösseren Unterbruch (z.B. vor den Sommerferien) oder zur Vermeidung von Bohrarbeiten zu einem ungünstigen Zeitpunkt zum Einsatz. Ab 12 m konnten deutliche Probleme mit dem Verlaufen der Anker festgestellt werden.

### Literatur/References

- [1] K. Spang (1988); Beitrag zur rechnerischen Berücksichtigung vollvermörtelter Anker bei der Sicherung von Felsbauwerken in geschichtetem oder geklüftetem Gebirge; Diss. EPFL, Lausanne
- [2] Kovári, K. (1998): Tunnelbau in druckhaftem Gebirge, Tunnel 5/98; Bauverlag Gütersloh
- [3] Kovári K., Ehrbar H. (2008): „Gotthard-Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun – Die druckhaften Strecken im TZM Nord – Projektierung und Realisierung“
- [4] Gruber L.R., (2005) „Sedrun – Erfahrungen mit den Spezialvortrieben Richtung Norden“, Vortrag Swiss Tunnel Congress

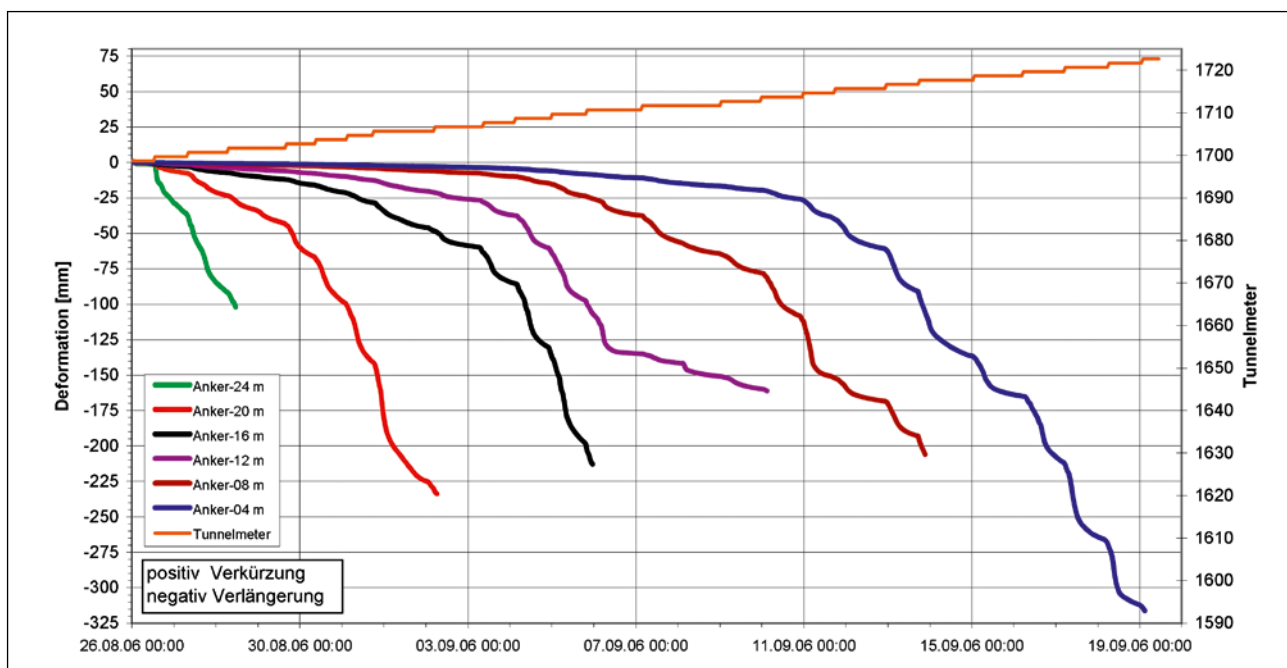
trema cases up to 80 mm) were measured per round of advance. Furthermore, the chronological course of the deformations can be well identified.

The deformation differences between 2 neighbouring measuring points better represent the deformations at the measuring point. Depending on the gap between the measuring points they can be shown as elongations. Fig. 10 displays the typical course of the longitudinal elongations depending on the geology (driving status).

The terraced course indicates the elongation per round of advance. The total axial longitudinal elongation amounts to between 1.5 and 7% for the observed section from tunnel km 218.890 to 219.010. Taking errors resulting from breaks and destroyed measuring points into consideration, the average longitudinal elongation can be assumed to be approx. 3.0%.

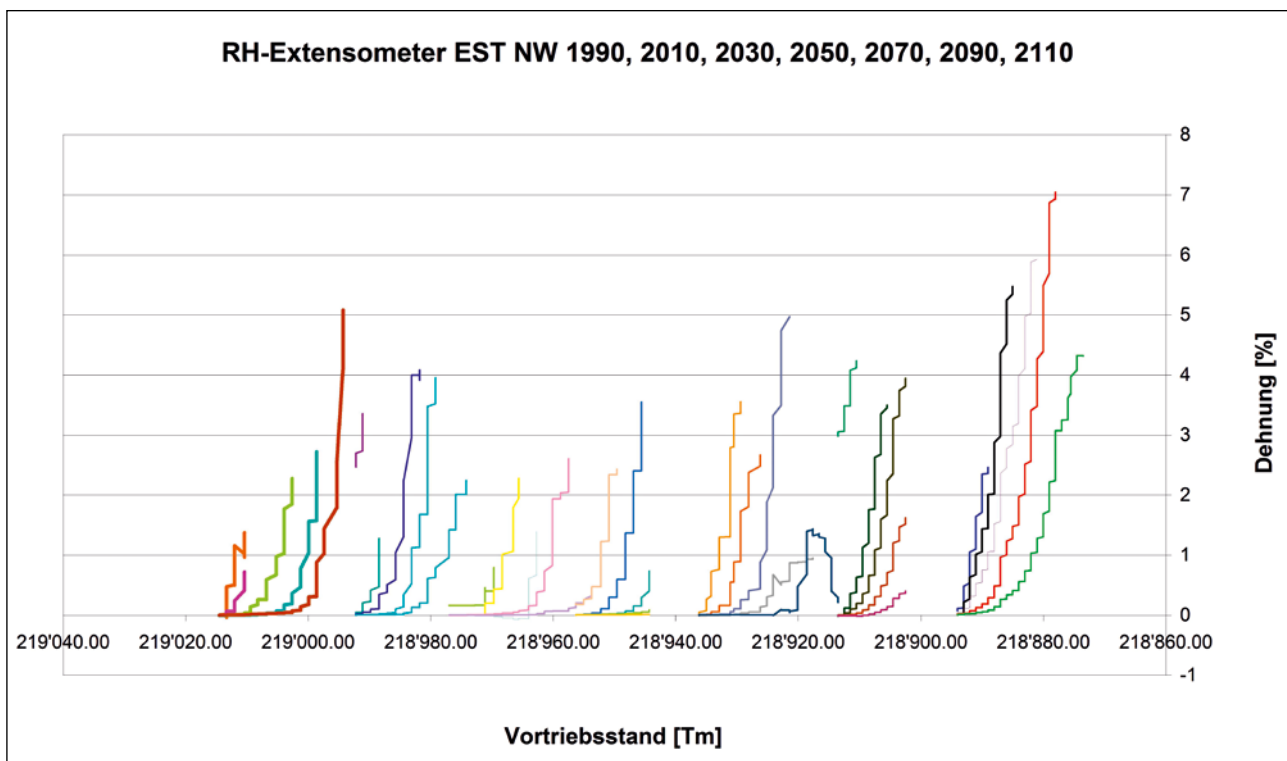
### 7 Findings

The stability of the face represents the prerequisite for an economic drive in the case of a full-face excavation. It was revealed that the face's overall stability in spite of displacements of up to 10 cm per round of advance could be mastered with the 12 m long face anchors. On the other hand, local spalling caused by loosening of the face presented close-range problems. Initially small slabs constantly became loose in the event of perpendicularly standing and particularly corrugated bedding. As a result, the face support was reinforced with netting and 10 to 20 cm of shotcrete and the face anchor pattern adjusted. In this way, further spalling was avoided.



9 Verschiebungen RH-Extensometer Tkm 119,411 (Tm 1589)  
Displacements RH extensometer tunnel km 119.411 (tunnel metre 1,589)





10 RH-Extensometer: Dehnungsverteilung  
RH extensometer elongation distribution

- [5] Ehrbar H., Pfenninger I. (1999): Umsetzung der Geologie in technische Massnahmen im Tavetscher Zwischenmassiv Nord, Tagungsband GEAT99, ETH Zürich. Balkema, Rotterdam
- [6] Kovári K., Amberg F., Ehrbar H. (1999): Tunnelbau in druckhaftem Gebirge – Eine Herausforderung für die neuen Alpentransversalen, X. Kolloquium für Bauverfahrenstechnik, Ruhr-Universität Bochum, Balkema, Rotterdam
- [7] Ehrbar H., (2004): Vortriebskonzept in den druckhaften Zonen, Vom Projekt zur Ausführung, Tagungsband EUROCK 2004, 53. Geomechanik Kolloquium, Salzburg. Balkema, Rotterdam
- [8] Guntli, P. (2005): Vortrieb Gotthard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun, geologisch-geotechnisch-hydro-geologische Verhältnisse im Tavetscher Zwischenmassiv und in der Ursern-Garvera-Zone, Tagungsband GEAT2005, vdf Hochschulverlag AG ETHZ
- [9] Lunardi, P. (1998): Storia del collegamento ferroviario tra Bologna e Firenze. Gallerie e grandi opere sotterranee, No. 54
- [10] Kovári, K., Ehrbar, H., Theiler, A. (2005): Druckhafte Strecken im TQM Nord: Projekt und bisherige Erfahrungen, Tagungsband GEAT2005, vdf Hochschulverlag AG ETHZ
- [11] Theiler, P. (2005): Umsetzung der bautechnischen Massnahmen im Tavetscher Zwischenmassiv Nord, Tagungsband (GEAT), vdf Hochschulverlag AG ETHZ
- [12] Cantieni, L. (2011), Spatial Effects in Tunnelling Through Squeezing Ground, Dissertation, ETHZ

The face support was also installed systematically as had been initially foreseen. The greatest differences between the project and execution are to be found in the following:

- The systematic installation of a layer of netting on the first seal following extraction was originally not foreseen. The shotcrete seal was systematically produced thicker than foreseen in a 10 to 20 cm thick layer. The adjustments were urgently required for securing sufficient occupational safety when installing the arches in front of the up to 13 m high face.
- The face anchors were not installed in a circular pattern (as intended) but in a fixed grid (1.5 x 1.5 m). This resulted first and foremost in advantages for mechanized excavation as vertical extraction between the rows of anchors ran far more quickly thanks to the kinematics of the excavator arm.
- Depending on the size of profile and excavation support 12 m long self-drilling injection anchors – Type IBO – were placed with at least 6 m overlap as face anchors. The number of installed face anchors roughly corresponded to the project.
- Individual types of anchor (self-drilling injection anchors) were applied for all conditions from all possible types of anchor contained in the tender.
- Longer face anchors (18 m) were used only in cases of exception during changes of profile, the final stage before a major break (e.g. prior to the summer holidays) or to avoid drilling work at an unfavourable point in time. As from 12 m problems with the course of the anchors became evident.

Benno Schwegler, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Kraftwerke Oberhasli AG, Innertkirchen/CH

# Anker im druckhaften Gebirge (TzM Nord)

## Sicht des Unternehmers

Der vorliegende Beitrag zeigt aus Sicht des Unternehmers die vielfältigen Anforderungen an die Ausführung der Ortsbrust- und Radialanker als wesentlichen Teil der Spezialvortriebe in den druckhaften Zonen des Teilabschnitts Sedrun des Gotthard-Basistunnels und fasst die beim Vortrieb gewonnenen Erfahrungen zusammen.

# Anchors in squeezing Rock (TzM North)

## Contractor's Perspective

This report indicates from the contractor's perspective the manifold demands placed on the execution of face and radial anchors as an essential element of the special drives in the squeezing zones of the Gotthard Base Tunnel's Sedrun part-section and sums up the findings obtained during excavation.

### 1 Einleitung

Eine der grossen Herausforderungen für den Gotthard-Basistunnel war die Durchörterung der druckhaften Zonen im Teilabschnitt (TA) Sedrun, d.h. die Durchörterung des Tavetscher Zwischenmassivs Nord (TzM Nord) und der Clavaniev Zone. Die ausführende Unternehmung, die Arge TRANSCO Sedrun (bestehend aus den Firmen Implenia Schweiz AG, Frutiger AG, Bilfinger Construction GmbH, Pizzarotti SA und Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.) hat sich bereits im Zuge der Offertbearbeitung intensive Gedanken zu diesem Vortrieb gemacht, der sich u.a. durch die schwierigen geologischen Verhältnisse, den Vollausbuch in einer Profilgrösse bis 13 m Durchmesser und die eingesetzten Mittel auszeichnet. Für den Vortrieb wurde denn auch in verschiedener Hinsicht Neuland beschritten.

Rückblickend kann die Durchörterung der druckhaften Zonen des TA Sedrun wie folgt mit Kennzahlen zusammengefasst werden:

- Länge der beiden Vortriebe in druckhaftem Gebirge (2 Einspurröhren): total 1930 m
- Durchschnittliche Vortriebsleistung: ca. 1,1 m/AT (bei einer vertraglich geforderten Leistung von ca. 0,9 m/AT)
- Ausbruch total ca. 250 000 m<sup>3</sup> fest
- Ausbruchsicherung: neben ca. 9800 t Stahlbogen wurden ca. 600 km Anker und ca. 90 000 m<sup>3</sup> Spritzbeton eingebracht

Der vorliegende Beitrag befasst sich im Speziellen mit der Ausführung der umfangreichen Ortsbrust- und Radialankerung als wichtigen Teil des „Spezialvortriebes“ in den druckhaften Zonen, aus Sicht des Unternehmers und mit Blick auf die für ihn wichtigen Aspekte (Bild 1).

### 1 Introduction

One of the greatest challenges for the Gotthard Base Tunnel was penetrating the squeezing zones in the Sedrun part-section (TA), i.e. passing through the Tavetsch Intermediate Massif North (TzM North) and the Clavaniev Zone. The responsible contractor, the TRANSCO Sedrun JV (comprising the companies Implenia Schweiz AG, Frutiger AG, Bilfinger Construction GmbH, Pizzarotti SA and Impresa Pizzarotti & C.S.p.A.) gave a great deal of thought to the drive as far back as the tendering stage, which among other things involved the tricky geological conditions, the full-face excavation with a profile size extending up to 13 m diameter and the means applied. In certain aspects, new avenues were opened up for the drive.



1 Spezialvortrieb in druckhaften Zonen  
Special drive in squeezing zones

## Boulons d'ancrage en terrain poussant (TSM Nord)

### Point de vue de l'entrepreneur

Le présent article présente le point de vue de l'entrepreneur sur les multiples exigences posées par l'exécution du boulonnage frontal et radial, qui constitue une part essentielle des travaux d'avancement dans les zones poussantes du tronçon de Sedrun, dans le tunnel de base du Saint-Gothard. Il résume les expériences acquises au cours de l'avancement.

## Ancoraggio nella roccia spingente (TSM Nord)

### Punto di vista dell'imprenditore

La presente esposizione mostra le numerose richieste che un imprenditore deve soddisfare per realizzare l'ancoraggio del fronte di scavo e le bullonature radiali come parte principale degli avanzamenti speciali in zone spingenti del tratto parziale di Sedrun del tunnel di base del Gottardo e raccoglie le esperienze acquisite durante l'avanzamento.

## 2 Projekt

Im TA Sedrun waren im Wesentlichen folgende Objekte auszubereiten:

- 2 Einspurröhren Richtung Norden (Länge ca. 2,1 km)
- 2 Einspurröhren Richtung Süden (Länge ca. 4,6 km)
- Umfangreiche Multifunktionsstelle

Die gesamte Baustelle des gemäss Werkvertrag rund 6,5 km langen Abschnittes wurde über einen rund 1 km langen Zugangsstollen und zwei 800 m tiefe Schächte erschlossen.

In den Einspurröhren waren die folgenden druckhaften Zonen prognostiziert worden:

- Richtung Norden: 2 x ca. 1000 m (TSM Nord und Clavaniev Zone)
- Richtung Süden: 2 x ca. 500 m (Urseren-Garvera-Zone – UGZ)

Für die restlichen Bereiche waren günstige Verhältnisse prognostiziert (Bild 2).

Für die Durchörterung dieser druckhaften Zonen wurden die „Spezialvortriebe“ entwickelt. Dabei mussten folgende entscheidenden Randbedingungen berücksichtigt werden:

- Vollausschub im Kreisprofil bis 13 m Ausbruchdurchmesser
- Beherrschung der Gebirgsverformungen bis maximal 70 cm radial
- Mechanisierter Einbau der grossen Anzahl Stahlbögen
- Sehr grosse Anzahl an Ankern radial und an der Ortsbrust
- Paralleles Arbeiten im Vortriebsbereich (L2) ohne wesentliche Behinderung der Tätigkeiten im Bereich der Ortsbrust (L1)

Hauptelement des Sicherungskonzeptes für die druckhaften Zonen waren die deformierbaren, aus 2 ineinander gefügten Ringen zusammengesetzten Stahlbögen aus TH-Profilen, welche radiale Verschiebungen bis 70 cm aufnehmen konnten. Im Weiteren waren auch noch umfangreiche Ankerungen als radiale Systemankerung und zur Sicherung der Ortsbrust vorgesehen. Als Voraussicherung waren zudem Spiesse als besondere Massnahme geplant.

In looking back it can be asserted that penetrating the squeezing zones of the Sedrun TA can be described with the following specifications:

- Length of the 2 drives in squeezing rock (2 single-track bores): totalling 1,930 m
- Average rate of advance: approx. 1.1 m/working day (given a contractually required rate of approx. 0.9 m/working day)
- Excavated material totalling some 250,000 m<sup>3</sup>
- Excavation support: apart from around 9,800 t of steel arches roughly 600 km of anchors and approx. 90,000 m<sup>3</sup> of shotcrete were installed.

This report deals particularly with the execution of the extensive face and radial anchoring as an essential part of the “special drives” in the squeezing zones seen from the contractor's perspective and examining the aspects that were of importance for the contractor (Fig. 1).

## 2 Project

The following objects were by and large to be excavated in the Sedrun TA:

- 2 single-track tunnels towards the north (length approx. 2.1 km)
- 2 single-track southbound tunnels (length approx. 4.6 km)
- An extensive Multi-Function Station

In keeping with the works contract, the entire construction site of the roughly 6.5 km long section was developed via a roughly 1 km long access tunnel and two 800 m deep shafts.

The following squeezing zones were predicted in the single-track bores:

- Northbound: 2 x approx. 1,000 m (TSM North and Clavaniev Zone)
- Southbound: 2 x approx. 500 m (Urseren-Garvera Zone – UGZ)

Favourable conditions were forecast for the remaining zones (Fig. 2).



		Profiltypen/Types of profile		
		SA 1	SA 2	SA 4
Bereiche/Zones		Günstige geologische Verhältnisse/favourable geol. conditions	Mittlere geologische Verhältnisse/average geol. conditions	Druckhafte Zonen/squeezing geol. conditions
Ausbruch/Excavation	[m <sup>2</sup> ]	ca./approx. 70	ca./approx. 80	bis/approx. 135
Mehrausbruch für Deformationen/ Additional excavation for deformations	[cm]	–	bis/up to 20	bis/up to 70
Stahleinbau/Installed steel	[t/Tm]	–	bis/up to 1,5	bis/up to 10
Radialanker/Radial anchors	[lfm/Tm]	bis/up to 20	bis/up to 90	bis/up to 250
Ortsbrustanker/Face anchors	[lfm/Tm]	–	bis/up to 60	bis/up to 210

**Table 1** Profiltypen im Teilabschnitt Sedrun

**Table 1** Types of profile in the Sedrun Part-Section

		SA 4.1	SA 4.2	SA 4.3	SA 4.4
Ausbruchklasse/Excavation class		V	VI-A	VI-B	VII
Ausbruch, ca./Excavation, ca.	[m <sup>2</sup> ]	83	102	122	134
Abschlagslänge/Length of advance	[m]	≤ 1	≤ 1	≤ 1	≤ 1
Anker radial/Anchors radial Länge/Length	[Stck./lfm]	12	18	20	26
	[m]	8	8	12	12
Ortsbrustanker (OB-Anker)/Face anchor (OB-anchors) Anzahl/No. Länge/Length Überlappung/Overlap	[Stck./No.]	40	50	60	70
	[m]	12	12	18	18
	[m]	6	6	9	12

**Table 2** Profiltypen für die druckhaften Zonen

**Table 2** Types of Profile for the squeezing Zones

Die **Table 1** zeigt die vorgesehenen Sicherungstypen, wobei für die Durchörterung der druckhaften Zonen der Typ SA 4 vorgesehen war.

Innerhalb des Sicherungstyps SA 4 mit seinen 4 Untertypen waren die in **Table 2** aufgeführten Ankerlängen vorgesehen.

Die Graphik in **Bild 3** zeigt beispielhaft und schematisch die Ausbruchsicherung im schwersten Typ SA 4.4.

### 3 Anforderungen gemäss Werkvertrag

#### 3.1 Allgemeine Anforderungen an den Vortrieb im druckhaften Gebirge

Angesichts der Bedeutung des Vortriebes in den druckhaften Zonen für das Gelingen des Gesamtprojektes wurden bereits in der Ausschreibung resp. im Werkvertrag klare Bedingungen an den Vortriebsablauf, die eingesetzten Anker, Geräte und Installationen gestellt (Dabei waren die verschiedenen Arbeitsbereiche wie folgt festgelegt: Brustbereich (L1) 15 m lang, Vortriebsbereich (L2) 60 m lang und rückwärtiger Bereich (L3) bis zum Bereich des Innengewölbeeinbaus):

- Unmittelbar nach dem mechanischen Ausbruch mittels Tunnelbagger: Versiegelung radial und an der Ortsbrust mit Stahlfaserspritzbeton

“Special drives” were developed for passing through these squeezing zones. In this connection, the following determining general conditions had to be observed:

- Full-face excavation with a circular cross-section up to 13 m excavation diameter
- Mastering the rock deformations up to a maximum of 70 cm radially
- Mechanized installation of the large number of steel arches radially and at the face
- Parallel activities in the driving zone (L2) without the operations in the face area being unduly hampered (L1)

The main elements of the supporting concept for the squeezing zones were represented by the deformable steel arches constituting 2 interlocking rings consisting of TH profiles, which were capable of accepting radial displacements of up to 70 cm. In addition, extensive anchorages as a radial anchoring system and for securing the face were foreseen. Furthermore, lances were planned for advance supporting purposes as a special measure.

**Table 1** shows the intended types of support, with Type SA 4 being foreseen for penetrating the squeezing zones.

The types of anchor listed in **Table 2** were foreseen within the supporting system SA 4 with the following 4 sub-types.

- Nach jedem 2. Abschlag: Nachführen der radialen Systemankering, versetzt zwischen den Stahlbogen
- Jeweils nach 6 Abschlägen (für SA 4.3 nach 9 Abschlägen) und dem fertigen Einbringen der Sicherung bis an die Ortsbrust: Einbringen einer neuen Etappe der Ortsbrustankering

Erschwerend waren – parallel zu den Sicherungsarbeiten im L1 – umfangreiche Arbeiten im L2 vorzusehen und bei den Leistungsannahmen zu berücksichtigen:

- Das Stellen zusätzlicher Stahlbogen sowie das Einspritzen der Stahlbogen am gesamten Umfang
- Das Einbringen der fertigen Spritzbetonschale zur Betung des Stahleinbaus sollte in Etappen von mindestens 5 m Länge und innerhalb einer maximalen Zeitspanne von 7 Tagen erfolgen
- Für ein allfälliges Nachankern am gesamten Umfang und insbesondere für ein mögliches Nachprofilieren im L2 musste der Vortrieb aufrechterhalten werden können
- Die vom Unternehmer offerierten Preise und Vortriebsleistungen hatten 2 Arbeitsstellen im L2 gleichzeitig zum Vortrieb zu berücksichtigen: 1 Arbeitsstelle für das Einbringen der Spritzbetonschale im gesamten Umfang mit variablem Abstand zur Ortsbrust sowie 1 zusätzliche gleichzeitige Arbeitsstelle für nachträgliche Sicherungsarbeiten (Anker und/oder Stahleinbau) und Nachprofilierungsarbeiten bzw. 1 allfällige zweite Arbeitsstelle für das Einbringen der Spritzbetonschale an beliebiger Stelle.

The diagram in Fig. 3 displays the excavation support in the heaviest Type SA 4.4 sector in an exemplary and schematic manner.

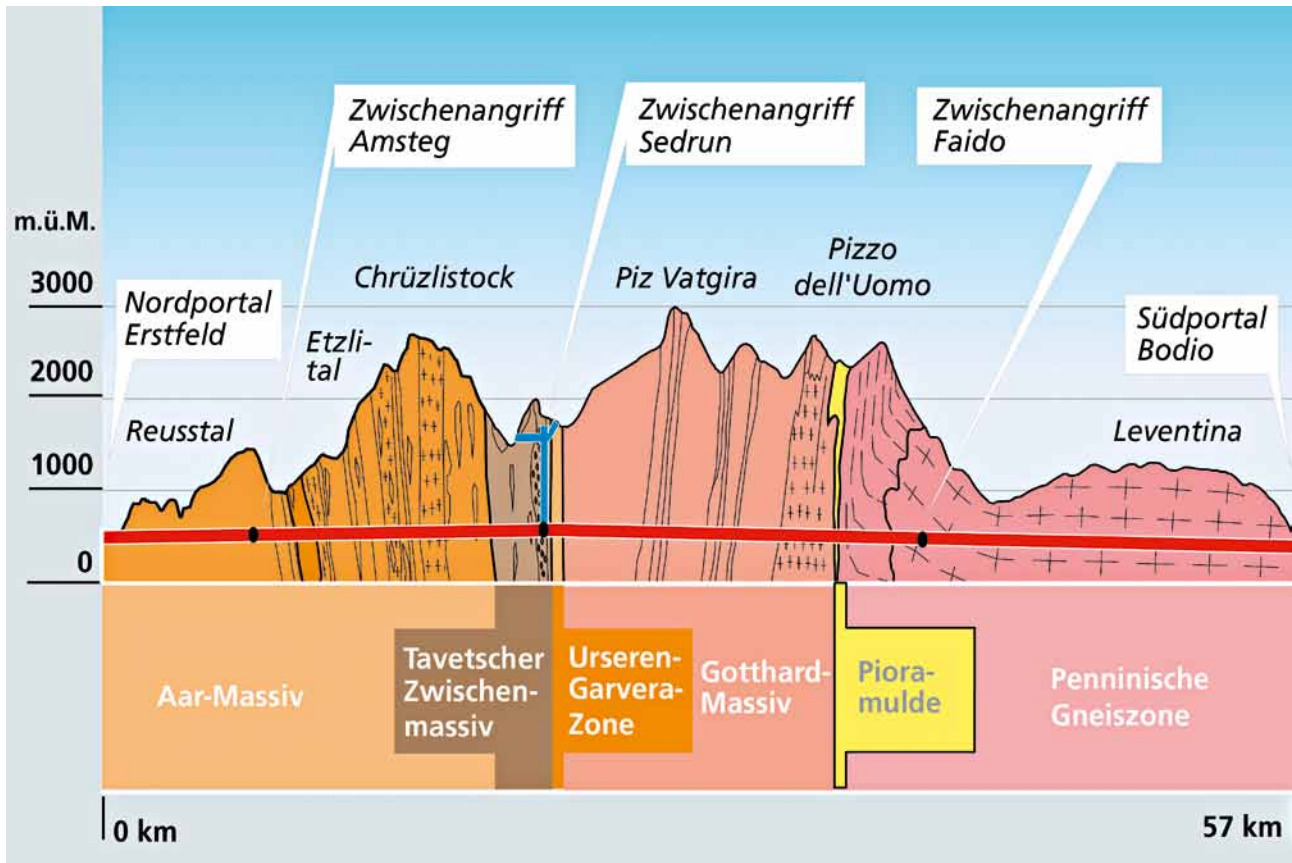
### 3 Requirements according to the Works Contract

#### 3.1 General Demands on the Drive in squeezing Rock

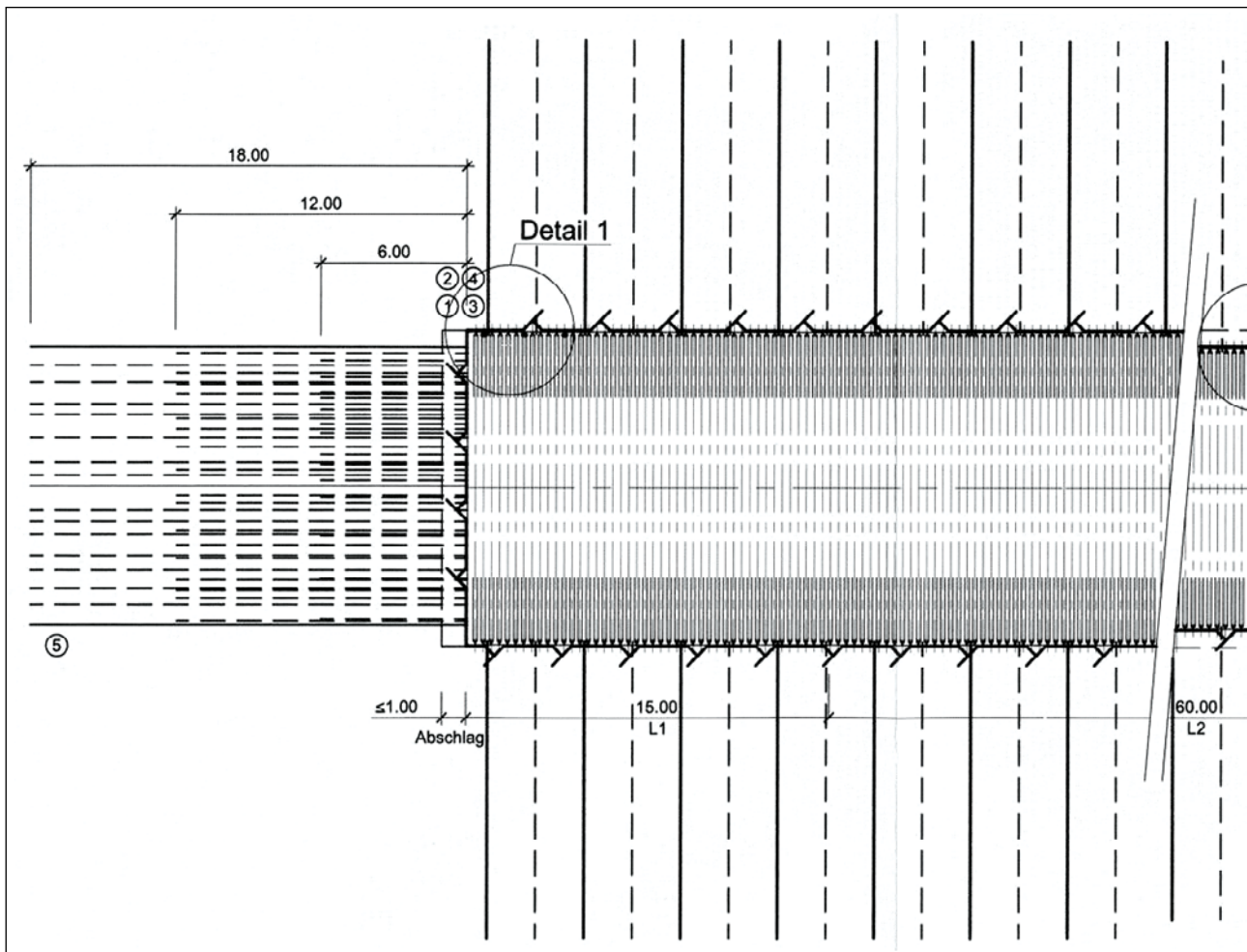
In view of the importance of the drive in the squeezing zones for the success of the overall project, clear conditions were set for the driving sequence, the applied anchors, equipment and installations in the tender and works contract (in the process the different working sectors were determined as follows: in the face zone (L1) 15 m long, in the excavation zone (L2) 60 m long and in the rear zone (L3) up to the zone for installing the inner vault):

- Immediately after the mechanized drive by means of tunnel excavator: sealing radially and at the face using steel fibre shotcrete
- Following every second length of advance: continuing the radial anchoring system, placed between the steel arches
- In each case after 6 lengths of advance (for SA 4.3 after 9 lengths of advance) and completely installing the support up to the face: placing a new face anchorage stage

Things were made more difficult – parallel to the support operations in L1 – to foresee extensive work in L2 and take



2 Geologie des Gotthard-Basistunnels gemäss ursprünglicher Prognose (Werkvertrag) (Quelle: ATG AG)  
 Geology of the Gotthard Base Tunnel in keeping with the original prognosis (works contract) (Source: ATG AG)



3 Profiltyp SA 4.4  
Profile type SA 4.4

### 3.2 Anforderungen an die einzusetzenden Anker und Geräte

Ebenso wurden detaillierte Anforderungen an die einzusetzenden Anker und Geräte gestellt. Im Leistungsverzeichnis wurde ein erweiterter Katalog von Ankertypen und -längen ausgesetzt, um die Flexibilität während der Ausführung hinsichtlich Optimierung des Projekts zu gewährleisten. Alle Bohrungen sollten trocken (Luftpülung) mit einer geeigneten Ausrüstung ausgeführt werden können.

#### 3.2.1 Radialankerung

Zur Vernagelung des Gebirges (Vergleichsmässigung des Tragverhaltens) in den druckhaften Zonen war eine intensive Radialankerung geplant. Vorgesehen waren hauptsächlich vollvermörtelte bzw. vollverklebte Stahlstabanker zum Teil selbstbohrend mit Längen bis 12 m und einer Bruchlast von 320 kN. Die Anker wurden generell ohne Ankerplatten eingesetzt.

#### 3.2.2 Ortsbrustankerung

Zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit im Bereich der Ortsbrust und zur Reduktion der horizontalen Deformationen der Ortsbrust war eine starke Brustankerung auszuführen.

this into consideration during the description of performances:

- Making additional steel arches available as well as completely embedding the steel arches in shotcrete
- Installing the finished shotcrete shell for embedding the structural steel should take place in at least 5 m long stages and within a maximum 7-day time span
- The drive had to be maintained for any possible placing of additional anchors and above all, for possible reworking of L2
- The prices and rates of advance offered by the contractor had to take 2 working places in L2 into consideration at one and the same time: 1 working place for installing the shotcrete shell over the entire area with a variable distance to the face as well as an additional simultaneous working place for subsequent supporting activities (anchor and/or steel installation) and reworking operations as well as 1 possible second working place for installing the shotcrete shell at any desired point.

### 3.2 Demands on the applied Anchors and Equipment

Detailed requirements for the applied anchors and equipment were also provided. In the specifications, an extended catalogue of types and lengths of anchors was excluded, in



ren. Dafür waren vor allem die folgenden Ankertypen vorgesehen:

- Vollvermörtelte bzw. vollverklebte Stahlstabanker (evtl. selbstbohrend), Längen bis 12 m, Bruchlast 320 kN, ohne Ankerplatte
- Injektionsanker Stahl oder GFK, diverse Ankerglieder wie Stäbe, Rohre, Lamellen, etc., Längen bis 18 m, Bruchlast 320 kN, versetzt in unverroht oder verroht erstelltem Bohrloch, in Etappen versetzt (überlappend), ohne Ankerplatten

Für die gleichzeitige Durchörterung der druckhaften Zonen Richtung Norden und Süden und in beiden jeweils parallel auszubrechenden Einspurröhren wurde vom Unternehmer verlangt, dass er rechtzeitig 4 vollständige Vortriebseinrichtungen für die 4 Spezialvortriebe bereitstellt.

## 4 Offertphase

### 4.1 Überlegungen in der Offertphase

In der Offertphase wurde durch die Arge TRANSCO Sedrun folgendes Konzept für den Geräteinsatz in jedem der 4 Spezialvortriebe festgelegt:

- Streckenausbaumaschine mit 2 Arbeitsbühnen zur weitgehenden Mechanisierung des Stahlbaus und zur Schaffung einer 2. Arbeitsebene. Insbesondere die Stahlbögen sollten mit der Streckenausbaumaschine eingebaut werden. An diesen waren auch hydraulische Ablängscheren für die Ortsbrustanker (bis 30 mm) und die Spritzbetonmanipulatoren befestigt.

order to assure flexibility during execution for optimizing the project. All drill holes had to be dry (air flushing) using suitable equipment.

### 3.2.1 Radial Anchoring

Intensive radial anchoring was planned to nail the rock (homogenization of the bearing behaviour) in the squeezing zones. Fully mortared or fully adhered steel bar anchors in some cases self-drilling up to 12 m in length and with an ultimate strength of 320 kN were mainly foreseen. The anchors were by and large installed without anchor plates.

### 3.2.2 Face Anchoring

To guarantee industrial safety at the face zone and reduce the horizontal deformations at the face, the face had to be securely anchored. The following types of anchor were principally intended for the job:

- Fully mortared or fully adhered steel bar anchors (in some cases self-drilling), lengths of up to 12 m, ultimate strength 320 kN, without anchor plate
- Steel of GFP injection anchors, various anchor types such as bars, pipes, elements, etc., lengths of up to 18 m, ultimate strength 320 kN, placed in uncased or cased drill hole, set in stages (overlapping), without anchor plates

For simultaneously penetrating the squeezing zones towards the north and south and for the 2 single-track bores that had to be excavated at the same time, the contractor was requested to provide 4 complete driving installations for the 4 special drives in time.

Tätigkeiten/Activities		Theoretischer Zeitbedarf (Sollleistungen/Tunnelmeter)/ Theoretical time required (nominal performances/tunnel metre)			
		SA 4.1	SA 4.2	SA 4.3	SA 4.4
Ausbruch (mechanisch), Nachprofilieren, Ablängen Ortsbrustanker, Profilaufnahme/ Excavation (mech.), Reworking, cutting off, face anchors, Profile scanning	[h]	1,70	3,60	5,20	9,50
Schüttern (z.T. parallel mit Ausbruch)/ Mucking (partly parallel to excavation)	[h]	1,50	1,30	1,80	2,10
Spritzbeton (Ortsbrust, Bettung Stahlbogen)/ Shotcrete (face, embedding steel arches)	[h]	2,60	1,40	1,70	1,80
Radialanker, Spiesse/Radial anchors, lances	[h]	1,50	2,70	6,00	7,80
Ortsbrustanker (jede 6. Etappe)/ Face anchors (every 6 <sup>th</sup> stage)	[h]	1,30	2,20	4,90	6,30
Stahlbogen, Profilverbundmatten/ Steel arches, profile composite mats	[h]	1,50	3,10	4,40	9,40
Total	[h]	10,10	14,30	24,00	36,90
Vortriebsleistung pro Arbeitstag/ Rate of advance per working day	[m/AT]/ [m/wd]	2,40	1,70	1,00	0,60
Anteil Anker (radial + OB)/ No. of anchors (radial + face)	[%]	28	34	45	38

**Tabelle 3** Vortriebszyklen in den Sicherheitstypen SA4

**Table 3** Driving Cycles in the SA4 Support Types

- Spezialbagger für den Vortrieb in den Grossquerschnitten bis 13 m (Kinematik).
- Es war vorgesehen, die Radialanker mit einem Bohrwagen zu bohren und mit Hilfe der Arbeitsbühnen der Streckenausbaumaschine zu versetzen.
- Die Ortsbrustanker sollten dagegen mit einem Spezialbohrgerät (Horizontalbohrgerät, z.B. Typ Soilmec oder EGT) ausgeführt werden, wobei nur 2 abwechselnd eingesetzte Geräte für 4 Vortriebe geplant waren.

#### 4.2 Leistungsermittlung

Für die einzelnen Sicherungstypen wurden in der Offertphase als Basis für die Kostenermittlung die in **Tabelle 3** dargestellten Arbeitszyklen festgelegt.

Auffallend ist der hohe Anteil der Systemankerung (radial und Ortsbrust) am gesamten Zeitbedarf für einen Arbeitszyklus.

Die von der Arge TRANSCO vorgesehenen Bauabläufe sahen vor, die Arbeiten im L2 – ohne zusätzliche Behinderung der Vortriebsarbeiten im L1 – nach Möglichkeit in den Zeitfenstern für die Erstellung der Brust- und Radialanker sowie für den Stahleinbau auszuführen. Die Baupiste musste deshalb mindestens halbseitig immer befahrbar bleiben.

#### 4.3 Umgang mit Risiken

Im Rahmen der Offertbearbeitung wurden umfangreiche Überlegungen zu den sich bietenden Risiken angestellt – insbesondere weil es sich um ein nicht alltägliches Baulos mit besonderen Randbedingungen und Anforderungen handelte. Dabei standen im Zusammenhang mit der Ankerung vor allem die folgenden Risiken im Vordergrund:

- Generelle technische Risiken (z.B. Standfestigkeit der Bohrlöcher)
- Leistungsrisiko: zu geringe Leistungen bei der Ausführung der Ankerarbeiten
- Risiko Ausbruchklassenzuordnung, inkl. Bandbreite der Sicherungsmittel: erhöhte Anzahl Anker ohne Auswirkung auf die Ausbruchklassenzuordnung (**Tabelle 4**)
- Risiko parallele Arbeiten im L2: ungünstige Auswirkungen auf die Leistungen durch notwendige parallele Arbeiten im Arbeitsbereich L2
- Risiko Versorgung/Logistik: Wartezeiten infolge ungenügender Versorgung der Vortriebe (aufwändige Versorgung über 2 Schächte)

Ausbruchklasse/Excavation class		AK V	AK VI-A	AK VI-B	AK VII
Sicherungstyp/Type of support		SA 4.1	SA 4.2	SA 4.3	SA 4.4
Anker radial/Radial anchors	[m Anker/lfm] [m of anchor/rm]	> 90 ≤ 125	> 125 ≤ 190	> 190 ≤ 250	> 250 ≤ 400
Anker Brustsicherung/ Anchors face support	[m Anker/lfm] [m of anchor/rm]	> 60 ≤ 120	> 120 ≤ 160	> 160 ≤ 200	> 200 ≤ 320

**Tabelle 4** Bandbreite der Ankerlängen pro Ausbruchsicherungs-kategorie (AK) für die druckhaften Bereiche  
**Table 4** Range of Anchor Lengths per Excavation Support Class (AK) for the squeezing Zones

## 4 Tendering Phase

### 4.1 Considerations during the Tendering Phase

During the tendering phase, the following concept for deploying equipment for each of the 4 special drives was established by the TRANSCO Sedrun JV:

- Tunnel lining machine with 2 working platforms devised to largely mechanize steel installation and create a second working level. The steel arches in particular were to be installed via the bridge. The tunnel lining machine also had hydraulic cutoff shears for the face anchors (up to 30 mm) and the shotcrete manipulators attached to it.
- Special excavators for driving in cross-sections of up to 13 m (kinematics).
- It was intended to drill the radial anchors with a jumbo and place the anchors with the help of the working platforms.
- On the other hand, the face anchors were to be tackled using a special drilling unit (horizontal drilling unit, e.g. Type Soilmec or EGT), with only 2 alternatively applied units planned for the 4 drives.

### 4.2 Determining Performances

The working cycles presented in **Table 3** were established for the individual types of support during the tendering phase.

The high number of system anchorages (radial and face) in conjunction with the total time required for a working cycle is striking.

The construction sequences foreseen by the TRANSCO JV aimed at completing the activities in L2 – without additionally hampering the driving operations in L1 – as far as possible within the time frames for placing the face and radial anchors and the steel. Thus one half of the construction road at least had always to be negotiable.

### 4.3 Dealing with Risks

Within the scope of processing the tender far-ranging considerations were entertained with respect to the apparent risks – especially as an out of the ordinary contract section with special general conditions was involved. The following risks stood in the foreground in conjunction with anchoring:

- General technical risks (e.g. stability of the drill holes)
- Performance risk – inadequate performances when executing anchoring



4 Bohrwagen Tamrock Axera T12 „Sedrun“  
Tamrock Axera T12 „Sedrun“ jumbo

- Ausmassrisiko: gemäss Werkvertrag war eine Reduktion des Umfangs der Ankerung entsprechend der angetroffenen geotechnischen Verhältnisse vorgesehen

Alle diese Risiken waren bei der Risikobeurteilung im Rahmen der Offertbearbeitung zu bewerten, wobei klar ein realistischer anstelle eines spekulativen Umgangs mit den Risiken angezeigt war, angesichts der Grösse und Einmaligkeit des Projektes.

Für die Festlegung der für die Abrechnung massgebenden Ausbruchklassen waren die in [Tabelle 4](#) aufgeführten Bandbreiten der Radial- und Ortsbrustanker zu berücksichtigen.

Diese grosse Bandbreite der Ankerlängen innerhalb einer Ausbruchklasse bedeutete für den Unternehmer ein massgebendes vertragliches Risiko. Die in den Sollbauzeittabellen vom Unternehmer offerierten Vortriebsleistungen sowie die offerierten Einheitspreise galten für die gesamte Bandbreite der in der entsprechenden Ausbruchklasse definierten Stützmittel.

Für die Zuordnung der Ausbruchklassen (AK) waren ausschliesslich die Massnahmen im Brustbereich L1 massgebend. Keine Kriterien bei der Zuordnung der Ausbruchklassen waren dagegen folgende Aspekte:

- Arbeiten im L2 (parallel zu den Arbeiten im L1)
- Abschlagslängen
- Ausführung der Ortsbrustanker als verrohrte oder unverrohrte Bohrung

- Excavation class allocation risk, incl. scope of supporting media; increased number of anchors without an effect on the excavation class allocation ([Table 4](#))
- Risk of parallel work in L2: unfavourable effects on the performances owing to necessary parallel work undertaken in working sector L2
- Supply/logistics risk: waiting times caused by insufficient supply to the drives (complicated supply set-up via 2 shafts)
- Extent of risk: according to the works contract a reduction in the degree of anchoring was foreseen commensurate with the geotechnical conditions that were encountered.

All these risks had to be assessed within the scope of the risk evaluation at the tendering stage, with a realistic rather than a speculative approach to the risks indicated, in view of the size and uniqueness of the project.

The ranges set for the radial and face anchors as shown in [Table 4](#) were to be taken into consideration for establishing the excavation classes for settlement purposes.

The extensive range of anchor lengths within an excavation class signified a definitive contractual risk for the contractor. The rates of advance offered by the contractor in the nominal construction time tables as well as the offered unit prices applied for the complete range of supporting media defined in the corresponding excavation class.



## 5 Bauausführung

### 5.1 Zeitlicher Ablauf der Arbeiten

Im Zuge des Vortriebs Richtung Süden wurde erkannt, dass die Lage der UGZ ca. 450 m Richtung Süden verschoben ist und deren bautechnische Eigenschaften wesentlich günstiger sind, als prognostiziert. Es wurden vor allem keine druckhaften Bereiche angetroffen. Aufgrund dieser Situation wurden Richtung Süden die vorgesehenen Spezialinstallationen (Streckenausbaumaschine, Bohrwagen T12 etc.) nie eingesetzt.

Nach umfangreichen vorbereitenden Ausbrüchen in der Multifunktionsstelle und Montagearbeiten konnte im Januar 2005 der Abschnitt in den druckhaften Zonen Richtung Norden in Angriff genommen werden. Das TZM Nord wurde wie prognostiziert angetroffen. Die Druckhaftigkeit erwies sich allerdings als etwas geringer als prognostiziert. Dagegen war die Nachbrüchigkeit der Ortsbrust grösser als erwartet, was die Leistung im Vortrieb nicht unwesentlich beeinflusste. Der Durchschlag nach einer erfolgreichen Durchörterung erfolgte im Oktober 2007.

### 5.2 Geräteeinsatz

Das in der Angebotsphase angedachte Gerätekonzept wurde im Zuge der Beschaffung der Geräte nochmals intensiv hinterfragt. Nach eingehenden Diskussionen mit Geräteherstellern wurde entschieden, sowohl für die Radial- als auch für die Ortsbrustankerung das gleiche Gerät einzusetzen, d.h. auf die Spezialbohrgeräte (Horizontalbohrgeräte) zu verzichten. Dieser Entscheid brachte die folgenden Vorteile:

- Höhere Flexibilität (Verzicht auf 2 Spezialgeräte für OB-Ankerung in 4 Vortrieben)
- Weniger Geräte(typen), weniger Spezialgeräte
- Gleiche Mannschaft, weniger Schulungsbedarf

Für die Baustelle wurden danach 4 grosse Bohrwagen einer Spezialanfertigung von Tamrock (Axera T12 „Sedrun“ TCAD) mit folgenden Eckdaten beschafft:

- 2 Arbeitskörbe (1200 kg) TBB 1200
- 2 Bohrräume TB150
- 2 Rohrbohrausrüstungen (für verrohrte Bohrungen)
- 2 Bohrröhrhandler mit Magazin 8 x 3 m
- 2 Bohrhämmer HLX 5T
- 2 Lafetten TF 500-14
- 2 Steuerstände TPC 562
- Semiautomatik TCAD
- Gewicht 60 t

Diese Bohrwagen waren neben den Streckenausbaumaschinen die Eckpfeiler der Vortriebsinstallation in den druckhaften Zonen und in der Lage, sowohl verrohrte als auch unverrohrte Bohrungen auszuführen (Bild 4).

### 5.3 Effektiv eingesetzte Sicherungsmittel

Beim Vortrieb hatte sich schnell gezeigt, dass mit den vorgesehenen Selbstbohrankern gute Leistungen erzielt werden konnten. Für die verschiedenen Anwendungen wurden



5 Ankerarbeiten an der Ortsbrust  
Anchor work at the face

Solely the measures in the face zone L1 governed the allocation of the excavation classes (AK). The following aspects on the other hand, were not applicable criteria for allocating the excavation classes:

- Work in L2 (parallel to the work in L1)
- Lengths of advance
- Execution of the face anchors in the form of cased or uncased drill hole.

## 5 Executing Construction

### 5.1 Chronological Sequence of Activities

It was recognized during the execution of the southbound drive that the position of the UGZ is located some 450 m towards the south and its construction technical features are considerably more favourable than predicted. Above all, no squeezing zones were encountered. Owing to this situation, the special installations (tunnel lining machine, jumbo T12 etc.) were never utilized for the southern drive.

Following extensive preparatory excavations in the Multi-Function Station and assembly operations, the section in the squeezing zones towards the north was tackled in January 2005. The TZM North was encountered as predicted. However, the squeezing behavior emerged as somewhat less

daher hauptsächlich die folgenden Ankertypen eingesetzt:  
Anker radial

- Selbstbohranker IBO 32/15, Bruchlast > 320 kN, bis 12 m
  - Selbstbohranker IBO 51/32, Bruchlast > 660 kN, bis 12 m
- Anker Ortsbrust
- Selbstbohranker IBO 32/15, Bruchlast > 320 kN, bis 18 m
  - Selbstbohranker IBO 51/32, Bruchlast > 660 kN, bis 18 m
- Spiesse
- Selbstbohranker IBO 44/24, Bruchlast > 660 kN, bis 6 m
  - Selbstbohranker IBO 51/32, Bruchlast > 660 kN, bis 6 m

Die übrigen im Werkvertrag vorgesehenen Ankertypen wurden höchstens untergeordnet verwendet.

Mit den kleineren Selbstbohrankern (IBO 32/15) konnten beim Einsatz an der Ortsbrust die geforderten hohen Genauigkeiten nicht immer eingehalten werden. Bei den grösseren Ankern (IBO 51/32) traten diese Probleme dagegen kaum auf. Verrohrte Bohrungen mussten – dank des Einsatzes der Selbstbohranker – in der Regel nicht ausgeführt werden.

Der Einsatz von Ankerplatten war wegen den hohen erwarteten Deformationen generell nicht vorgesehen. Im Zuge der Bauarbeiten wurde aber erkannt, dass die als Kopfschutz eingesetzten Netze besser gesichert werden müssen. Dazu wurden schliesslich spezielle Ankerspinnen verwendet. Zur Sicherung der Ortsbrust mussten wegen der erhöhten Nachbrüchigkeit neben grösseren Spritzbetonmengen und vollflächig eingesetzten Netzen vor allem UNP-Stahlriegel zur Sicherstellung der Bruststabilität eingesetzt werden (Bild 5).

### 5.4 Effektive Zyklen

Sämtliche Vortriebe im Abschnitt Sedrun wurden von Anfang an durch den Unternehmer im Detail analysiert. Die einzelnen Arbeitsschritte wurden dazu im Detail erhoben und ausgewertet. Die vorgesehenen Leistungen bei den Ortsbrust-Ankerarbeiten wurden von Beginn an eingehalten (Bild 6).

Die anfänglichen Probleme mit den ungenügenden Vortriebsleistungen waren – neben der unvermeidlichen Anlernphase – vor allem mit folgenden Faktoren begründet:

- Öffnen der Ortsbrust in vielen Teilabschnitten
- Verstärkte Ortsbrustsicherung (Bewehrungsnetze und Riegel, grössere Spritzbetondicken)
- Systematischer Einsatz von Spiessschirmen als Voraussetzung

Diese Faktoren waren vor allem auf die erhöhte Nachbrüchigkeit der Ortsbrust zurückzuführen.

Daneben waren aber auch folgende Probleme zu verzeichnen:

- Arbeiten im L2 bedingen einen Unterbruch der Arbeiten im L1
- Unterbrüche und Geräteausfälle

than forecast. On the other hand, crumbling of the face was greater than expected, something which considerably influenced the rate of progress. The breakthrough after successfully penetrating these zones took place in October 2007.

### 5.2 Application of Equipment

The concept for equipment applied during the tendering stage was given even more consideration when the various machines were procured. Following extensive discussions with equipment manufacturers it was decided to apply the same piece of equipment for the radial anchors as well as for the ones at the face, i.e. to leave aside special drilling units (horizontal drilling equipment). This decision resulted in the following advantages:

- Higher flexibility (doing without 2 special units for OB anchoring in 4 drives)
- Fewer types of equipment, fewer special units
- Same crew, less need for training.

As a result, 4 large jumbos – a special design by Tamrock (Axera T12 "Sedrun" TCAD) with the following specifications were procured:

- 2 working cages (1,200 kg) TBB 1200
- 2 drilling arms TB 150
- 2 pipe drilling units (for cased drilling)
- 2 drill pipe handlers with magazine 8 x 3 m
- 2 pneumatic drills HLX 5T
- 2 carriages TF 500-14
- 2 control stands TPC 562
- Semi automatic system TCAD
- Weight 60 t

These jumbos represented the cornerstones of the driving installation along with the tunnel lining machine in the squeezing zones and were able to undertake cased as well as uncased drilling (Fig. 4).

### 5.3 Effectively applied Supporting Media

It was quickly revealed during driving that good performances could be attained with the self-drilling anchors that were foreseen. As a result, the following types of anchor were mainly used for the various applications:

Anchor radial

- Self-drilling anchors IBO 32/15, ultimate strength > 320 kN, up to 12 m
- Self-drilling anchors IBO 51/32, ultimate strength > 660 kN, up to 12 m

Anchor at the face

- Self-drilling anchors IBO 32/15, ultimate strength > 320 kN, up to 18 m
- Self-drilling anchors IBO 51/32, ultimate strength > 660 kN, up to 18 m

Lances

- Self-drilling anchors IBO 44/24, ultimate strength > 660 kN, up to 6 m
- Self-drilling anchors IBO 51/32, ultimate strength > 660 kN, up to 6 m



6 Vortrieb Richtung Norden  
Northbound drive

Wegen der veränderten Randbedingungen und den anfänglich ungenügenden Vortriebsleistungen wurde mit allen Beteiligten gemeinsam nach Lösungen für eine Beschleunigung gesucht. Dabei konnten vor allem die folgenden Optimierungsmassnahmen beschlossen und umgesetzt werden:

- Vergrösserte Abschlagslängen bis 1,34 m
- gleichzeitige Montage von 2 Stahlbogen
- Einspritzen Bogen im Sohlbereich bereits im Bereich L1

Mit dem Einspritzen der Bogen im Sohlbereich bereits im L1 wurden grössere Arbeiten im Bereich L2 in der Sohle nicht mehr erforderlich. Dies wurde durch die etwas geringere Druckhaftigkeit des Gebirges ermöglicht und durch den Umstand, dass die Deformationen viel früher auftraten, als erwartet.

Anzumerken ist, dass im Vortrieb in der Regel ein Abschlag pro Tag erreicht wurde, unabhängig von der jeweiligen Abschlagslänge. Weiter war häufig in einer der beiden Röhren eine höhere Vortriebsleistung zu vermerken, was bei gleichen geologischen Verhältnissen einzig auf die eingesetzten Mannschaften zurückzuführen war.

## 6 Schlussbemerkungen

Der Durchschlag des Vortriebs Richtung Norden konnte schliesslich 8 Monate früher als geplant stattfinden. Dies ist der Beweis dafür, dass sich das Konzept sowohl bezüglich des Einsatzes der Sicherungsmittel als auch der Geräte voll und ganz bewährt hat.

The other types of anchor contained in the works contract were only used occasionally.

The high accuracies that were demanded could not always be attained by the smaller self-drilling anchors (IBO 32/15) when applied at the face. On the other hand, these problems seldom occurred when the larger anchors (IBO 51/32) were used. Cased drill holes did not usually have to be applied – thanks to the use of self-drilling anchors.

The application of anchor plates was not generally intended on account of the high deformations that were anticipated. However, it was recognized as work progressed that the nets placed for overhead protection could be better secured. Subsequently, special anchor elements were applied. UNP steel bars were used first and foremost to secure face stability on account of the increased crumbling effect apart from large quantities of shotcrete and nets spanning the complete area (Fig. 5).

### 5.4 Effective Cycles

All drives in the Sedrun section were from the very outset completely analyzed by the contractor. The relevant individual working steps were compiled and evaluated. The intended performances for the anchor operations were adhered to from the start area (Fig. 6).

The initial problems relating to inadequate driving rates were – apart from the unavoidable learning phase – first and foremost due to the following factors:

- Opening the face in many part-sections
- Reinforced face supporting (reinforcement nets and bars, greater shotcrete thicknesses)
- Systematic application of lance umbrellas as advance supports

These factors were mainly attributable to increased crumbling of the face.

However, the following problems were also registered:

- Work progressing in L2 resulted in work in L1 being ceased
- Interruptions and downtimes for equipment

On account of the altered general conditions and the initially inadequate rates of advance, solutions for speeding things up were sought together with all those involved. In the process, the following optimization measures were decided on and put into practice:

- Extended lengths of advance up to 1.34 m
- Assembling 2 steel arches at the same time
- Spraying arches in the invert area in zone L1

Major jobs in the L2 zone were no longer necessary after the arches in L1 had been concreted. This was facilitated by the slightly better squeezing behavior of the rock so that the deformations occurred much earlier than expected.



Dies gilt auch für die umfangreiche Brustsicherung mittels langer Anker, welche massgeblich zum Erfolg beigetragen hat. Bei der Ausführung der umfangreichen Ankerarbeiten waren kaum grössere Probleme aufgetreten.

Der Erfolg ist zweifellos auch damit begründet, dass erfahrene Planer und Unternehmer zusammen im Rahmen einer Arbeitsgruppe mit der Bauherrschaft schon in der Projektphase ein praxistaugliches Ausbaukonzept entwickelt haben, welches schliesslich in die Submission eingeflossen ist. Weiter aber ist der Erfolg auch darauf zurückzuführen, dass alle Beteiligten bei der Bauausführung auch bei engen vertraglichen Randbedingungen die Bereitschaft gezeigt haben, Optimierungsmöglichkeiten im Rahmen der Vorgaben zu suchen. Diese Bereitschaft zur Optimierung (Leistungssteigerung) war genauso wichtig wie der Wille der Parteien, vertragliche Abmachungen grundsätzlich einzuhalten.

### Literatur/References

- [1] Kovari K., Ehrbar H. (2008): „Gotthard-Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun – Die druckhaften Strecken im TSM Nord – Projektierung und Realisierung“
- [2] Gruber L.R., (2005): „Sedrun – Erfahrungen mit den Spezialvortrieben Richtung Norden“, Vortrag Swiss Tunnel Congress

It should be observed that generally a length of advance was achieved per day, regardless of the given length of advance. In addition, a higher rate of advance was registered frequently in one of the 2 bores, something that could be attributed to the crews involved given the same geological conditions.

### 6 Conclusions

Ultimately the northbound breakthrough was achieved 8 months earlier than scheduled. This shows that the concept entirely proved itself both for applying the support media as well as the equipment.

This also applies to extensive face supporting using long anchors, which substantially contributed towards success. Hardly any major problems cropped up during the execution of these extensive anchoring operations.

This success is also undoubtedly to be attributed to the fact that experienced planners and contractors developed a practical support concept during the project design phase, which ultimately was integrated in the submission, within the framework of a working group in conjunction with the client. However, success is also attributable to all those involved showing their willingness during the execution of construction even given restricted contractual conditions to search for optimization opportunities within the scope of the parameters. This willingness towards optimization was equally as significant as the will of the parties involved to stick fundamentally to contractual agreements.

Gilles Lequertier, Ingénieur Ecole Centrale Paris, Infra Tunnel SA, Marin/CH

# Soutènement du front par ancrage

## Expériences de la pratique

Le boulonnage de front pour les ouvrages souterrains en terrain meuble a rendu possible de nombreux projets complexes. Le déploiement de ce principe s'est accompagné d'un développement de techniques qui permettent aujourd'hui de proposer une solution adaptée à la configuration toujours plus exigüe des sites de constructions.

# Face Anchoring Support

## Practical Experiences

Face anchoring for underground works in soft soil has made many complex projects possible. The use of this technology was combined with the development of techniques which now enable us to offer a solution suitable to the increasingly confined layout of construction sites.

### 1 Introduction

Le pré-soutènement du front par la mise en œuvre d'ancrage est une technique de plus en plus répandue pour les tunnels en terrain meuble, en milieu urbain ou à proximité d'installations en exploitation. L'objectif est de limiter l'extrusion du front et les dommages sur les structures avoisinantes en garantissant la sécurité de l'ouvrage en cours de réalisation.

Les solutions utilisées dépendent de la géologie, de l'environnement et de l'organisation du chantier. De fait, sur le marché nous rencontrons de nombreux produits ainsi que des méthodes de perforation et d'injection variées.

### 2 Renforcement du front: Les solutions techniques

Le renforcement du front de taille peut s'effectuer de plusieurs manières. Les principales méthodes sont:

- Maintien d'un merlon non excavé faisant office de butée
- Inclinaison du front
- Drainage du tunnel
- Blindage du front avec du béton projeté fibré
- Mise en œuvre des boulons en fibre de verre ou en métal
- Réalisation de colonnes de jet-grouting horizontales
- Excavation subdivisée (diminution de la largeur excavée)
- Utilisation d'un bouclier à confinement

Le renforcement du front de taille par boulonnage reste encore une forme assez aisée à mettre en œuvre et relativement bon marché. Nous utilisons principalement des boulons passifs d'une longueur 16 à 24 m scellés au terrain au coulis de ciment. La longueur dépend de la force d'ancrage recherchée

### 1 Introduction

Face pre-support by means of anchoring is a technique that is becoming more widely used for tunnels in soft soil, in urban areas and near operating facilities. The goal is to limit face extrusion and damage to the surrounding structures while guaranteeing the safety of the work in progress.

The alternatives used depend on the geology, the environment and the layout of the construction site. In fact, there are many products on the market as well as a variety of drilling and injection methods.

### 2 Face Reinforcement: Technical Solutions

Large-scale face reinforcement can be done in several ways. The principal methods are:

- Maintaining a non-excavated berm to serve as an abutment
- Sloping of the face
- Draining of the tunnel
- Shielding of the face with fiber-reinforced concrete
- Use of fiber glass or metal anchors
- Creation of horizontal jet-grouting columns
- Segmented excavation (decrease in excavated width)
- Use of a confinement shield

The use of anchoring for large-scale face reinforcement is still a rather easy and relatively cheap method to implement. We primarily use 16 to 24 m passive anchors sealed to the ground with cement grout. The length depends on the anchoring strength sought and the capacity of the ground; it is guided by the length of the step excavated, the sacrificial length of the area of embedding, and the minimum

## Stützung der Ortsbrust durch Anker

### Praktische Erfahrungen

Zahlreiche komplexe Projekte im Lockergestein wurden überhaupt erst durch die Stützung der Ortsbrust durch Ankerung durchführbar. Mit der Verwendung dieses Verfahrens ging zudem die Entwicklung neuer Techniken einher. Damit sind heute Lösungen realisierbar, die den zunehmend anspruchsvolleren Vortriebskonzepten gerecht werden.

et de la capacité du terrain, elle est guidée par la longueur de l'étape excavée, la longueur sacrificielle de la zone de scellement et la longueur minimum pour obtenir le scellement souhaité. La densité de boulon peut varier dans de larges proportions suivant la nature du terrain et la dimension de la section excavée. Cette valeur peut aller de 1 boulon pour 4 à 5 m<sup>2</sup> à 1 boulon par m<sup>2</sup>.

### 3 Solution Boulonnage du front: Méthodes de forage

#### 3.1 Les trois méthodes de forage usuelles

Il y a 3 méthodes de forages usuelles, à savoir le forage destructif, le forage destructif tubé et enfin les solutions auto-forieuses. Le choix dépend de la géologie, de l'inventaire disponible sur le chantier et de la place d'installation.

Le forage destructif non-tubé peut être réalisé au marteau hors-trou en rotopercutif avec un traditionnel Jumbo (Fig. 1). Le fluide de perforation peut être l'eau ou l'air pour des diamètres allant de 51 à 168 mm. Le forage peut également être réalisé en rotation avec un marteau fond de trou, au tricône ou au fichtel. Dans ce cas, le fluide peut être l'air, l'eau, le coulis de ciment ou la boue bentonitique (exclu pour le marteau fond de trou) pour des diamètres de 3 à 8 pouces.

Le forage destructif tubé peut être réalisé également en rotopercutif avec un jumbo mais cette solution est lourde et présente de faibles rendements. Elle est très rarement utilisée bien qu'elle existe. On préfère dès lors travailler avec des foreuses de travaux spéciaux ou avec des foreuses à mâts horizontaux de grandes longueurs (Fig. 2). Ces machines permettent de travailler en rotopercutif avec une solution dite «tiges-tubes» ou préférentiellement en rotation au marteau fond trou avec des solutions excentrique type Odex, Mitsubishi, Simcas et autres systèmes sur le marché.

La dernière solution est le forage d'ancrages autoforeurs. Il s'agit principalement de solutions rotopercutives où l'ancrage est utilisé pour le forage (Fig. 3). L'ancrage est alors muni d'un taillant perdu et utilisé comme barre de forage. L'ancrage est très souvent en acier mais peut aussi être en

## Sostegno del fronte di scavo tramite ancoraggio

### Esperienze pratiche

Numerosi complessi progetti in rocce sciolte sono stati resi possibili solo ancorando il fronte di scavo. All'utilizzo di questo procedimento si è accompagnato lo sviluppo di nuove tecniche. In questo modo sono oggi realizzabili soluzioni sempre più all'altezza dei sempre più impegnativi concetti d'avanzamento.

length for obtaining the desired level of embedding. The density of the anchors may vary widely depending on the nature of the terrain and the dimension of the excavated section. This value can range from 1 anchor for 4 to 5 m<sup>2</sup> to 1 anchor per 1 m<sup>2</sup>.

### 3 Face Anchoring Solution: Drilling Methods

#### 3.1 The Three Common Drilling Methods

There are 3 common drilling methods, namely destructive drilling, cased drilling and finally self-drilling solutions. The choice depends on the geology, the inventory available on the construction site and the installation space.

Destructive drilling can be carried out using a top hammer drill with a traditional drilling jumbo (Fig. 1). The drilling fluid can be water or air for diameters between 51 and 168 mm. Rotary drilling can also be performed with a down-the-hole drill, a tricone bit or with fichtel. In this case, the fluid can be air, water, cement grout or bentonite mud (excluded for the down-the-hole drill) for diameters of 3 to 8 inches.

Cased drilling can also be done with a jumbo, but this alternative is cumbersome and produces low output. It is very rarely used, but it exists. We therefore prefer to work with surface drilling machines or with long horizontal mast



1 Jumbo au portail du tunnel Palatinat à Fribourg/CH  
Jumbo at the Palatinat tunnel entrance in Fribourg/CH



fibres de verre. Le liquide de perforation est alors l'eau, l'air ou le coulis de ciment. Les diamètres de forage sont par contre plus faibles et varient en fonction de la qualité du matériau de 51 à 115 mm.

### 3.2 Le choix de la méthode de forage

Le choix de la méthode de forage dépend bien souvent de la géologie mais pas exclusivement.

Pour une géologie homogène et bien cimentée comme des alluvions profondes ou des moraines de fond, on peut envisager les 3 modes de forage moyennant le bon choix de fluide. Pour des géologies homogènes faiblement cimentées présentant peu de fines comme des alluvions grossières ou des dépôts glacio-lacustres, on s'orientera vers du forage tubé principalement. Enfin, pour des géologies hétérogènes, le choix se portera également très vite sur du forage tubé ou de l'autoforeur.

Les solutions autoforeurs sont de plus en plus fréquemment utilisées pour des raisons de logistique et d'organisation. Les places d'installation deviennent extrêmement exigües en milieu fortement urbanisé, nous travaillons dans des puits d'accès ou le long de corridors en bordure d'autoroute et de voies de chemin de fer (Fig. 4) où peuvent difficilement se croiser des machines et encore moins stocker des machines d'une vingtaine de mètres. Dans ces conditions, travailler avec un traditionnel jumbo est souvent une source de simplification de la logistique, de l'occupation du personnel et de rationalisation du processus de construction. En outre, le développement de ces solutions s'est accompagné d'un bond qualitatif dans les matériaux pour le forage et l'injection qui en font des solutions pertinentes vis-à-vis des solutions classiques avec les foreuses à mats horizontaux.

## 4 Boulonnage du front: Matériaux

Les 2 principaux matériaux employés sont l'acier et la fibre de verre que ce soit pour des solutions classiques ou autoforeuses.

### 4.1 Boulon de front en acier

L'acier est de moins en moins utilisé de nos jours mais reste le matériau à la base de l'avènement des méthodes modernes de construction. Il occupe donc toujours une place de choix. Les ancrages métalliques peuvent être traditionnels type Swiss-Gewi ou auto-foreurs. La qualité première reste la résistance à la traction et au cisaillement. La deuxième qualité de l'acier est son coût qui en fait un matériau de construction relativement bon marché. Cependant, l'inconvénient principal est qu'au cours de l'excavation, le scellement à proximité du front est détérioré sur plusieurs mètres. Le deuxième inconvénient est que le travail de découpe au fur et à mesure peut être fastidieux et impacter le chemin critique des travaux. Ce travail peut être organisé de manière à ne pas entraver l'avancement. Le métal peut facilement être trié dans le marin, ce qui peut être déterminant suivant la destination des matériaux.

drills (Fig. 2). These machines enable drilling with a solution called "OD system" or preferably rotary drilling using a down-the-hole hammer with eccentric solutions from Odex, Mitsubishi, Simcas and other systems on the market.

The last alternative is self-drilling anchors. It is essentially a drilling alternative which uses the anchor for the drilling (Fig. 3). The anchor is then equipped with lost percussion drill bits and used as a drilling rod. The anchor is very often made of steel but can also be made of fiber glass. The drilling fluid then is water, air or cement slurry. The drilling diameters are lower, however, and vary depending on the quality of the material from 51 to 115 mm.

### 3.2 Drilling Method Selection

The choice of drilling method often, but not exclusively, depends on the geology.

For homogeneous and well-cemented geology such as deep alluvia or ground moraines, one could consider the three drilling styles with reference to the proper fluid choice. For homogeneous, poorly-cemented geology having low levels of fine particulates, such as coarse alluvium or glaciolacustrine deposits, one would primarily be advised to implement cased drilling. Finally, for heterogeneous geology, the choice of cased drilling or self-drilling would easily be made.

The self-drilling alternatives are being used with increasing frequency for logistic and organizational reasons. The installation spaces are becoming extremely confined in highly urbanized areas; we work in access shafts or along the sides



2 Foreuse mat horizontal au puit Marchand à Toulon/F  
Horizontal mast drill at the Marchand well in Toulon/F



3 Exemple de réalisation d'ancrage autoforeur  
Example of execution of self-drilling anchoring

#### 4.1.1 Les ancrages traditionnels

Barres de métal filetées mises en place dans des forages tubés dans des terrains peu cohésifs ou non tubés si le forage est stable, équipé d'un tuyau d'injection voire d'un tuyau à manchette ou d'un tube à manchette. Les diamètres varient du 16 au 63,5 mm équivalent à des limites élastiques de 57 à 1000 kN pour de l'acier B500 (filet à gauche) ou de 97 à 1200 kN en B670 (filet à droite). Il n'y a pas de limitation sur la longueur. Un tuyau d'injection est ajouté pour le scellement et des distanceurs sont mis en place pour centrer l'ancrage dans le forage (Fig. 5).

#### 4.1.2 Autoforeur

Barre de métal roulée utilisée comme tige de forage avec une géologie difficile ou pour des questions de rapidité. Attention à choisir le bon diamètre de taillant en fonction de la résistance du scellement souhaitée et à employer du matériel adapté tels que des manchons ré-injectables pour parfaire le scellement (Fig. 6). Les dimensions vont du R25/13 au R89/69 avec des limites élastiques de 150 à 900 kN pour des ancrages standards et jusqu'à 1200 kN pour des ancrages traités thermiquement. Il n'y a pas de limitation sur la longueur du fait de l'existence de manchon si ce n'est le problème de l'exécution du scellement.

#### 4.2 Boulon de front en fibre de verre (GFK)

La fibre de verre peut se présenter sous diverses formes suivant les fournisseurs. La qualité la première est qu'il est aisé de couper l'armature à l'avancement avec des moyens mécaniques simples tels qu'une fraise ou une dent de godet du fait de la faible résistance au cisaillement de la fibre de verre. Par contre, si le marin peut être valorisé ou doit être exempt de corps étrangers, le tri peut s'avérer compliqué, coûteux voire impossible.

La première solution employée était les barres pleines sans filetage jusqu'à des longueurs de 15 m pour des raisons de transport. Par la suite sont apparues des barres avec un filetage continu ou seulement aux extrémités pour être manchonnées. La plage de résistance de ces ancrages varie entre 300 et 600 kN sans tenir compte de liaison acier/GFK.

of highways and railroads (Fig. 4) where it is difficult for machines to cross and even more difficult to store 20-m machines. In these conditions, working with a traditional jumbo is often a way to simplify logistics and workforce efficiency and streamline the construction process. Also, the development of these alternatives brought forth a qualitative leap in materials for drilling and injection which are turning into relevant solutions in comparison to the classic alternatives with horizontal mast drills.

## 4 Face Anchoring: Materials

The 2 primary materials used are steel and fiberglass whether for classic or self-drilling alternatives.

### 4.1 Steel Face Anchoring

Steel is being used less frequently today but remains the basis for modern construction methods. Therefore, it still holds a special place in the world of construction. The metal anchorings can be either traditional Swiss-Gewi or self-drilling anchors. The most important quality is still resistance to traction and to shearing. The second most important quality of steel is its cost, making it a relatively cheap construction material. However, its primary disadvantage is that over the course of the excavation, the grouting near the face deteriorates over several meters. The second disadvantage is that the cutting work can gradually become tedious and impact the delay of the works. This work can be organized in a way that would not hinder progress. The metal could easily be sorted in the mucking, which could be essential depending on the destination of the materials.

#### 4.1.1 The Traditional Anchorings

Threaded metal bars used in cased drilling in less cohesive ground or uncased borehole if the drilling is stable, equipped with an injection pipe or even sleeved pipe or sleeved tube. The diameters vary from 16 to 63.5 mm, equivalent to yield strengths of 57 to 1,000 kN for B500 steel (left-hand thread) or from 97 to 1,200 kN in B670 (right-hand thread). There are no limitations on length. An injection pipe is added for sealing, and expanders are placed to center the anchoring in the drilling (Fig. 5).



4 Place d'installation réduite  
Reduced installation space





5 Exemple de montage d'ancrage métallique traditionnel  
Example of assembly of traditional metal anchoring

Principalement sur les chantiers, les ancrages en fibre de verre se trouvent sous forme de câbles ou de bandes disposées autour d'un tube central servant à l'injection et maintenu en faisceaux avec des distanceurs. Ces ancrages sont livrés en rouleaux ou en bobines et sont généralement assemblés sur place (Fig. 7). Cette solution n'a pas de limite en termes de longueur si ce n'est la capacité de forage. La capacité de ces ancrages varie de 200 à 1800 kN abstraction faite de la capacité du terrain et du diamètre de forage.



6 Autoforeur avec longueur libre et manchon ré-injectable  
Self-driller with free length and re-injectable sleeve

#### 4.1.2 Self-Drilling

Rolled bar used as a drill rod for difficult geologies or for speed purposes. Be sure to choose drill bits of the right diameter, based on the desired resistance of the sealing, and to use suitable material such as re-injectable sleeves to refine the sealing (Fig. 6). The dimensions range from R25/13 to R89/69 with yield strengths of 150 to 900 kN for standard anchorings and up to 1,200 kN for heat-treated anchorings. There is no limitation on length resulting from the existence of the sleeve, so long as there is no problem with sealing.

#### 4.2 Fiberglass Face Anchors (GFK)

Fiberglass can be presented in various forms depending on the suppliers. The most important quality is that it be easy to cut reinforcing material, as the project progresses, by simple mechanical means such as a roadheader or a bucket tooth due to the low shearing-resistance of the fiberglass. However, if the mucking can be put to good use or must be free of foreign bodies, the sorting could prove complicated, costly or even impossible.

The first alternative used full bars with no threading up to 15 m long for transport purposes. The next alternative uses bars that were threaded continuously, or only on the ends, in order to be sleeved. The resistance strength of these anchorings varies between 300 and 600 kN, not accounting for steel/GRP connections.

For the most part, on construction sites, the fiberglass anchorings are in cable or disposable band form around a central tube used for injection and maintained in beams with spacers. These anchorings are released on rollers or on coils and are generally assembled on site (Fig. 7). This alternative has no limit in terms of length, except for drilling capacity. The capacity of these anchorings varies from 200 to 1,800 kN, disregarding the capacity of the ground and the drilling diameter.

It is possible to pre-stress these anchorings, but it requires to take precautions during the excavation and the injection of the free length after tensioning (Fig. 8).

#### 4.3 Self-Drilling Fiberglass Face Anchors

There are several R32 or R38 self-drilling anchors solutions on the market similar to the metallic solutions. These products are perfectible and very sensitive. They impose limits on the coupling and thrust with limitations on the diameter drilled, and therefore, on the sealing capacity. Moreover, these limits present a connection default between the steel and the GRP at the connector level. Finally, they are only suitable for particularly favorable homogeneous geologies such as rock-free silted moraine, silted sand or particularly homogeneous geologies with local discontinuity.

Our experience with these products has shown that it is preferable, in these grounds, to drill a destructive hole of the proper diameter and then to fit the anchoring in this preliminary hole with a limited rotation speed mainly using





7 Exemples de GFK  
Examples of GFK

Il peut être envisagé de pré-contraindre ces ancrages moyennant précaution au cours de l'excavation et l'injection de la longueur libre après mise en tension (Fig. 8).

#### 4.3 Boulon de front en fibre de verre autoforeur

Sur le marché, nous pouvons trouver plusieurs solutions de boulons autoforeurs de diamètre R32 ou R38 similaires aux solutions métalliques. Ces produits sont perfectibles et très sensibles. Ils imposent des limites sur le couple et la poussée avec des limitations sur le diamètre foré et donc sur la capacité de scellement. De plus, elles présentent un défaut de connexion entre l'acier et le GFK au niveau des connecteurs. Enfin, elles ne sont adaptées qu'à des géologies homogènes particulièrement favorables telles que des moraines limoneuses exsangues de blocs, sable-limoneux ou des géologies particulièrement homogènes avec des discontinuités ponctuelles.

L'expérience acquise avec ces produits nous a montré qu'il est préférable dans ces terrains de forer un trou destructif avec le chariot de forage au bon diamètre puis d'équiper l'ancrage par la suite dans cet avant-trou avec une vitesse de rotation limitée en utilisant principalement la poussée du marteau, voir même un peu de percussion, avec modération (Fig. 9).

Récemment sur le marché est apparue une nouvelle solution encore au stade du développement. Cette solution est testée actuellement sur le tunnel ferroviaire de Sierre conjointement entre entreprise et fournisseurs. Il s'agit d'une solution d'ancrages autoforeurs en fibre de verre sous forme de tubes équipés de couronne d'alésage, sur le modèle des tubes de voûtes parapluies (Fig. 10). La poussée, le couple et la percussion s'appliquent sur un train de tiges standards et l'ancrage est tiré vers l'avant au cours du forage. Il y a encore des améliorations à faire pour fiabiliser le système, offrir une

the thrust of the drill, or even a slight percussion in moderation (Fig. 9).

Recently, a new solution has appeared on the market which is still the development stages. This solution is currently being tested in the Sierre railway tunnel by both the company and suppliers. It is a self-drilling fiberglass solution in tube form with a boring drill bit, modeled after the forepoling tubes (Fig. 10). Thrust, torque and percussion are applied on a standard drill string, and the anchoring is pulled to the face over the course of the drilling. There are still improvements to be made in order to make the system more reliable, offer a wider range of the intrinsic resistance of the product and improve sealing by increasing the drilled diameter. The solution is functional and especially relevant. It currently enables the drilling of 21-m anchorings in screes that are very heterogeneous with a reasonable waste percentage. This product adapts to virtually any geology and may be implemented by reasonable, compact and manageable means. The metal connectors, all 3 m, are equipped with injection valves to facilitate sealing.

### 5 Face Anchors: Injection Methods

The goal of face anchoring is to securely anchor the terrain on itself with anchorings whose sealing area is located in an area not impacted by excavation. The quality of the injection and sealing are, therefore, paramount.

#### 5.1 Injection Methods

There are 3 injection methods classically used, specifically the single global injection (S.G.I.), the repeatable injection (R.I.), and the repeatable selective injection (R.S.I.). The choice of injection method is mainly related to the geology as well as to the drilling method used. It is nevertheless nec-

plus grande gamme de résistance intrinsèque du produit et améliorer le scellement en augmentant le diamètre foré. La solution est fonctionnelle et particulièrement pertinente. Elle permet actuellement de forer des ancrages de 21 m dans des éboulis très hétérogènes avec un pourcentage de déchets raisonnables. Ce produit s'adapte à quasiment toutes les géologies et peut être mise en œuvre avec des moyens raisonnables, compacts et maniables. Les connecteurs métalliques tous les 3 m sont équipés de valves d'injection pour faciliter le scellement.

### 5 Boulonnage du front: Méthodes d'injection

L'objectif du boulonnage de front est bien d'ancrer le terrain sur lui-même avec des ancrages dont la zone de scellement se situe dans une zone non-impactée par l'excavation. La qualité de l'injection et la qualité du scellement sont donc primordiaux.

#### 5.1 Méthodes d'injection

Il y a 3 méthodes d'injection classiquement utilisées à savoir l'injection globale unique (I.G.U.), l'injection répétée (I.R.) et l'injection répétée sélective (I.R.S). Le choix de la méthode d'injection est principalement lié à la géologie mais aussi à la méthode de forage utilisée. Il faut tout de même avoir une approche raisonnable sur l'aspect qualité, coût et délai.

essary to have a reasonable approach with regard to quality, cost, and time.

#### 5.1.1 Single Global Injection

This method is used a single time. The cement grout is inserted in the injection tube used for the anchoring. The injection is controlled by monitoring the pressure and volume injected. A second tube serves as a back vent. When the grout goes out through the back vent, it is sealed and the injection continues until the stopping criterion for maximum pressure or maximum volume is reached.

One variation could be used with a two-phase injection to obtain better results. The anchoring is injected from the face to fill the annular space with a short injection pipe. When the grout reaches maximum volume or maximum pressure, or it surfaces through the anchoring, injection is then carried out through the anchoring injection pipe after having sealed the first injection pipe.

#### 5.1.2 Repeatable Injection and Selective Repeatable Injection

This method is carried out in several phases, repeated and staggered over time. The first consists of making the sheath or filling the annular space. This could be done globally with an injection pipe or selectively with a sleeve tube and a double packer. The injection stages are then repeated



8 Portail Palatinat avec ancrages GFK actifs  
Palatinat portal with active GRP anchors





9 *Boulon autoforeur GFK traditionnel*  
*Traditional self-drilling GFRP anchors*

### 5.1.1 Injection Globale Unique

Cette méthode est exécutée en une fois. Le coulis de ciment est introduit dans le tube d'injection équipant l'ancrage. L'injection est contrôlée en surveillant la pression et le volume injecté. Un second tube sert d'évent. Lorsque le coulis sort de l'évent, il est obturé et l'injection est continuée jusqu'à obtenir le critère d'arrêt pression maximale ou volume maximal.

Une variante peut être utilisée avec une injection en 2 phases pour obtenir de meilleurs résultats. L'ancrage est injecté depuis le front pour remplir le vide annulaire par un tuyau d'injection court. Lorsque le coulis atteint un critère de volume maximal, un critère de pression maximale ou qu'il résurge par l'ancrage, on procède alors à l'injection par le tuyau d'injection de l'ancrage après avoir obturé le premier tuyau d'injection.

### 5.1.2 Injection Répétée et injection répétée sélective

Cette méthode s'exécute en plusieurs phases répétées étalées dans le temps. La première consiste à réaliser la gaine ou remplir le vide annulaire. Ce qui peut être fait de manière globale avec un tuyau d'injection ou de manière sélective avec un tube à manchette et un obturateur double. Ensuite on répète des passes d'injection après un temps de séchage jusqu'à atteindre un critère d'arrêt. A chaque étape, la gaine est claquée au coulis de ciment ou à l'eau avec des pressions pouvant atteindre 40 bar. Ensuite, l'injection est poursuivie à une pression moindre pour faire augmenter le bulbe de coulis autour de l'ancrage et parfaire le scellement. L'injection est

after a drying time until a stopping criterion is reached. At each step, the sheath is slammed with cement grout or with water at pressures that can reach 40 bar. Next, the injection is continued at a lower pressure in order to increase the grouting bulb around the anchor and refine the seal. The injection is stopped once maximum volume or maximum pressure is reached. This re-injection can be done globally via an injection pipe with sleeves (R.I.) or selectively with a sleeve tube by selecting areas using a double packer (R.S.I.) (Fig. 11).

### 5.2 Method Selection

The choice depends on the context, the cost and the time frame. The time frame is important because in many cases, excavation takes a few hours after the end of the injection of the face anchors regardless of the resistance of the injection grout and the sealing quality which is achieved.

The simplest and most widely-used alternative is the single global injection or the single controlled injection. It is also the fastest alternative, as there is only one work stage. However, from a qualitative standpoint, a repeatable injection offers better results, even if it is carried out fresh-in-fresh in order to be faster. These 2 methods can be done in all cases, even with self-drilling anchorings.

Selective injection is used very seldom and is reserved for when ground treatment is necessary. In this case, cost and time are no longer criteria, only the quality of the treatment



arrêtée une fois atteint un critère de volume maximal ou de pression maximale. Cette réinjection peut être faite de manière globale via un tuyau d'injection équipé de manchettes (IR) ou de manière sélective avec un tube à manchette en sélectionnant des zones à l'aide d'un obturateur double (IRS) (Fig. 11).

### 5.2 Le choix de la méthode

Le choix dépend du contexte, du coût et du délai. Le délai est important car dans bien des cas, l'excavation reprend quelques heures après la fin de l'injection des boulons de front sans se soucier de la résistance du coulis d'injection et de la qualité du scellement atteint.

La solution la plus simple et la plus répandue est l'injection globale unique ou l'injection contrôlée unique. C'est aussi la solution la plus rapide puisqu'il n'y a qu'une phase de travail. Cependant, du point de vue qualitatif, une injection répétée offre de meilleurs résultats, quitte à ne faire qu'une réinjection en fresh-in-fresh pour être plus rapide. Ces 2 méthodes peuvent être réalisées dans tous les cas de figures, même avec des ancrages autoforeurs.

L'injection sélective est très peu employée et réservée au cas où un traitement de terrain est nécessaire. Le coût et le délai ne sont alors plus des critères, seulement la qualité du traite-

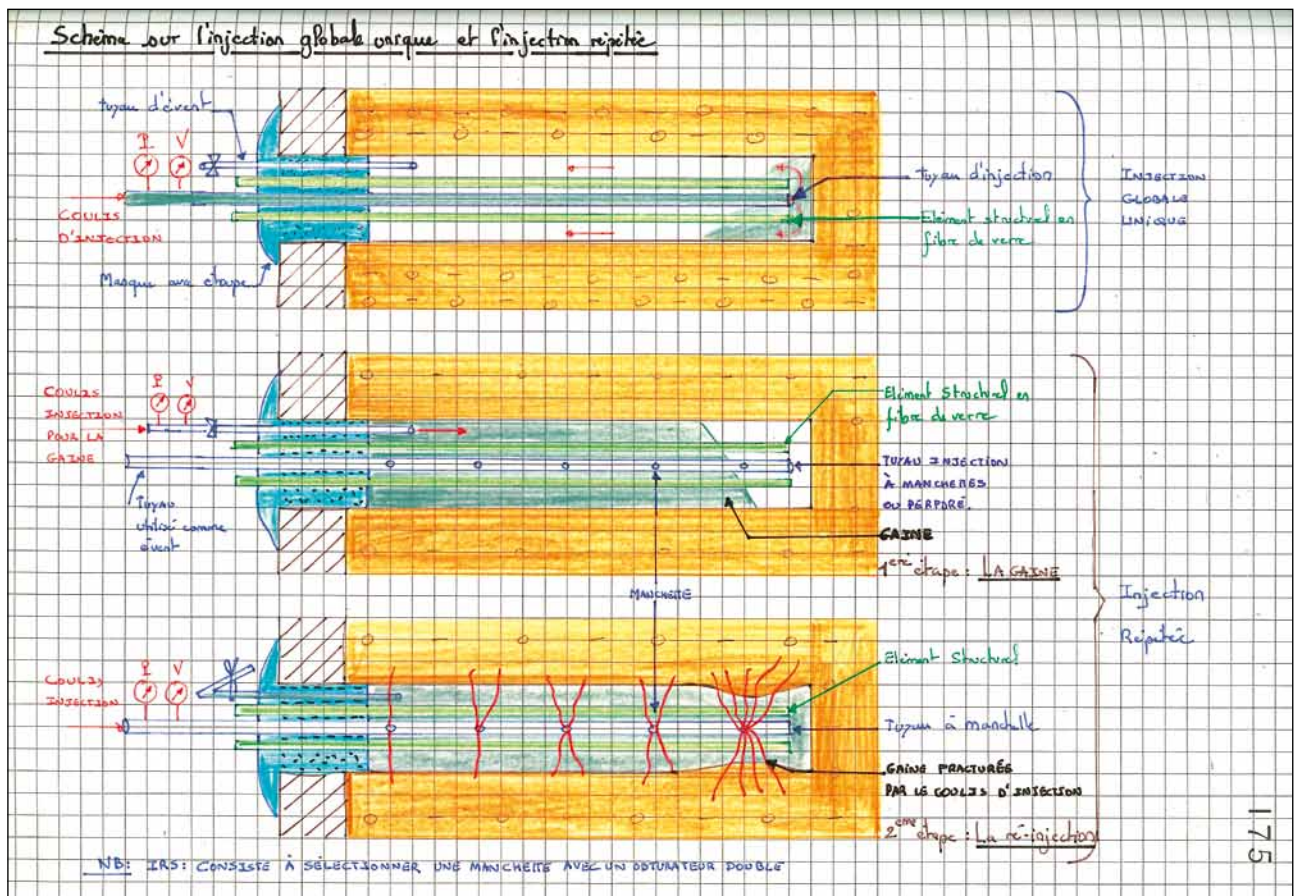


10 Solution autoforeuse GFRP testée sur le tunnel ferroviaire de Sierre  
GFRP self-drilling solution tested on the Sierre railroad tunnel

and sealing. This alternative is prohibited for self-drillers except for GFRP tubes which can enable this method to be used as well.

### 5.3 Material Selection

Injection is done with stable cement grout, preferably choosing a cement that is CEM I 42.5, CEM I 52.5 R (fast hardening), CEM II/A-D 52.5 R (addition of silica smoke) or CEM III/B 32.5 N



11 Illustration sur le principe de l'injection IGU et IR  
Illustration on the principle of SGI and RI injection

ment et du scellement. Cette solution est proscrite pour des autoforeurs à l'exception des tubes GFK qui pourraient permettre d'entreprendre également cette méthode.

### 5.3 Le choix des matériaux

L'injection est réalisée avec du coulis de ciment stable de préférence en choisissant un ciment CEM I 42,5 R, CEM I 52,5 R (rapidité de prise), CEM II/A-D 52,5 R (ajout de fumée de silice) ou un CEM III/B 32,5 N (finesse de mouture) avec un C/E allant de 1 à 2. On peut employer des adjuvants pour améliorer les propriétés du coulis, par exemple :

- La bentonite pour le rendre thixotrope
- Un plastifiant ou un fluidifiant pour diminuer la viscosité du coulis
- Un accélérateur de prise
- Un retardateur de prise pour le stabiliser
- Du filler calcaire, de la farine de concassage ou des cendres volantes pour des raisons financières

Un micro-ciment peut être employé, ce qui est rare et souvent réservé au cas où de l'injection sélective est réalisée. Par contre, l'injection peut également être réalisée avec des résines à base de polyuréthane en cas de venues d'eau ou avec des résines silicatées de scellement en veillant cependant à contrôler la compatibilité de la résine avec les prescriptions environnementales, notamment dans les zones de nappes phréatiques et de sources.

Dans certains cas, lorsque la perméabilité du terrain est trop importante, il peut être opportun de recourir à des chaussettes d'injection. Ces chaussettes forment un sac en géotextile qui va se gonfler lors de l'injection pour épouser la forme du forage et permettent d'éviter les pertes de coulis (Fig. 12).

Enfin, nous trouvons sur le marché des mortiers d'injection prêts à l'emploi. Il est à noter que nous pouvons également trouver depuis peu des mortiers avec ajout d'un agent d'expansion et un temps de prise compris entre 3 et 8 heures. Les perspectives de ces mortiers ou agents d'expansion semblent très séduisantes sur le papier.

## 6 Boulonnage du front : résumé

Les évolutions de ces dernières années ont permis de développer sur le marché de nombreuses techniques de forage, d'injection et de solutions d'ancrages autoforeurs qui permettent aujourd'hui dans presque n'importe quelle condition de mettre en œuvre une solution aisée et pertinente pour assurer la stabilité de l'excavation, pour lutter contre l'extrusion du front et limiter les effets de la construction d'un tunnel sur les structures à proximité ou les désordres en surface.

Il y a cependant toujours de la place pour l'innovation, de nouvelles idées et de nouveaux produits comme les très prometteurs ancrages autoforeurs utilisés sur Sierre actuellement ou les mortiers d'injection avec agent expansif.



12 Illustration sac obturateur (Source: Sireg SPA website)  
Illustration of shutter bag (Source: Sireg SPA website)

(fine grinding process) with a C/E going from 1 to 2. Additives can be used to improve the properties of the grout, e.g.:

- Bentonite to make it thixotropic
- A plasticizer to decrease the viscosity of the grout
- A set accelerator
- A set retarder to stabilize it
- Limestone filler, milling flour or fly ash as less expensive options

A micro-cement can be used, but this is rare and often reserved for cases where selective injection is performed. Injection can also be done with polyurethane-based resins, if there is a flow of water, or with silicated resins, making sure to manage the compatibility of the resin with environmental regulations, especially in areas with high groundwater tables or spring areas.

In certain cases, when the ground permeability is too high, it may be appropriate to resort to geotextile sockets. These socks form a geo-textile bag which will inflate during injection to mold the drilling shape and prevent grout loss (Fig. 12).

Finally, there are ready-to-use injection grouts on the market. It should be noted that we have recently also been able to find grouts with added expansion agents and total hardening times of between 3 and 8 hours. The prospects for these grouts and expansion agents seem very attractive on paper.

## 6 Face Anchoring: summary

Developments in recent years have brought many drilling and injection techniques and self-drilling anchoring solutions to the market, which have made it possible to implement easy and relevant solutions, under virtually any conditions, which ensure the stability of the excavation, fight against face extrusion and limit the effects of tunnel construction on the surrounding structures or disturbances on the surface.

There is, however, still room for innovation, new ideas and new products such as the very promising self-drilling anchorings currently being used on the Sierre or the injection grouts with expansion agents.

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

# Ortsbrustsicherung bei Vollaussbruch im Lockergestein

## Tunnel der Umfahrungen Bazenheid und Visp

Die Lockergesteinsvortriebe des Wihaldentunnels der Umfahrung Bazenheid (SG) sowie des Tunnels Eyholz der A9 in Visp (VS) wurden im Vollaussbruch ausgeführt. Bei solchen Vortrieben kommt der Ortsbrustsicherung eine übergeordnete Bedeutung zu. Im Beitrag werden das methodische Vorgehen bei der Planung, die konstruktive Durchbildung sowie die Bauerfahrung unterschiedlicher Massnahmen der Brustsicherung bei diesen Vortrieben aufgezeigt.

# Face Supporting given full-face Excavation in soft Ground

## Tunnels for the Bazenheid and Visp Bypasses

The soft ground drives for the Wihalden Tunnel of the Bazenheid Bypass (SG) as well as the Eyholz Tunnel on the A9 in Visp (VS) were executed with a full-face excavation. Supporting the face takes on superordinated significance in the case of such drives. This report examines the methodical approach adopted by planning, the structural design as well as the findings obtained when employing different measures for supporting the face during these drives.

### 1 Projektbeschreibung Visp und Bazenheid (Lockergesteins-Vortriebe)

Bei den Vortrieben in Bazenheid 2003 bis 2005 sowie in Visp 2007 bis 2012 wurden insgesamt rund 2 km Lockergesteinsstrecken für jeweils zweispurige Strassentunnels erfolgreich aufgeföhren.

#### 1.1 Bazenheid

Der 506 m lange Wihaldentunnel ist zentraler Bestandteil der rund 4 km langen Umfahrung Bazenheid [2] (Hauptverkehrsstrasse im Gegenverkehr), die Bazenheid vom Durchgangsverkehr zwischen dem Toggenburg und der Nationalstrasse A1 bei Wil entlastet.

Der Wihaldentunnel besteht aus einer Tunnelröhre mit einem Ausbruchquerschnitt von 95 m<sup>2</sup>. Der Tunnel verläuft vollständig in Lockergesteinen und erreicht eine maximale Überdeckung von ca. 22 m. Er unterquert eine Bahnlinie, ein Industriegleis sowie 2 Bäche und liegt im Einflussbereich mehrerer Gebäude (Bauernhof, Industriebau).

##### 1.1.1 Normalprofil

Das Tunnelprofil ist als Maulprofil ausgebildet und bietet Raum für die beiden Fahrstreifen, es ist 12,1 m

### 1 Project Description of Visp and Bazenheid (soft ground drives)

Altogether some 2 km of soft ground sections were successfully produced for the in each case 2-lane road tunnels during the drives at Bazenheid from 2003 to 2005 and at Visp from 2007 to 2012.

#### 1.1 Bazenheid

The 506 m long Wihalden Tunnel represents the central element of the roughly 4 km long Bazenheid Bypass [2] (2-way main traffic artery), which relieves Bazenheid of through traffic between the Toggenburg and the A1 national highway.

The Wihalden Tunnel consists of a tunnel bore with an excavated cross-section of 95 m<sup>2</sup>. The tunnel runs completely through soft ground possessing a maximum overburden of some 22 m. It passes beneath a railway line, an industrial rail track and 2 brooks and lies in the zone of influence of several buildings (farm, industrial building).

##### 1.1.1 Standard Cross-Section

The tunnel cross-section is in the shape of a pipe arch and affords space for the 2 driving lanes; it is 12.1 m wide and



## Stabilisation du front de taille dans l'abattage pleine section en terrain meuble

### Tunnel des contournements de Bazenheid et de Viège

Les travaux d'avancement en terrain meuble du tunnel de contournement de Bazenheid (SG) ainsi que du tunnel Eyholz de l'A9 à Viège (VS) ont été réalisés en pleine section. Dans de telles excavations, la stabilisation du front de taille revêt une importance capitale. L'article présente le processus méthodique de la planification, les détails constructifs ainsi que les expériences faites avec différentes formules de stabilisation du front de taille dans ce genre d'excavations.

## Ancoraggi del fronte di scavo in materiale sciolto a piena sezione

### Gallerie delle circonvallazioni di Bazenheid e Visp

Gli avanzamenti in materiale sciolto della galleria di Wihalden della circonvallazione di Bazenheid (SG) e della galleria di Eyholz della A9 a Visp (VS) sono state eseguite a piena sezione. Con questo tipo di avanzamento, l'ancoraggio del fronte di scavo ricopre un ruolo di massima importanza. Nell'intervento viene mostrato il modo di procedere durante la progettazione, la strutturazione costruttiva e l'esperienza costruttiva dei diversi metodi di ancoraggio del fronte di scavo, durante questi avanzamenti.

breit und 10,8 m hoch (Bild 1). Die Werkleitungen sind in der Sohle und in den Banketten angeordnet, weshalb kein separater Werkleitungskanal notwendig ist. Der grösste Ausbruchquerschnitt am Etappenende des Rohrschirmvortriebes hat einen Ausbruchquerschnitt von  $F_A = 110 \text{ m}^2$  ( $B = 13,4 \text{ m}$ ,  $H = 11,6 \text{ m}$ ).

#### 1.1.2 Geologie und Hydrogeologie

Die gesamte Strecke liegt in komplexen, gletschernahen Ablagerungen, welche zu rund 2/3 aus siltigen Seeablagerungen und Feinsanden und zu 1/3 aus Kiesen und größeren Sanden (Bild 2) besteht.

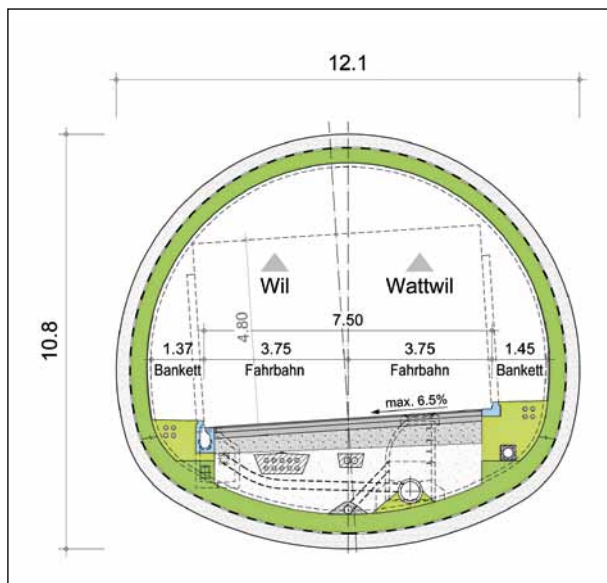
Gegen Süden liegt das Bauwerk in wasserführenden Schichten. Das Wasser strömt im heterogen aufgebauten Hang in etwa quer zur Tunnelachse in Richtung Thur (Ost).

10.8 m high (Fig. 1). The utility lines are located in the floor and the shoulders so that no additional service duct is required. The largest cross-section at the end of the stage of the pipe umbrella drive possesses an excavated cross-section of  $F_A = 110 \text{ m}^2$  ( $W = 13.4 \text{ m}$ ,  $H = 11.6 \text{ m}$ ).

#### 1.1.2 Geology and Hydrogeology

The entire route is located in complex, glacier-like deposits, 2/3<sup>rd</sup>s of which comprise silty marine deposits and fine sands with 1/3<sup>rd</sup> consisting of gravels and coarser sands (Fig. 2).

Towards the south the structure is located in water-bearing layers. The water flows in the heterogeneously structured slope roughly crosswise to the tunnel axis towards Thur (east). The predicted highest level of the slope water flow lies at about 8 m above the tunnel floor at the trenchless portal.



1 Normalprofil Wihaldentunnel  
Wihalden Tunnel standard cross-section

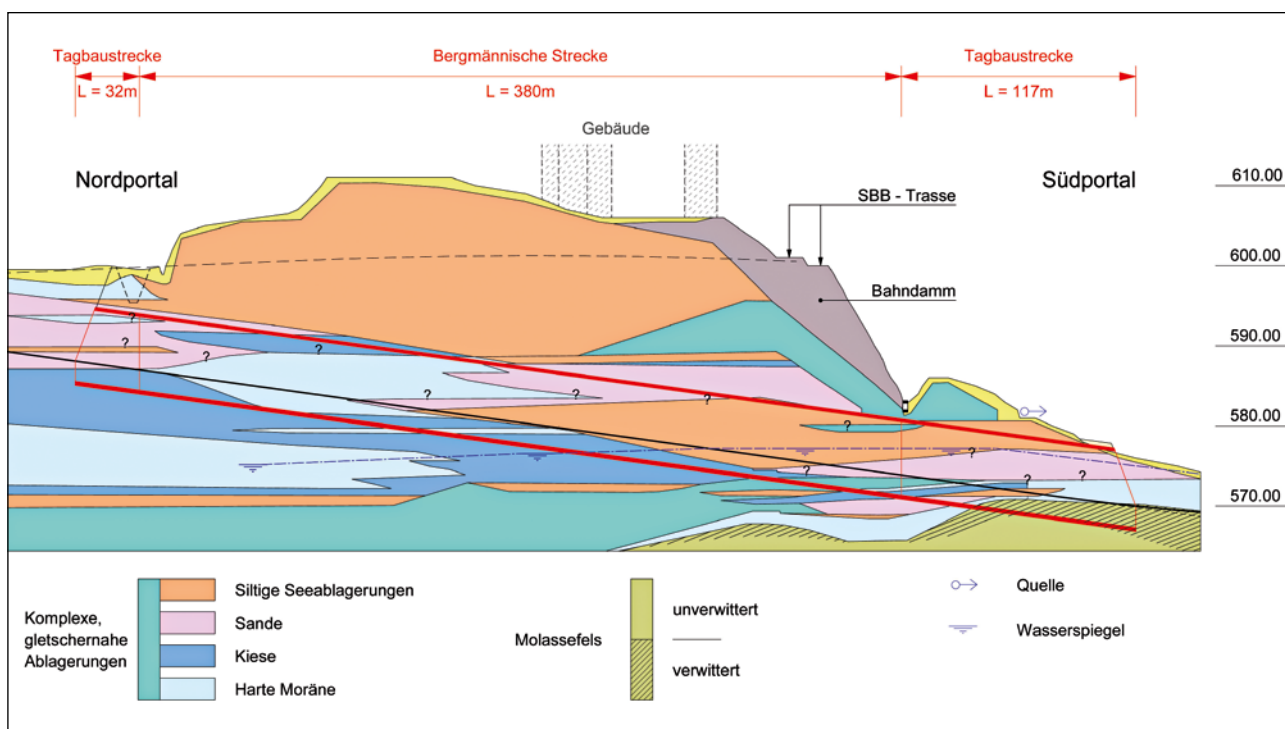
### 1.2 Eyholz Tunnel

The Eyholz Tunnel is a part of the A9 national highway in the Visp area in Valais [1]. The municipality of Visp is bypassed by the highway over a roughly 8 km long section in the south. The Eyholz Tunnel is one of 2 tunnels on this part-section. It is 4.3 km long and consists of 2 bores each with 2 driving lanes. A special feature on its western side is the underground semi-interchange connecting the national highway to the Vispental valley with in each case an access and exit tunnel as well as 2 underground caverns. The Eyholz Tunnel passes through soft ground in sloping locations with overburdens of around 3 to 80 m both at the west and the east side.

#### 1.2.1 Standard Cross-Section

A roughly 13.0 m high and 12.5 m wide excavated cross-section (excavated area  $F_A = 140 \text{ m}^2$ ) is necessary (Fig. 3) to accommodate the 2 driving lanes, a ventilation cross-section of  $13 \text{ m}^2$  and the utility duct situated under the driving lanes.

# Ortsbrustsicherung bei Vollaussbruch im Lockergestein • Tunnel der Umfahrungen Bazenheid und Visp



2 Geologisches Längenprofil Wihaldentunnel  
Geological longitudinal profile of Wihalden Tunnel

Der prognostizierte Höchststand des Hangwasserstroms liegt am bergmännischen Portal ca. 8 m über der Tunnelsohle.

## 1.2 Tunnel Eyholz

Der Tunnel Eyholz ist Bestandteil der Nationalstrasse A9 im Raum Visp im Wallis [1]. Die Ortschaft Visp wird von der Nationalstrasse im Süden auf einer Strecke von rund 8 km umfahren. Der Tunnel Eyholz ist einer von 2 Tunneln auf diesem Teilstück, 4,3 km lang und bestehend aus 2 Röhren à je 2 Fahrstreifen. Als Besonderheit wird auf der Westseite ein Halbanschluss der Nationalstrasse ans Vispertal unterirdisch mit je 1 Einfahrt- und 1 Ausfahrtstunnel sowie 2 unterirdischen Kavernen gebaut. Sowohl auf der West- als auch auf der Ostseite quert der Tunnel Eyholz Lockergestein in Hanglagen mit Überlagerungen von ca. 3 bis 80 m.

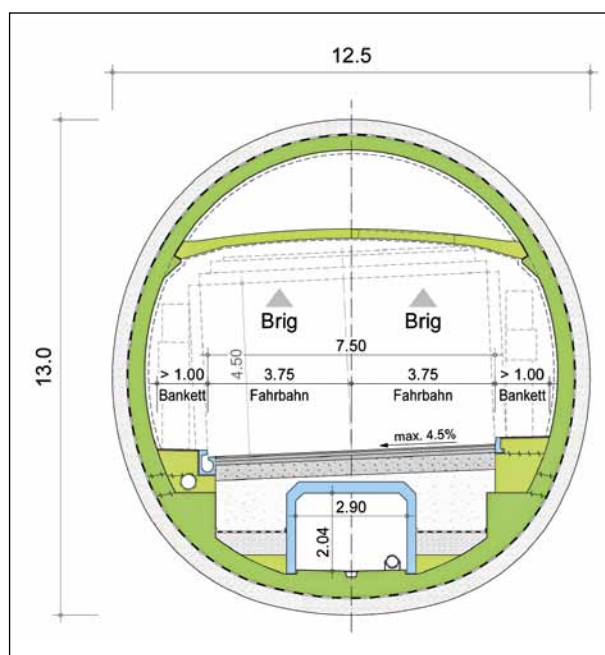
### 1.2.1 Normalprofil

Um den Raum für die beiden Fahrstreifen, einen Lüftungsquerschnitt von 13 m<sup>2</sup> und den unter den Fahrbahnen angeordneten Werkleitungskanal bereitzustellen, ist für die Hauptröhre ein rund 13,0 m hoher und 12,5 m breiter Ausbruchquerschnitt (Ausbruchfläche  $F_A = 140 \text{ m}^2$ ) erforderlich (Bild 3). Für die Rohr- bzw. Jetschirme öffnet sich der Querschnitt je 12 m Etappe trichterförmig auf maximal  $F_A = 165 \text{ m}^2$  und ist im Maximum 13,8 m hoch und 14,2 m breit.

Der Ausfahrtstunnel nimmt nur 1 Fahr- und 1 Pannestreifen auf, der Lüftungsquerschnitt sowie der Werkleitungskanal sind dort nicht notwendig. Am Ende einer Jetschirmetappe weist er eine Breite von 14,1 m und eine Höhe von 12,1 m auf ( $F_A = 135 \text{ m}^2$ ).

The cross-section opens up funnel-shaped to a maximum of  $F_A = 165 \text{ m}^2$  for the pipe or jetting umbrellas and is 13.8 m high and 14.2 m wide at the most.

The exit tunnel is provided with only 1 driving lane and a breakdown lane, the ventilation cross-section and the utility duct are not necessary there. At the end of a jet grouting stage it is 14.1 m wide and 12.1 m in height ( $F_A = 135 \text{ m}^2$ ).



3 Normalprofil Tunnel Eyholz (Lockergestein)  
Eyholz Tunnel standard cross-section (soft ground)

## Face Supporting given full-face Excavation in soft Ground • Tunnels for the Bazenheid and Visp Bypasses

### 1.2.2 Ostportal (Grosshüs)

#### 1.2.2.1 Geologie und Hydrogeologie

Auf der Ostseite quert der Vortrieb (Lockergesteinsstrecke Grosshüs) das Bergsturzmaterial von Eyholz sowie darüber liegenden Bachschutt. Nach rund 500 m und einem schleichenden Übergang vom Lockergestein liegen die beiden Tunnelröhren vollständig im Fels (Bild 4).

Ein Hangwasserspiegel liegt unterhalb der Tunnelsohle. Lokal und insbesondere beim Übergang zum Fels wurden diffus Hang- und Oberflächenwasser auf Tunnelniveau angetroffen.

### 1.2.3 Westportal (Staldbach) Nordröhre und Ausfahrtunnel

#### 1.2.3.1 Geologie und Hydrogeologie

Im Bereich Staldbach wurden die geologischen Verhältnisse während der Detailprojektierung mit über 1000 m Sondierbohrungen und einem zusätzlichen Stollen im Detail erkundet. Damit wurde bereits in der Planungsphase die dort vorhandene Lockergesteinsübertiefung mit ausreichender Genauigkeit erfasst und die Vortriebe konnten entsprechend darauf abgestimmt werden. Über der schiefend entlang der Festgesteinslinie verlaufenden Nordröhre (Bild 5) liegt ein steiler bis zu 40° quer zum Tunnel fallender Hang aus Gehängeschutt und der sogenannten tektonischen Brekzie. Der Ausfahrtunnel verläuft direkt unterhalb des Hangfusses im Gehänge- und Bachschutt sowie teilweise in künstlichen Auffüllungen. Bezüglich Hydrogeologie sind die Verhältnisse mit dem Ostportal (Grosshüs) ähnlich.

### 1.2.2 East Portal (Grosshüs)

#### 1.2.2.1 Geology and Hydrogeology

At the east side the drive (Grosshüs soft ground section) crosses the Eyholz landslide material as well as the debris located above it. After roughly 500 m and a glancing transition from the soft ground the 2 tunnel bores are located entirely in rock (Fig. 4).

A slope water level is to be found beneath the tunnel floor. Traces of diffuse slope and surface water were encountered at tunnel level locally and especially during the transition to rock.

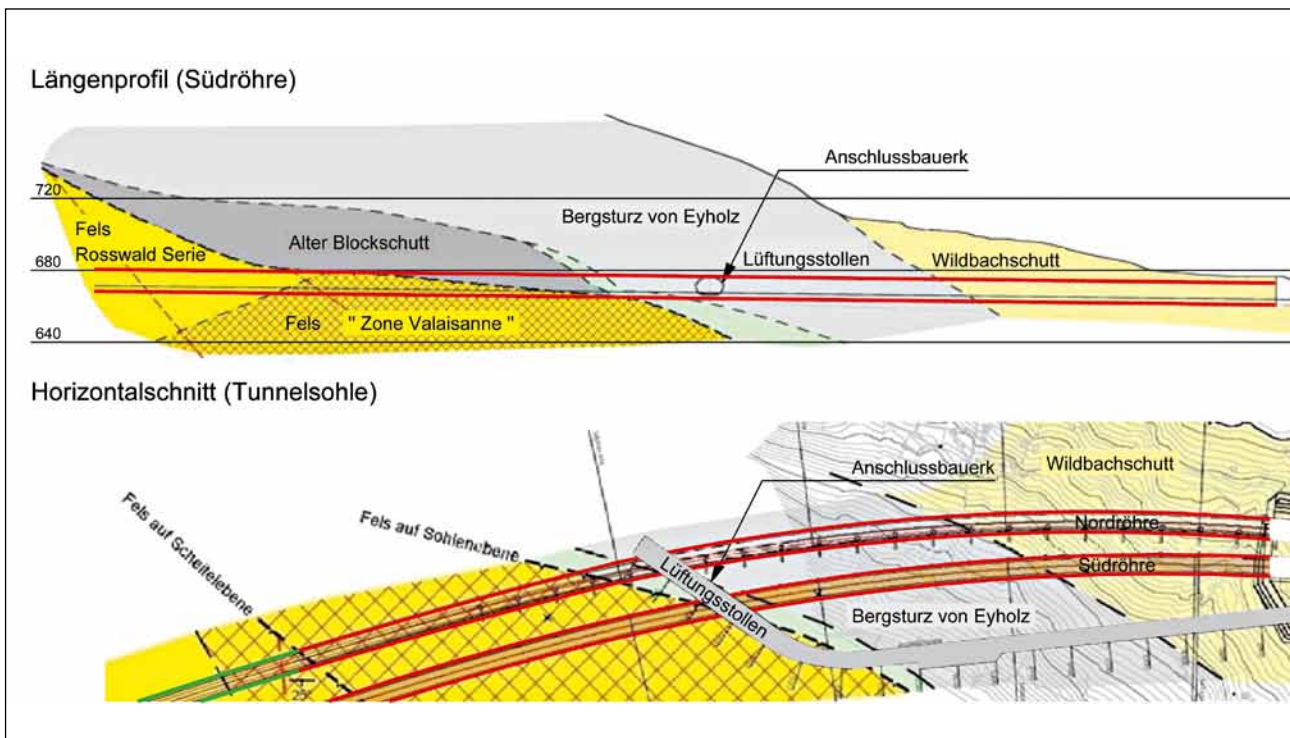
### 1.2.3 West Portal (Staldbach) North Bore and Exit Tunnel

#### 1.2.3.1 Geology and Hydrogeology

At Staldbach the geological conditions were explored at length during the detailed planning work by means of more than 1,000 m of exploratory drilling and an additional tunnel. As a consequence, the soft ground overdeepening was traced with sufficient accuracy and the drives were attuned to this accordingly. A steep slope consisting of landslide and so-called tectonic breccias is located above the glancing north bore running along the hard rock line (Fig. 5). The exit tunnel runs directly below the foot of the slope in landslide and debris as well as in part in artificial fills. The hydrogeological conditions are similar to the east portal (Grosshüs).

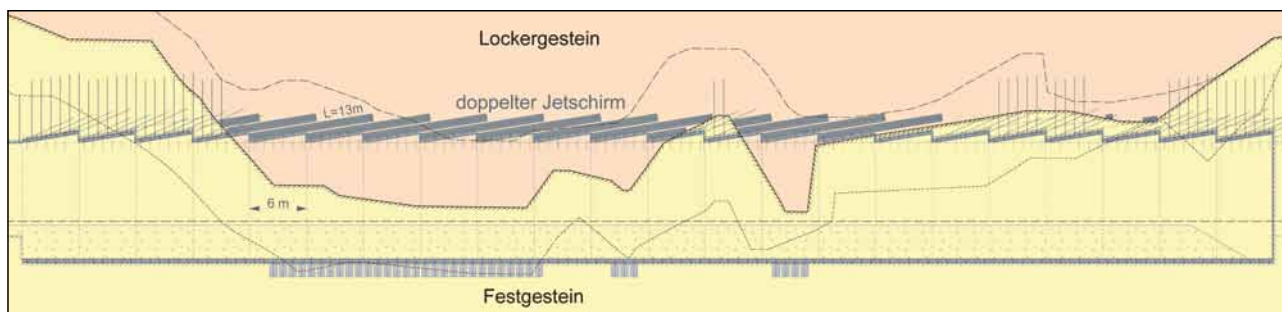
## 2 Methodical Approach and Danger Scenarios

Soft ground drives call for a clear approach for the decision-making process during planning and execution to an



4 Geologisches Längenprofil Grosshüs, Tunnel Eyholz  
Geological longitudinal profile Grosshüs, Eyholz Tunnel





5 Geologisches Längenprofil Staldbach Nordröhre, Tunnel Eyholz  
Geological profile Staldbach north bore, Eyholz Tunnel

## 2 Methodisches Vorgehen und Gefährdungsbilder

Vortriebe im Lockergestein erfordern in vermehrter Masse eine klare Methodik bei der Entscheidungsfindung während der Planung und Ausführung. Eine solche schließt die Schritte Erkennen von Gefährdungen, deren Bewertung und das Planen geeigneter Massnahmen zur deren Begegnung mit ein [3].

### 2.1 Erkennen von Gefährdungen

Das systematische Durchdenken von unerwünschten Ereignissen gilt im Untertagebau als wichtigstes Werkzeug der Gefahrenerkennung. Alle möglichen kritischen Situationen werden dabei in Form von Gefährdungsbildern dargestellt und mittels folgender Schritte analysiert:

- Abgrenzung des Systems
- Postulat des unerwünschten Ereignisses
- Ermittlung deren Auslöser

#### 2.1.1 Abgrenzung des Systems

Für die vorliegende Thematik grenzt sich das System in der Betrachtung der Stabilität der Ortsbrust inkl. deren potentielle Auswirkungen im Tunnel und an der Oberfläche ab. Die Ausbruchsicherung direkt hinter der Ortsbrust wird hier nicht betrachtet: es wird vorausgesetzt, dass diese tragfähig ist.

#### 2.1.2 Postulat der unerwünschten Ereignisse

Unerwünschte Ereignisse können einen materiellen bzw. finanziellen Schaden oder gar menschliches Leid hervorrufen. Darunter fallen auch kleinere Ereignisse, welche zwar einen Vortriebsablauf höchstens kurzzeitig stören, jedoch die Arbeitssicherheit gefährden können (z.B. eine lokale Instabilität der Ortsbrust).

Für das definierte System (Ortsbruststabilität) werden die in **Tabelle 1** aufgezeigten unerwünschten Ereignisse betrachtet. Unter einem Gefährdungsbild verstehen wir ein mögliches unerwünschtes Ereignis, welches aufgrund spezifischer Vorkommnisse (Auslöser) in einem abgegrenzten System auftreten kann. Gefährdungsbilder im Lockergestein sind direkt abhängig vom gewählten Vortriebskonzept.

increasing extent. Such an approach includes the steps recognizing the dangers, their assessment and the planning of suitable measures to counter them [3].

### 2.1 Recognizing Dangers

The systematic consideration of undesired incidents is regarded as the most important tool for identifying dangers in underground engineering. All possible critical situations are in this connection presented in the form of danger scenarios and analyzed by the following steps:

- Delimiting the system
- Defining the undesired incidents
- Determining their origins

#### 2.1.1 Delimiting the System

As far as the themes dealt with here are concerned the system is delimited to considering the stability of the face incl. its potential effects in the tunnel and on the surface. The excavation support directly behind the face is not contemplated here; it is presumed that it is self-supporting.

#### 2.1.2 Definition of the undesired Incidents

Undesired incidents can cause material or financial damage or even human suffering. These also include minor events, which at the most disturb a driving sequence only marginally, but can endanger industrial safety (e.g. a local instability of the face).

The undesired incidents listed in **Table 1** are taken into consideration for the defined system (face instability). Under a danger scenario we understand a possible undesired incident, which can occur within a delimited system on account of specific occurrences (initiators). Danger scenarios in soft ground depend directly on the chosen driving concept.

#### 2.1.3 Determining the Initiators

The analysis of the initiators incl. their detectability during execution contributes enormously to understanding the interaction of the ground with the structure. Frequently the actual initiators of undesired incidents can be prevented through relatively minor measures. There are a large number of initiators, which usually depend on the construction measures (excavation cycle, support concept, quality of execution, etc.) in the case of drives in soft ground. Initiators are for instance:

# Face Supporting given full-face Excavation in soft Ground • Tunnels for the Bazenheid and Visp Bypasses

## 2.1.3 Ermittlung der Auslöser

Die Analyse der Auslöser inkl. deren Erkennbarkeit während der Ausführung trägt wesentlich zum Verständnis der Interaktion des Baugrundes mit dem Bauwerk bei. Oft lässt sich der eigentliche Auslöser von unerwünschten Ereignissen mit verhältnismässig geringen Massnahmen verhindern. Es gibt eine Vielzahl von Auslösern, welche bei Vortrieben im Lockergestein meist von den Baumassnahmen (Ausbruchablauf, Sicherungskonzept, Ausführungsqualität, etc.) abhängig sind. Auslöser sind beispielsweise:

- Schwächung der Überdeckung
- Heterogenität in der Geologie (z.B. wassergefüllte Sandlinse)
- Fremdobjekte
- Verlaufende Bohrungen (z.B. Rohrschirm)
- Unvermörtelte Ankerabschnitte

## 2.2 Bewertung der Gefährdungen

Durch die Erhebung der Eintretenswahrscheinlichkeit eines unerwünschten Ereignisses und des damit verbundenen möglichen Schadenausmasses werden die Gefährdungen be-

- Weakening of the overburden
- Heterogeneity in the geology (e.g. sand lentils filled with water)
- Alien objects
- Drill holes (e.g. pipe umbrella)
- Unmortared anchor sections


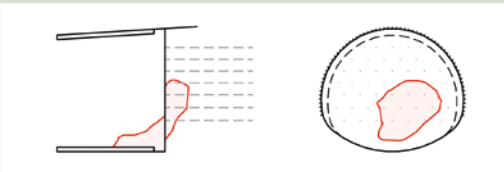
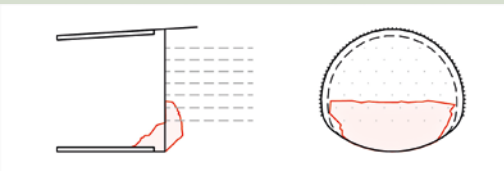

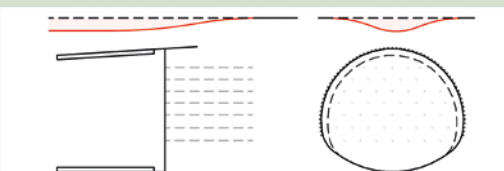
## 2.2 Evaluation of the Dangers

The dangers are evaluated by obtaining the probability of occurrence for an undesired incident and the associated possible extent of damage. The estimation of the construction costs and the construction time represents a central product of this assessment for the client.

## 2.3 Measures to minimize Risks

The objective is to reduce the risk to a comprehensible and reasonable extent through suitable measures. The following 3 possibilities for reducing risks are available when dealing with dangers in underground engineering:

- Avoidance (decisions which prevent that the dangers occur at all)

Unerwünschtes Ereignis/ Undesired Incident		Gefährdungen/Dangers
Ausbrüche im Scheitelbereich/ Breaks in crest area		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Arbeitssicherheit/Industrial safety</li> <li>• Instabilität Auflager Gewölbesicherung/Instability of Abutment</li> <li>• Ausweitung zu progressivem Bruch/Securing the vault</li> </ul>
Örtlich kleinere Ausbrüche/ Local smaller breaks		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Arbeitssicherheit/Industrial safety</li> <li>• Ausweitung zu progressivem Bruch/Extending to progressive break</li> </ul>
Örtlich grössere Ausbrüche/ Local larger breaks		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Arbeitssicherheit/Industrial safety</li> <li>• Ausweitung zu progressivem Bruch/Extending to progressive break</li> </ul>
Progressiver Bruch/ Progressive break		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Arbeitssicherheit/Industrial safety</li> <li>• Grösserer Verbrauch, Tagbruch/Major collapse</li> </ul>
Unzulässige Setzungen/ Settlement Impermissible		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bauwerkschäden/ Structural damage settlements</li> <li>• Böschungsinstabilitäten/ Slope instabilities</li> </ul>

**Tabelle 1** Unerwünschte Ereignisse für die Ortsbruststabilität

**Table 1** Undesired Incidents for Face Stability

# Ortsbrustsicherung bei Vollausschub im Lockergestein • Tunnel der Umfahrungen Bazenheid und Visp

Massnahmen zur Stabilisierung der Ortsbrust/ Measures for stabilizing the face	Umfahrung Bazenheid/ Bazenheid Bypass	Umfahrung Visp/Visp Bypass		
	Wihaldentunnel/ Wihalden Tunnel	Tunnel Eyholz Ost/ Eyholz East Tunnel	Tunnel Eyholz West/ Eyholz West Tunnel	
			Nordröhre/ North bore	Ausfahrtunnel/ Exit tunnel
	L = 380 m/ F <sub>A</sub> = 95 m <sup>2</sup>	L = 415 + 530 m/ F <sub>A</sub> = 140 m <sup>2</sup>	L = 130 m/ F <sub>A</sub> = 140 m <sup>2</sup>	L = 195 m/ F <sub>A</sub> = 110/140 m <sup>2</sup>
Lange Brustanker/ Long face anchors	x	x	(x)	
Jetting horizontal ohne Bewehrung/ Jetting horizontal without reinforcement			x	x
Jetting horizontal mit Bewehrung/ Jetting horizontal with reinforcement			x	
Jetting vertikal/ Jetting vertical				x
Spritzbetonversiegelung/ Shotcrete seal	x	x	x	x
Schiefstellung der Ortsbrust/ Misalignment of the face		(x)		
Entwässerungsbohrungen, Vakuumanzen/ Drainage drilling, Vacuum lances	x	x	x	x

**Tabelle 2** Massnahmen zur Stabilisierung der Ortsbrust  
**Table 2** Measures for stabilizing the Face

wertet. Die Abschätzung der Baukosten und der Bauzeit ist ein für die Bauherrschaft zentrales Produkt dieser Bewertung.

### 2.3 Massnahmen zur Risikoverminderung

Es gilt, mit geeigneten Massnahmen das Risiko auf ein überschaubares und akzeptierbares Mass zu reduzieren. Im Umgang mit den Gefährdungen im Untertagbau stehen folgende 3 Möglichkeiten zur Verminderung des Risikos offen:

- Umgehen (Entscheide, welche verhindern, dass die Gefährdungen überhaupt auftreten)
- Beherrschen (Massnahmen zur Verminderung der Eintretenswahrscheinlichkeit oder des Schadenausmasses)
- Akzeptieren (Definition von akzeptierten Risiken und Regelung der Verantwortlichkeiten)

Einzelmassnahmen sollen möglichst zweckmässig kombiniert und zu Konzepten zusammengestellt werden. Sinnvollerweise werden auch mögliche Massnahmen vorgesehen für den Fall, dass die Erwartungen ungünstig überschritten werden, im Sinne einer Rückfallebene.

### 3 Massnahmen zur Stabilisierung der Ortsbrust

Bei den in Kapitel 1 gezeigten Lockergesteinsvortrieben kamen die in der Tabelle 2 zusammengestellten Massnahmen zur Stabilisierung der Ortsbrust zur Anwendung. Bei allen

- Mastering (measures devised to reduce the probability of occurrence or the extent of damage)
- Acceptance (definition of accepted risks and regulating the responsibilities)

Individual measures should be combined as advantageously as possible and put together as concepts. It is advisable also to plan such measures for the case that expectations are inconvenient exceeded with respect to a fall-back level.

### 3 Measures for stabilizing the Face

The measures compiled in the Table 2 for stabilizing the face can be applied for the soft ground drives displayed in Chapter 1. All the drives are full-face excavations in the case of which the face stability has a central role to play.

#### 3.1 Long Face Anchors

These are long, grouted anchors extending over the entire length. Frequently they are made of machinable plastic (GFP). Grouting with cement takes place systematically involving pressures of up to roughly 15 bar. The anchor length is normally defined as the function of the height of the face or the spatial extent of the potential unstable blocks in front of the face. At the end of each excavation stage the anchor length remaining in the soil should generally not be less than



Vortrieben handelt es sich um Vollausbürche, bei denen die Stabilität der Ortsbrust eine zentrale Rolle spielt.

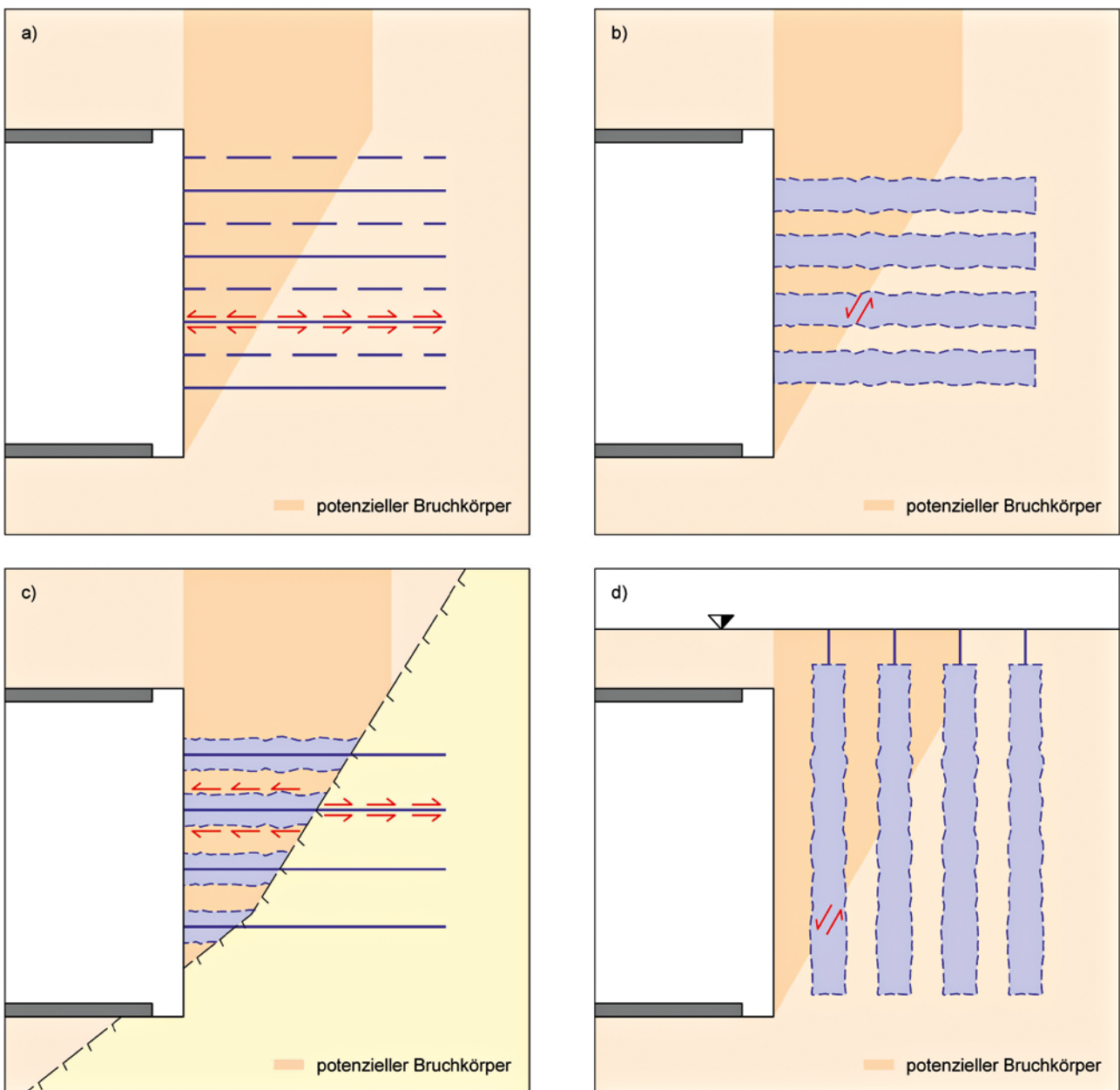
### 3.1 Lange Brustanker

Hierbei handelt es sich um lange, über die ganze Länge verpresste Anker. Häufig werden diese aus zerspannbarem Kunststoff (GFK) ausgeführt. Die Verpressung mit Zement erfolgt systematisch und mit Drücken bis ca. 15 bar. Die Ankerlänge wird üblicherweise in Funktion der Höhe der Ortsbrust bzw. der räumlichen Ausdehnung des potentiellen Bruchkörpers vor der Brust definiert. Am Ende jeder Ausbruchtetappe soll die im Boden verbleibende Ankerlänge in der Regel ca. 2/3 der Abbauhöhe nicht unterschreiten. Bei kürzeren Anker nehmen für ein gleichbleibendes Sicherheitsniveau die Bohrmeter unnötig zu, bei entsprechend zu langen Ankern leidet die Effizienz und Qualität.

roughly 2/3<sup>rd</sup>s of the excavation height. In the case of shorter anchors the drill metres are unnecessarily accrued for the same safety level, if the anchors are too long efficiency and quality suffer accordingly. In order to arrange the construction cycle as straightforwardly as possible the placing of the anchors is combined with further ancillary measures (e.g. pipe umbrella stages). The anchor length for the listed tunnel drives amounted to 16 to 20 m given pipe umbrella stage lengths of 11 to 12 m in each case.

#### 3.1.1 Static System

The supporting effect for long face anchors results from the sum of the supporting forces of each anchor (Fig. 6a). The maximal supporting force of an anchor is determined by the shorter of the anchor sections within or without the wedge



6 Tragwirkung a) lange Ortsbrustanker, b) horizontale Jetting-Pfähle unbewehrt, c) horizontale Jetting-Pfähle bewehrt, d) vertikale Jetting-Pfähle  
 Bearing effect a) long face anchor, b) horizontal jetting piles unreinforced, c) horizontal jetting piles reinforced, d) vertical jetting piles

Um den Bauablauf möglichst einfach zu gestalten, wird das Einbringen der Anker mit den weiteren Bauhilfmassnahmen (z.B. Rohrschirmetappen) kombiniert. Bei den aufgezeigten Tunnelvortrieben betrug die Ankerlänge 16 bis 20 m, dies bei Rohrschirmetappenlängen von jeweils 11 bis 12 m.

### 3.1.1 Statisches System

Die Stützwirkung ergibt sich für lange Brustanker aus der Summe der Stützkraften jedes einzelnen Ankers (Bild 6a). Die maximale Stützkraft eines Ankers wird bestimmt aus dem kürzeren der Ankerabschnitte innerhalb bzw. ausserhalb des Keils oder aus der inneren Tragfähigkeit des Ankerstabs. Nebst der globalen Sicherheit, welche am keilförmigen Bruchkörper vor der Ortsbrust nachgewiesen wird, sind die lokalen Instabilitäten an der Ortsbrust mit Blick auf die Arbeitssicherheit zu beherrschen.

Kritisch für die Tragfähigkeit der Anker soll der äussere Tragwiderstand sein, dieser hängt direkt vom Bohrdurchmesser ab. Sind die Anker zerspanbar, können sie problemlos mit dem Abschlag abgebaut werden. Bei Stahlankern sind die beim Abbau entstehenden und zu lokalen Auflockerungen führenden Vibrationen nachteilig.

### 3.1.2 Ankerversuche

Mittels an die SIA 267 angelehnten Ankerversuche wird der äussere Tragwiderstand der Anker geprüft und die Brustsicherung feinjustiert. In der Regel wird bei einem Bohrdurchmesser von 120–150 mm ein Verbund von 100 bis 150 kN/m erreicht. Bei GFK-Ankern liegt die Herausforderung bei der Versuchsdurchführung bei der Verankerung des GFK-Ankers in einem für die Versuche geeigneten Ankerkopf. Des Weiteren müssen möglichst kurze Verankerungsstrecken geprüft werden, denn die meisten Anker in der Ortsbrust leisten ihren kritischen Beitrag zur Stabilität auf wenigen Metern.

### 3.1.3 Technische Aspekte

Für die Ausbildung des Zuggliedes ist das Verhältnis zwischen Querschnittsfläche und Oberfläche wichtig. Als besonders geeignet haben sich bei den gezeigten Vortrieben die 3-Lamellen-Anker erwiesen (Bild 7). Die Beeinträchtigung (Auflockerung, Ausspülung, Sättigung) des Baugrundes durch den Bohrvorgang kann erfahrungsgemäss (Tunnel Eyholz) durch das Bohren mit Luft-„Spülung“ reduziert werden – die Staubentwicklung ist zu beherrschen. Aus Umweltsicht wichtig bei den GFK-Ankern ist die Trennung derselben vom Ausbruchmaterial.

## 3.2 Jetting horizontal unbewehrt

Mittels Düsenstrahlverfahren (JetGrouting, Jetting) werden horizontale Pfähle in der Ortsbrust erstellt. Für den Erfolg des Verfahrens sind insbesondere der erreichbare Pfahldurchmesser und dessen Kontinuität wichtig.

Die Überlegungen für die Länge der Jet-Pfähle sind ähnlich wie jene bei den Brustankern. Die erforderliche Länge ist geringer als die eines Zuelementes (z.B. lange Brustanker), da sie hinter



7 3-Lamellen-Anker (Distanzhalter und Injektionsschlauch)  
3-lamella anchor (spacer and injection hose)

or by the internal bearing capacity of the anchor rod. Apart from global safety, which is verified on the wedge-shaped unstable block in front of the face, local instabilities at the face have to be mastered with a view to industrial safety.

The external bearing resistance is defined as critical for the bearing capacity, which depends directly on the drilling diameter. If the anchors are machinable, they can be extracted with the round of advance without any difficulty. In the case of steel anchors the vibrations which occur during extraction leading to local loosening are a disadvantage.

### 3.1.2 Anchor Tests

By means of anchor tests in accordance with the SIA 267, the external bearing resistance of the anchors is tested and the face support finely adjusted. Generally speaking, with a drilling diameter of 120 to 150 mm a bond of 100 to 150 kN/m is attained. Using GFP anchors the challenge when carrying out the tests is anchoring the GFP anchor in an anchor head suitable for the tests. Furthermore, as short as possible anchoring stages must be tested for most anchors provide their critical contribution to the stability over a few metres in the face.

### 3.1.3 Technical Aspects

The relationship between the cross-sectional area and surface is of significance for the formation of the tension member.

3-lamella anchors have turned out to be especially suitable for the described drives (Fig. 7). The effect (loosening, flushing out, saturation) on the ground by the drilling process can, as experience shows (Eyholz Tunnel), be reduced through drilling with air “flushing” – the development of dust can be mastered. Separating the GFP anchors from the excavation material is important in environmental terms.

## 3.2 Jetting horizontal unreinforced

Horizontal piles are produced in the face by means of the jet grouting method. The pile diameter that can be achieved and its continuity are particularly essential for the method's success.

dem potentiellen Bruchkörper mit einer kürzeren Verankerung (Einbindung) auskommen. Als Optimierungspotential bietet sich an, die Bohrungen abschnittsweise (z.B. die ersten 3 bis 5 m ab Ortsbrust) nur als Leerbohrung (ohne Jetting) auszuführen. Der zementierte Baugrund wird im Vortrieb mit Hammer o.ä. abgebaut, so dass oft Vibrationen der Pfähle zu lokalen Auflockerungen um die Pfähle führen.

### 3.2.1 Statisches System

Die Stützwirkung ergibt sich für Jetting-Pfähle aus der Summe der Abscherwiderstände jedes einzelnen Pfahls entlang der potentiellen Bruchlinie (Bild 6b). Der Widerstand ist nicht von der Lage in der Ortsbrust abhängig, ausser im obersten Bereich, wo die Pfähle in der Regel komplett im Bruchkörper zu liegen kommen. Je steiler die potentielle Gleitflächen des Keils werden, desto grösser wird die massgebende Schnittfläche mit dem Jetting-Pfahl und der Widerstand je Pfahl. Diese Aspekte führen dazu, dass jeder einzelne Jetting-Pfahl im Vergleich zu den langen Brustankern gut ausgenutzt ist. Nebst der globalen Sicherheit, welche am keilförmigen Bruchkörper vor der Ortsbrust nachgewiesen wird, sind die lokalen Instabilitäten an der Ortsbrust zu beherrschen.

### 3.2.2 Vorversuche

Mittels Vorversuchen wird im Projekt die Machbarkeit von Jet-Säulen nachgewiesen und die Ausführungsparameter (Druck, Grösse und Anzahl Düsen, Ziehgeschwindigkeit, Zementtyp, etc.) zum Erreichen der geforderten Pfahldurchmesser als Basis für die spätere Ausführung grob definiert (Bild 8). Die Versuche werden in der Regel vor der Ausschreibung vor Ort im entsprechenden Material unter möglichst denselben Randbedingungen (z.B. horizontal) ausgeführt und zur Beurteilung ausgegraben. Die Resultate sind auch Grundlage für die Ausschreibung hinsichtlich Geräte, Massen und Termine. Vor Baustart zeigt der Unternehmer in erneuten Versuchen, wie er mit seiner Ausrüstung die gestellten Anforderungen erfüllt.

### 3.2.3 Technische Aspekte

Wesentliche Vorteile der Jet-Pfähle sind, dass das Verfahren bei einer grossen Bandbreite der Baugrundeigenschaften anwendbar ist und dass mit verhältnismässig wenigen Bohrmetern die Ortsbruststabilität gewährleistet werden kann. Das Verfahren ist zudem nicht von der Bohrlochstabilität abhängig. Der Aufwand dafür (Kosten, Bauzeit) ist aber im Vergleich

The contemplations for the length of the jet grouted piles are similar to those for the face anchors. The necessary length is less than that of a tension element (e.g. long face anchors), as they make do with shorter anchoring (connection) behind the potential unstable block. Drilling carried out only in the form of empty drill holes (without jetting) affords an optimization potential in sections (e.g. the first 3 to 5 m from the face). The cemented ground is extracted with picks or a similar appliance during the drive so that vibrations of the piles often lead to loosening around the piles at local level.

### 3.2.1 Static System

The supporting effect for jetting piles results from the sum of the shear resistance of each individual pile along the potential unstable block (Fig. 6). The resistance does not depend on the position at the face except in the uppermost sector, where the piles generally lie entirely within the unstable block. The steeper the potential sliding surfaces of the wedge become, the greater the determining intersection will be with the jetting pile and the resistance per pile. These aspects lead to a situation whereby each individual jetting pile is well exploited compared with the long face anchors. Alongside the global safety, which is verified at the wedged-shaped unstable block in front of the face, the local instabilities at the face are mastered.

### 3.2.2 Advance Tests

The feasibility of the jet grouted columns is proved in the project by means of advance tests and the execution parameters (pressure, size and number of jet grouted piles, drawing speed, type of cement, etc.) to achieve the required grouted pile diameter as the basis for the subsequent execution roughly defined (Fig. 8). The tests are usually undertaken prior to the tendering stage on the spot in corresponding material under the same general conditions if possible (e.g. horizontally) and dug out for evaluation. The results also represent the basis for the tender with respect to equipment, masses and deadlines. Prior to the start of construction the contractor indicates how he will fulfil the posed requirements in fresh tests.

### 3.2.3 Technical Aspects

The jet grouted piles have the advantage that the method can be applied with a large range of ground characteristics



8 Jetting-Versuche a) vor Ausschreibung, b) mit Unternehmung  
Jetting tests a) prior to tender, b) with contractor



zu anderen Massnahmen eher hoch. Das Verfahren bietet sich insbesondere dann an, wenn auch die vorausseilende Gewölbesicherung nach dem gleichen Verfahren erstellt wird. Je nach Einregelung von Drücken und Geschwindigkeit können Hebungen im Baugrund entstehen. Aus Sicht der Umwelt und der Kosten darf die Entsorgung des Jettingrückflusses in den Abwägungen nicht unberücksichtigt bleiben.

Unbewehrte Jetting-Pfähle sind weniger geeignet bei Baugrund mit grossen Blöcken (Jetting-Schatten) sowie im Bereich von Übergängen vom Lockergestein zu Fels, insbesondere wenn diese schief einfallen.

### 3.3 Jetting horizontal bewehrt

Bewehrte, horizontale Jet-Pfähle sind eine Variante des horizontalen Jettings und es gelten dieselben Regeln wie in Kapitel 3.2. Hier wird aber im Nachgang zum Jetting ein vollvermörtelter Stahlanker zentrisch in die Pfähle eingebaut. Da die Anzahl der Jet-Pfähle im Vergleich zu den langen Brustankern deutlich geringer ist, werden entsprechend grosse Stahlquerschnitte (z.B. GEWI 40) verwendet.

Angewendet wurde diese Lösung für einen Tunnelvortrieb bei gemischten Verhältnissen mit schief einfallendem Übergang vom Lockergestein zum Festgestein, sie stellt aber auch z.B. in blockreichem Baugrund eine vielversprechende Lösung dar.

#### 3.3.1 Statisches System

Die Stützkraft ergibt sich aus der Summe der Stützkraften jedes einzelnen Zugliedes, der die Übergangsfläche von Lockergestein zu Fels durchstösst (Bild 6c). Im Lockergestein tragen die Jetting-Pfähle als wären sie unbewehrt, lediglich unmittelbar beim Übergang kommt das zusätzliche Zugelement zum Tragen. Wichtig dabei ist, dass die Stahlstäbe ausreichend im Fels verankert sind. Diese Methode erweitert die Machbarkeitsgrenze des horizontalen Jettings.

### 3.4 Jetting vertikal

Mit vertikalen Jet-Säulen können die Massnahmen für die Ortsbrustsicherung vorgängig und unabhängig vom Vortrieb erstellt werden. Sie können zur Anwendung kommen, wenn die Oberfläche über dem Vortrieb zugänglich und die Überlagerung gering ist. Das Raster der Säulen richtet sich nach den Anforderungen an die Brustsicherheit beim Vortrieb. Bezüglich der Ausführung gilt die Regel gemäss. Kapitel 3.2.

Mit Blick auf die globale Sicherheit ergibt sich die Stützwirkung aus dem Scherwiderstand jeder einzelnen Säule entlang der potentiellen Bruchfläche im Boden (Bild 6d). Um lokale Instabilitäten an der Ortsbrust zu beherrschen, ist das Raster der Säulen auf die Abschlaglängen abzustimmen. Beim vertikalen Jetting entstehen Kosten für die „leeren“ Bohrmeter über dem Tunnel, die abzuwägen sind.

### 3.5 Spritzbetonversiegelung

Durch die Versiegelung der Ortsbrust mit einer mind. 5 cm dicken Spritzbetonschicht mit Stahlfasern wird die Oberfläche

and face stability can be assured with relatively few drill metres. The method does not depend on the drill hole stability. The outlay for it (costs, construction time) is, however, if anything high compared with other measures. The method is particularly suitable if the advance vault support has also been produced by the same method. Depending on the regulating of pressures and speed, heaves in the ground can result. Seen from the environmental viewpoint and the costs, just how to dispose of the jetting reflow must not be left unconsidered.

Unreinforced jetting piles are less suitable for ground with major blocks (jetting shadows) as well as in transitions from soft ground to rock, especially when they dip sharply.

### 3.3 Jetting horizontal reinforced

Reinforced, horizontal jet grouted piles represent an alternative to horizontal jetting and the same rules apply as in Chapter 3.2. Here, however, a fully mortared steel anchor is installed centrally in the piles. As the number of jet grouted piles is substantially less compared with the long face anchors, correspondingly large steel cross-sections (e.g. GEWI 40) are applied.

This solution is applied for a tunnel drive with mixed conditions with a steeply dipping transition from soft ground to hard rock, it also represents a highly promising solution e.g. in boulder-strewn ground.

#### 3.3.1 Static System

The supporting force results from the sum of the supporting forces from each individual tension member, which penetrates the transition area from soft ground to rock (Fig. 6c). In soft ground the jetting piles sustain weight as if they were unreinforced with the additional tension member coming into effect only immediately prior to the transition. It is important in this connection that the steel rods are sufficiently well anchored in the rock. This method extends the feasibility limit of horizontal jetting.

### 3.4 Jetting vertical

The measures for supporting the face can be produced in advance and independently from the drive with vertical jet columns. They can be applied providing the surface above the drive is accessible and the overburden is shallow. The column pattern depends on the demands placed on face supporting during the drive. The rule according to Chapter 3.2 applies with respect to execution.

With regard to the global safety the supporting effect results from the shear resistance of each individual column along the potential unstable block in the soil (Fig. 6d). In order to master local instabilities at the face, the pattern of the columns must be geared to the rounds of advance. In the case of vertical jetting costs arise for the “empty” drill metres above the tunnel, which must be taken into account.

gegen kleinere Ablösungen gesichert, dies mit Blick auf die Arbeitssicherheit. Auch wenn der Spritzbeton zum Zeitpunkt der anschliessenden Arbeiten noch nicht vollumfänglich ausgehärtet ist, geht mit dieser Massnahme eine Verbesserung der Sicherheit einher. Mit organisatorischen Massnahmen ist aber dennoch sicher zu stellen, dass die Arbeiten an der Brust auf ein minimales Mass reduziert werden. Bei längeren Stillständen z.B. am Etappenende kommt eine dickere, meist netzbewehrte Spritzbetonschicht an der Ortsbrust zum Einsatz.

### 3.6 Schiefstellung, Abtreppung der Ortsbrust

Eine Schiefstellung von ca. 1/10 und/oder eine Abtreppung der Ortsbrust beeinflusst die Stabilität günstig und wird in der Regel eingeplant. Dabei ist ein Kompromiss zu finden zur Forderung nach raschem Ringschluss der Ausbruchsicherung sowie zur Reichweite der Abbau- und Sicherungsgeräte des Unternehmers. Sowohl Schiefstellung als auch Abtreppung müssen geometrisch in den Vortriebsablauf eingepasst werden, ansonsten entstehen Schwierigkeiten mit dem Stellen von Bogen, Verlegen von Netzen, Bohren von Ankern und Rohrschirmrohren, etc. Schiefstellung und Abtreppung haben auch einen positiven Effekt auf die Arbeitssicherheit und zwar effektiv, aber auch rein psychologisch, was bei einer solch hohen Ortsbrust nicht vernachlässigbar ist.

## 4 Zusatzmassnahmen

Unter Zusatzmassnahmen verstehen wir jene Massnahmen in der Ortsbrust, die nur sporadisch im Vortrieb eingesetzt werden. Sie decken in der Regel weniger wahrscheinliche, ungünstige Baugrundszszenarien ab.

Solche sind beispielsweise Entwässerungsbohrungen oder Vakuumlanzen, mit denen bei Wasserzutritten aus der Ortsbrust die Stabilität verbessert wird. Je weniger durchlässig der Baugrund, desto länger sind die Entwässerungsbohrungen auszuführen. Sie sind so zu dimensionieren und allenfalls mit Saugbrunnen (Vakuumlanzen) zu ergänzen, dass sie zeitlich in der Lage sind, den Baugrund entsprechend vor der Ortsbrust zu entspannen.

## 5 Erfahrungen beim Bau und Fazit

Die Vortriebe konnten alle ohne grössere Schwierigkeiten und Rückschläge abgeschlossen werden. Dies, obwohl teilweise sehr anspruchsvolle Verhältnisse wie die Unterquerung einer Bahnlinie, von überbautem Gebiet oder die Ortsbrust in wechselhaften, komplexen Gebirgsverhältnissen zu bewältigen waren. Nachfolgend werden einige Besonderheiten und Erkenntnisse hervorgehoben.

### 5.1 Tagbruch

Beim Gegenvortrieb des Wihaldentunnels ist es 25 m ab Südportal bei 8 m Überlagerung zu einem Tagbruch gekommen. Eine lokale Instabilität an der Ortsbrust führte zu einer „fensterartigen“ Öffnung unmittelbar unterhalb des Tunnelscheitels mit ca. 1,5 m<sup>2</sup> Fläche. Dadurch floss ein Gemisch aus Bodenmaterial



9 Gemischte Ortsbrust Lockergesteinsvortrieb Staldbach  
Mixed face soft ground drive Staldbach

### 3.5 Sealing with Shotcrete

Thanks to sealing the face with an at least 5 cm thick shotcrete layer with steel fibres, the surface is protected against minor spalling in the interests of industrial safety. Even if the shotcrete has not completely set when the subsequent work is tackled, this measure results in safety being enhanced. However, by dint of organizational measures it must be assured that the work at the face is reduced to a minimum. Given lengthy standstills e.g. at the end of a stage, a thicker shotcrete layer that is usually reinforced by netting is applied.

### 3.6 Misalignment and Stepping of the Face

A misalignment of approx. 1/10 and/or stepping of the face favourably affect the stability and are normally included in the planning. In this connection, a compromise must be found for the call for rapid ring closure of the excavation support as well as the range of the extraction and supporting equipment belonging to the contractor. Both misalignment as well as stepping have to be adapted in geometrical terms to the driving sequence, otherwise difficulties occur when placing arches, laying netting, drilling anchors and pipe umbrella pipes, etc. Misalignment and stepping also exert a positive effect on industrial safety both effectively as well as psychologically, something which must not be neglected given such a high face.

## 4 Additional Measures

Under additional measures we understand those measures at the face, which are only applied sporadically during the drive. Normally they cover less probable, unfavourable ground scenarios.

These are for example, drainage drilling or vacuum lances, by means of which stability is improved given ingressing water from the face. The less permeable the ground is, the longer the drainage drilling should be undertaken. They should be dimensioned in such a way and backed up by suction wells (vacuum lances) so that they are capable of relieving the ground in front of the face correspondingly.

und Wasser dem Hohlraum zu und es entwickelte sich in kurzer Zeit über dem Tunnel ein schlauchförmiger Krater mit einem Durchmesser von ca. 2,0 m bis an die Oberfläche. Nachdem die Strömung gestoppt werden konnte, war es einfach möglich, diesen Hohlraum zu verfüllen. Weitere Folgen sind ausgeblieben, insbesondere war die Ortsbrust gesamthaft mit der systematischen Ankerung mit GFK-Ankern jederzeit stabil.

Als Auslöser konnte eine zunächst unerkannte, lokal stark ausgeprägte Hangwasserströmung quer über den Tunnel gefunden werden. Dadurch war auch der Zement der Rohrschirminjektion verfrachtet worden.

## 5.2 Gemischte Ortsbrust inkl. Vorausdesign Jettingsäulen unter steilem Hang

In der Nordröhre des Tunnels Eyholz beim Portal West (Staldbach) wurde der Fels über 130 m schleifend geschnitten (Bild 5). Die Ortsbrustsicherung wurde zur Verhinderung von unzulässigen Deformationen im Hang, welche zu einer Hanginstabilität führen könnten, mit der verformungsarmen Methode des horizontalen Jettings ausgeführt. Die Ortsbrustsicherung musste jeweils für die sich laufend stark ändernde gemischte Ortsbrust (Bild 9) in bis 12 m Entfernung vor der Ortsbrust definiert werden. Die Bohrrapporte sämtlicher Jetting-Bohrungen wurden ausgewertet. Mittels einer systematischen Beurteilung und der Einteilung in vordefinierte Szenarien konnte die zusätzlich zu sichernde Ortsbrustfläche in 12 m Tiefe sowie die nötigen Sicherungsmittel bestimmt werden. Da als Erstes der Eintritt des Vortriebes aus dem Fels ins Lockergestein bewältigt werden musste, hatte das System ab den ersten Metern zu funktionieren. Die Sicherung der gemischten Ortsbrust konnte für die Übergänge ins Festgestein durch das Zugelement (Kapitel 3.3) ergänzt werden.

Die gewählten Methoden waren massgeschneidert für die anspruchsvollen Vortriebe in den Übergangsbereichen Fels – Lockergestein – Fels. Nebst der sorgfältigen Planung der Massnahmen muss auch definiert werden, wie die spärliche Information über den Baugrund vor der Ortsbrust rasch ausgewertet und sofort im Projekt umgesetzt werden kann.

## 5 Experiences during Construction and Conclusion

The drives were concluded without major difficulties and setbacks. This turned out to be the case although in some cases extremely sophisticated conditions such as undertunnelling a railway line, built-up areas or a face in alternating, complex rock conditions had to be overcome. A number of special features and recognitions will be scrutinized in the following.

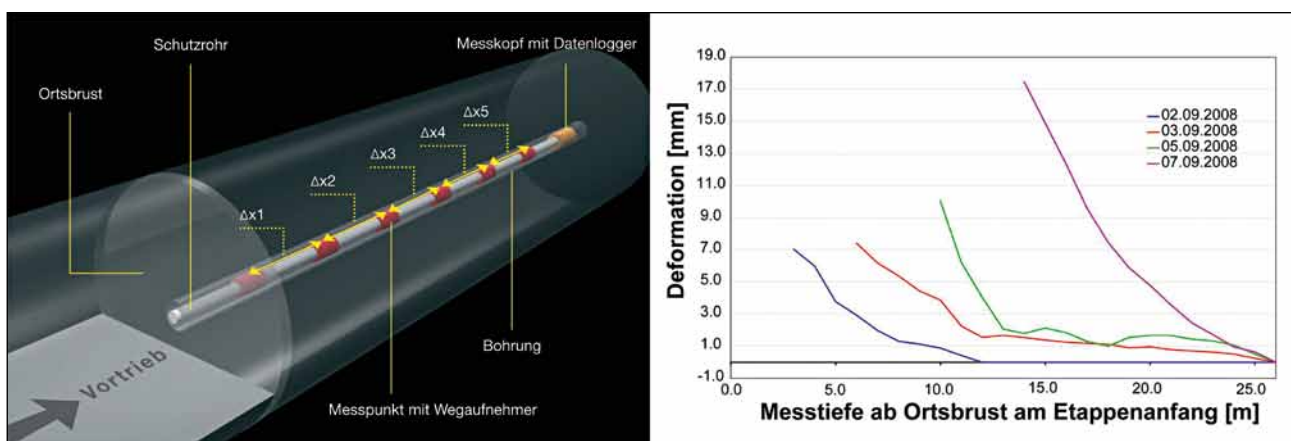
### 5.1 Cave-in

During the counter-drive in the Wihalden Tunnel a cave-in occurred 25 m from the south portal given 8 m of overburden. A local instability at the face led to a “window-like” opening immediately below the tunnel crest with an area of roughly 1.5 m<sup>2</sup>. As a consequence, a mixture of soil material and water entered the cavity and a tubular crater soon formed above the tunnel with a diameter of approx. 2.0 m extending to the surface. Once the flow could be stopped, it was easy to fill this cavity. There were no further consequences and the face was generally stable at all times thanks to systematic anchoring with GFP anchors.

The cause turned out to be an initially unidentified, locally highly distinctive slope water current running crosswise above the tunnel. As a result, the cement of the grouted pipe umbrella was also shifted.

### 5.2 Mixed Face incl. Advance Design for Jetting Columns under steep Slope

In the north bore of the Eyholz Tunnel at the west portal (Staldbach) the rock was cut at a glancing angle over 130 m (Fig. 5). The face support was carried out by horizontal jetting, which results in low deformations, among impermissible deformations at the slope, which could lead to slope instability. The face support had in each case to be defined at a distance of up to 12 m in front of the face for the ongoing extremely varied mixed face (Fig. 9). The drilling reports for all jetting programmes were evaluated. By means of a



10 RH-Extensometer a) Funktionsweise (Quelle Solexperts AG), b) Messresultate Rohrschirmetappe 15, Südröhre Grosshüs  
 RH extensometer a) method of functioning (Source: Solexperte AG), b) measurement results for pipe umbrella stage 15, south bore Grosshüs



## 5.3 Äussere Tragfähigkeit der Ortsbrustanker

Nebst dem Bohrdurchmesser spielt vor allem die Verpressung eine wesentliche Rolle für die äussere Tragfähigkeit der Ortsbrustanker. Je nach Baugrund, Bohrverfahren, etc. können unterschiedliche Verfahren im Vordergrund stehen. Dies kann von einem einfachen Vermörteln (analog z.B. schlaffe Felsanker) bis zum mehrfachen Verpressen mit Zementsuspension reichen. Nicht nur das Material und die Installation bestimmen den Erfolg, sondern auch die individuelle Arbeitstechnik und Sorgfalt der Bauarbeiter.

Aus den genannten Überlegungen sind Versuche unter den Vortriebsbedingungen unabdingbar. Die zuvor genannten Faktoren können im selben Baugrund zu einer Variabilität der äusseren Tragfähigkeit von über 500% führen.

## 5.4 Selbstbohranker als Alternative zu GFK-Lamel- lenankern

Die Ortsbrustsicherung kann, in eingeschränktem Mass, auch mit Selbstbohr-Stahlankern ausgeführt werden. Limitierende Faktoren sind dabei die Bohrgenauigkeit sowie die Effektivität der Injektion langer Selbstbohranker. Für einen eher homogenen Baugrund mit wenig Steinen und Blöcken kann gezeigt werden, dass Selbstbohranker bis ca. 12 m vollständig vermörtelt, nicht jedoch verpresst werden können. Ein entsprechend gegenüber den GFK-Ankern reduzierter Verbund muss also akzeptiert werden. Durch Beimischung von Zementsuspension während des Bohrvorgangs kann der Verbund je nach Baugrund verbessert werden.

## 5.5 Überwachung

Um die Wirkung der eingebauten Ortsbrustsicherung während des Vortriebs laufend zu prüfen, bietet sich der Einbau eines horizontalen Extensometers (z.B. Reverse-Head-Extensometer, (Bild 10)) an. Die Bewegungen des Baugrundes zum Hohlraum hin können damit laufend ermittelt und ausgewertet werden.

Die Methode kann durch einen Totalunternehmer selbst zur Optimierung der Sicherungsmittel oder, wie in der Schweiz üblich, als zusätzliche Information bei der Überwindung von lokal sehr ungünstigen geologischen Verhältnissen (z.B. Querung eines alten Bachlaufes) angewandt werden.

## Literatur/References

- [1] Schneider, A.; Tanner, S. (2008). A9 Umfahrung Vips – Anspruchsvolle Tunnelvortriebe im Lockergestein und Fels. Tagungsband 7 Swiss Tunnel Congress 2008
- [2] Schneider, A. (2008). Bauhilfemassnahmen beim Vollaussbruch im Lockergestein am Beispiel des Wihaldentunnels der Umfahrung Bazenheid (SG). Kolloquium „Bauhilfemassnahmen im Tunnelbau“, Professur für Untertagbau, ETH Zürich
- [3] Schneider, A. (2002). Sicherheit gegen Niederbruch im Untertagbau, Hochschulverlag AG an der ETH Zürich

systematic classification into predetermined scenarios the face area at a depth of 12 m which had additionally to be supported as well as the required supporting agents was defined. As first of all the arrival of the drive from the rock into the soft ground had to be mastered, the system had to function as from the first few metres. The support for the mixed face was augmented by the tension element (Chapter 3.3) for the transitions into hard rock.

The selected methods were tailor-made for the sophisticated drives in the transition areas rock-soft ground-rock. Alongside careful planning of the measures, it must also be defined how the sparse information relating to the ground in front of the face can be evaluated immediately integrated in the project.

## 5.3 External Bearing Capacity of the Face Anchors

Grouting first and foremost exerts a major role for the external bearing capacity of the face anchors in addition to the drill diameter. Depending on the ground, drilling method, etc. various methods can be prioritized. These can range from straightforward mortaring (comparable e.g. to untensioned rock anchors) right up to multiple grouting with cement suspension. Success is determined by the material and installation as well as the individual working technique and care of the tunnellers.

Based on these considerations tests under driving conditions are essential. These prior factors can lead to the external bearing capacity varying by over 500% in the same ground.

## 5.4 Self-Drilling Anchors as Alternative to GFP Lamella Anchors

Face supporting can also be executed to a limited extent by self-drilling steel anchors as well. In this connection, the limiting factors are the drilling accuracy as well as the effectiveness of injecting long self-drilling anchors. It can be shown that for if anything homogeneous ground with few stones and boulders self-drilling anchors of up to 12 m can be completely mortared but not grouted. In other words a correspondingly reduced bond as compared with the GFP anchors must thus be accepted. Through adding cement suspension during the drilling process the bond can be improved depending on the ground.

## 5.5 Monitoring

In order to be in a position to continuously check the installed face support during the drive, it is possible to install a horizontal extensometer (e.g. reverse head extensometer, Fig. 10). In this way, the movements towards the cavity can be constantly established and assessed.

The method can even be adopted by a general contractor to optimize the supporting agents or as is customary in Switzerland, as additional information in overcoming extremely unfavourable geological conditions at local level (e.g. crossing an old river course).

Simon Bertholet, Bauingenieur ETH, Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH

# Lange Ortsbrustanker im Lockergestein

## Erfahrungen aus dem Tunnel de Court/CH

Der Tunnel de Court ist bautechnisch eine der letzten grossen Herausforderungen beim Bau der A16 Transjurane. Auf einer Länge von 650 m muss eine stark tektonisierte und verwitterte Molasse mittels Rohrschirmvortrieb durchfahren werden. Die Beherrschung der Kalottenortsbrust erfolgt mittels 20 m langen, sich überlappenden Ortsbrustankern aus GFK. Ausführungstechnisch werden dabei alternative Bohrsysteme angewendet, welche sich bis zum heutigen Stand sehr bewährt haben.

# Long Face Anchors in Soft Ground

## Findings from the de Court Tunnel/CH

The de Court Tunnel represents one of the last major engineering challenges in constructing the A16 Transjurane. A highly tectonized and weathered Molasse has to be penetrated over a distance of 650 m. The crown face is mastered with 20 m long, overlapping face anchors made of glass fibre plastic (GFP). Alternative drilling systems have been applied in the process, which have really proved themselves up to the present.

### 1 Projektbeschreibung

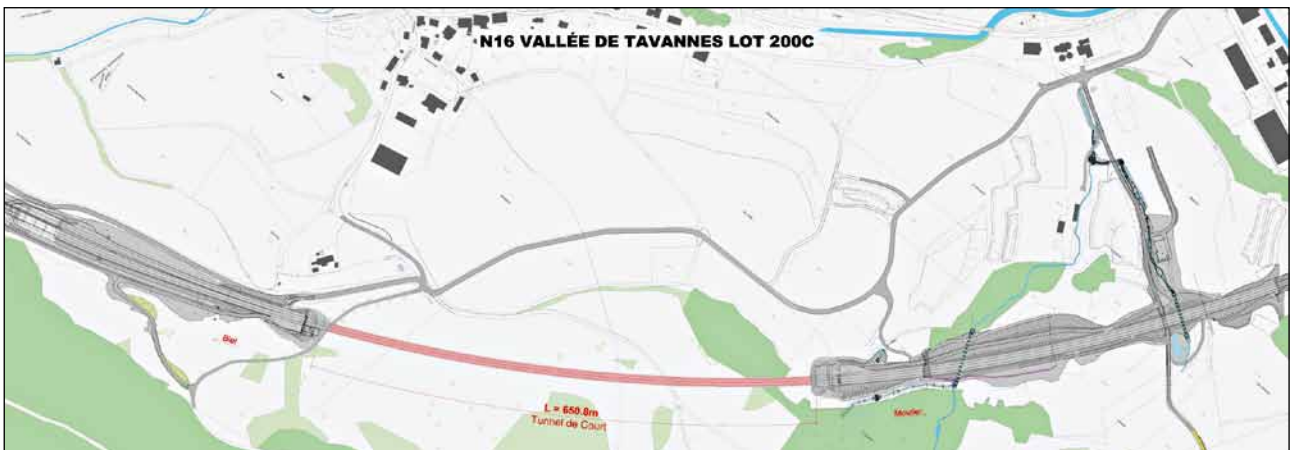
#### 1.1 Autobahn A16 Transjurane

Die Schweizer Autobahn A16 ist eine 84 km lange Verkehrsachse, die den Jura auf dem Gebiet der Kantone Jura und Bern durchquert und auch Transjurane genannt wird. Sie ist deckungsgleich mit der Nationalstrasse 16 und soll nach ihrer voraussichtlichen Fertigstellung im Jahr 2016 das französische Autobahnnetz mit dem übrigen Schweizer Nationalstrassennetz verbinden. Der Ausbaustandard sieht sowohl eine vierspurige Autobahn als auch eine zweispurige Autostrasse vor (Nationalstrasse zweiter Klasse). Die Ab-

### 1 Project Description

#### 1.1 A16 Transjurane Motorway

The Swiss A16 motorway is an 84 km long transport artery, which passes through the Jura via the Cantons of Jura and Berne – and is also known as the Transjurane. It corresponds with the national highway 16 and is due to link up the French motorway network with the rest of the Swiss national highway system after completion – probably in 2016. The route will be developed as a 4-lane motorway as well as a 2-lane one (national highway class 2). The expressway sections will all be built without intersections. At present 62



1 Übersicht Los 200C, Tunnel de Court  
Overview of contract section 200C de Court Tunnel

## Longs ancrages frontaux en roche instable

### Les expériences faites au tunnel de Court/CH

Le tunnel de Court est un des derniers grands défis posés par la construction de l'A16 Transjurane. Sur une longueur de 650 m, l'avancement doit se faire à l'abri d'une voûte parapluie en tubes métalliques pour traverser une zone de molasse fortement tectonisée et altérée. La maîtrise du front de taille est réalisée au moyen d'ancrages frontaux longs de 20 m en fibres de verre. Sur le plan technique de l'exécution, on utilise des systèmes alternatifs de forage qui se sont avérés très efficaces jusqu'à maintenant.

## Fronte di scavo esteso in roccia disgregata

### Esperienze della galleria de Court/CH

La galleria de Court è dal punto di vista tecnico-costruttivo una delle ultime grandi sfide incontrate durante la costruzione della A16 transgiurana. In una molassa fortemente tettonizzata e disgregata per una lunghezza di 650 m, è stato fatto uso del processo di avanzamento con scudo cilindrico. Il controllo del fronte di scavo della calotta avviene tramite ancoraggi sovrapposti in vetro resina lunghi 20 m. Dal punto di vista tecnico, durante l'esecuzione sono stati utilizzati sistemi di foratura alternativi che fino ad oggi hanno dato prova di successo.

schnitte mit Autostrasse werden durchgehend kreuzungsfrei gebaut. Derzeit sind 62 von 85 km (72%) in Betrieb. Die restlichen 23 km befinden sich zur Zeit im Bau.

### 1.2 Los 200C Tunnel de Court

Einer der 3 letzten sich im Bau befindlichen bergmännisch erstellten Tunnel ist der Tunnel de Court im Vallée de Tavannes im Kanton Bern. Der Tunnel de Court ist Teil des Abschnittes Court – Loveresse, welcher die für den Verkehr bereits geöffneten Abschnitte Moutier – Court und Tavannes – Loveresse verbindet.

Dabei umfährt das Los 200C mit einem 705 m langen Doppelspurttunnel im Gegenverkehr die Ortschaft Court entlang der Südflanke der Synklinale des Vallées de Tavannes (Bild 1). Das Los beinhaltet die Erstellung der Voreinschnitte, den Ausbruch und den Innenausbau des Tunnels, den Bau beider Portale und Zentralen, sowie umfangreiche Erdbauarbeiten für 950 m Trasse. Die Bauzeit beträgt 4,5 Jahre und dauert von April 2012 bis August 2016.

### 1.3 Projektbeteiligte

Bauherr des Projektes ist die Abteilung Nationalstrassen Bau des Tiefbauamtes des Kantons Bern. Diese führt sowohl die

of 85 km (72%) is operational. The remaining 23 km is currently being constructed.

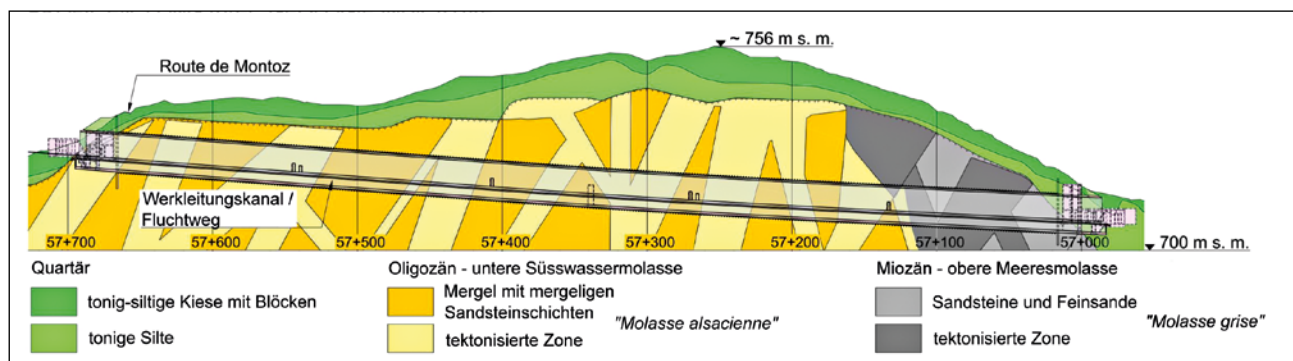
### 1.2 Contract Section 200C de Court Tunnel

One of the last 3 trenchless tunnels under construction is the de Court Tunnel in the Vallée de Tavannes in the Canton of Berne. The de Court Tunnel is part of the Court – Loveresse section, which connects the Moutier – Court and Tavannes – Loveresse sections already open to traffic.

In the process, contract section 200C bypasses the town of Court with a 705 m long, 2-way, twin-lane tunnel along the south flank of the syncline of the Vallée de Tavannes (Fig. 1). The contract section involves the production of the pre-cuts, excavating and lining the interior of the tunnel, construction of both portals and control centres as well as substantial earthworks for the 950 m route. Construction time is pegged to 4.5 years – lasting from April 2012 till August 2016.

### 1.3 Those involved in the Project

The project's client is the Canton of Berne's foundation engineering office – division for constructing national highways. It is responsible for general and local supervision of the pro-



2 Vereinfachter geologischer Längsschnitt  
Simplified geological longitudinal section



Oberbauleitung als auch die örtliche Bauleitung aus. Projektverfasser für den Bau des Tunnels und der Portale ist das Ingenieurbüro B+S AG, Bern. Die Baumeisterarbeiten wurden an die Arbeitsgemeinschaft ATC – Association Tunnel de Court vergeben. Es handelt sich dabei um eine Arbeitsgemeinschaft aus verschiedenen Firmen der Marti Gruppe; Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf (Federführung), MTS Marti Travaux Spéciaux, Neuchâtel, Marti AG Bern, Moosseedorf, Parietti & Gindrat SA, Porrentruy und Pro Routes SA, Tavannes.

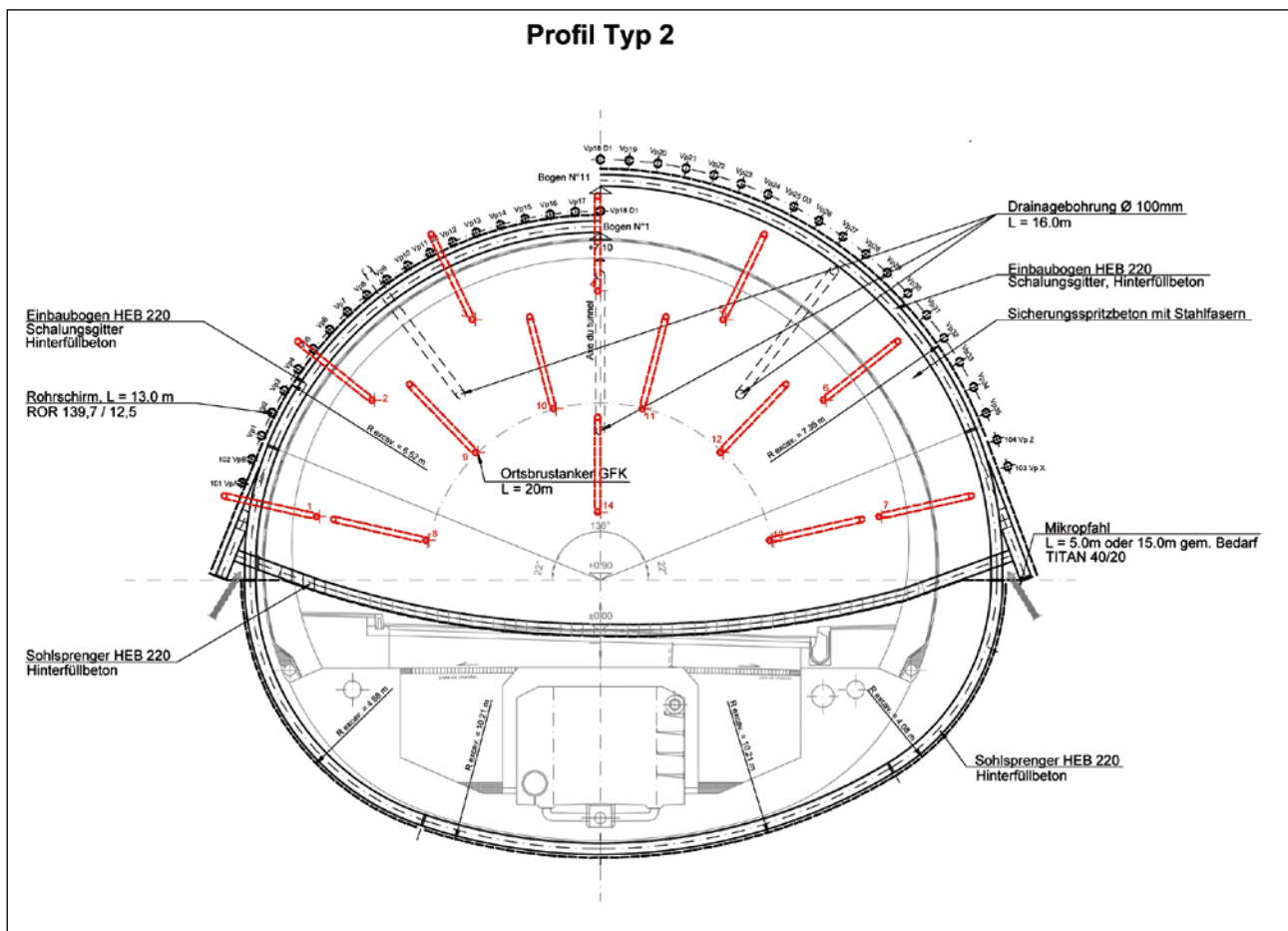
### 1.4 Geologie

Der Tunnel liegt auf seiner gesamten Länge in der Molasse (untere Süsswassermolasse und Obere Meeresmolasse, Bild 2). Die Gesteine wurden im Oligozän-Miozän abgelagert und sind danach vor der Jurafaltung intensiv verformt und tektonisiert worden. Die mehrheitlich auftretenden, feinkörnigen Gesteine wie Mergel- und Tonsteine sind in der Regel verfault und zeigen häufig Rutschharnische. Die grobkörnigeren Sandsteine und auch einzelne Kalksteinlagen wurden durch die Tektonisierung stark zerlegt. Weil der Tunnel sehr oberflächennah liegt (Überdeckung maximal 35 m), hat die Verwitterung einen starken Einfluss auf die Gesteinsqualität. Vor allem auf Abschnitten mit steilstehender Schichtlage oder dort, wo die grobkörnigen Gesteine einer starken Tektonisierung ausgesetzt waren, ist die Verwitterung sehr

ject. The Ingenieurbüro B+S AG, Berne is responsible for the project design to build the tunnel. The construction contract was awarded to the ATC – Association Tunnel de Court JV. This JV comprises various companies from the Marti Group; Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf (general management), MTS Marti Travaux Spéciaux, Neuchâtel, Marti AG, Berne, Moosseedorf, Parietti & Gindrat SA, Porrentruy and Pro Routes SA, Tavannes.

### 1.4 Geology

Over its entire length the tunnel is located in Molasse (Lower Sweetwater Molasse and Upper Marine Molasse, Fig. 2). The rocks were deposited during the Oligocene-Miocene Period and are thus intensively deformed and tectonized from the Jura folding. The fine-grained rocks such as marl and claystones that mainly prevail are generally folded and frequently display slickensides. The coarse-grained sandstones as well as individual limestone layers were highly fragmented as a result of tectonization. As the tunnel is located very close to the surface (maximum 35 m overburden) weathering exerts a strong influence on the rock quality. Weathering has occurred to a great extent particularly in sections with perpendicular layering or there, where the coarse-grained rocks have been subject to pronounced tectonization. Seen in tunnelling terms, the driv-



3 Profiltyp 2  
Profile type 2



4 Kalottenvortrieb  
Crown drive

tiefgreifend. Tunnelbautechnisch betrachtet, lassen sich die Ausbruch- und Stützmassnahmen vor allem mit dem Grad der Verwitterung korrelieren.

### 1.5 Vortriebskonzept

Der Vortrieb des Tunnels erfolgt ab dem Ostportal und ist unterteilt in die Ausbruchphasen Kalotte und Strosse/Sohle.

Im Ausschreibungsprojekt sind für die Ausbruchphase 3 projektspezifische Profiltypen vorgesehen. Von den total auszubrechenden 650 m sind nach Prognose 550 m im Profiltyp 2 aufzufahren (Bild 3). Da zum heutigen Zeitpunkt davon ausgegangen wird, dass der gesamte Tunnel mit Profiltyp 2 ausgebrochen wird, wird im Rahmen dieses Beitrags nur auf diesen einen Profiltyp eingegangen.

Im Profiltyp 2 erfolgt der Ausbruch der Kalotte im Schutze eines Rohrschirmes (Bild 4). Dabei werden pro Etappe bis zu 40 Rohre von 13,00 m Länge eingebaut. Die Überlappung der einzelnen Schirme beträgt 3 m. Weitere Bauhilfsmassnahmen sind lange Ortsbrustanker, Drainagebohrungen und Mikropfähle. Die Mikropfähle werden, wenn erforderlich, je nach geologischen Verhältnissen und dem Verlauf der Konvergenzen im L1 oder L3 ausgeführt.

Die Ausbruchsicherung erfolgt mittels betonhinterfüllten HEB220 Stahlprofilen und Schalungsgittern. Um die Deformationen in einem zulässigen Bereich zu halten, erfolgt in der Kalottensohle ein sofortiger Ringschluss mittels eines Stahlsohlsprengers. Als Ortsbrustsicherung kommt zusätz-

ing and supporting measures can first and foremost be correlated with the degree of weathering.

### 1.5 Driving Concept

The tunnel has been driven from the east portal and divided into excavation phases crown and bench/invert.

Three project-specific types of cross-section are foreseen in the tendering project. According to the forecast 550 m of the total 650 m to be excavated is to be driven using profile type 2 (Fig. 3). As at present, it is assumed that the entire tunnel will be excavated with profile type 2, this report deals exclusively with this one profile type.

Profile type 2 entails excavation of the crown protected by a pipe umbrella (Fig. 4). Towards this end, up to 40 pipes, each 13 m in length, are installed per stage. The overlap of each umbrella is 3 m. Further ancillary measures relate to long face anchors, drainage drill holes and micro piles. The micro piles are installed in accordance with L1 or L3 if necessary depending on the geological conditions and the course of the convergences.

The excavation support is carried out with HEB220 steel profiles and formwork lattices backfilled with concrete. In order to confine the deformations to a permissible level, immediate ring closure is undertaken in the crown invert by means of a steel horizontal brace. Steel fibre reinforced shotcrete with or without structural steel matting is applied in addition to the anchors depending on the geological conditions.





5 Zwei-Arm Rohrschirmbohrgerät  
2-arm pipe umbrella drilling unit

lich zu den Anker je nach geologischen Verhältnissen stahlfaserbewehrter Spritzbeton mit oder ohne Baustahlmatten zur Anwendung. Der Ausbruch erfolgt mechanisch mittels Tunnelbagger mit wahlweise aufgebautem Reisszahn oder Abbauhammer. Die Abschlagslängen liegen je nach geologischen Verhältnissen zwischen 1 und 2 m.

Gemäss geplante Bauprogramm erfolgt der Ausbruch der Strosse/Sohle erst unmittelbar nach erfolgtem Durchschlag des Kalottenvortriebes und vorausseilend zum Innenausbau. Es ist vorgesehen, die Strosse und die Sohle in einem Arbeitsgang auszubrechen und zu sichern. Die Ausbruchsicherung in der Strosse/Sohle entspricht derjenigen in der Kalotte und besteht aus schweren Stahlprofilen, Schalungsgittern und Hinterfüllbeton.

## 2 Stand der Arbeiten

Die Hauptarbeiten am Los 200C begannen mit dem Voreinschnitt am Ostportal. Die komplexen Sicherungsarbeiten mit Pfählen, Filterbrunnen, Longarinen und vorgespannten Anker dauerten bis zum Ende des Jahres 2012, wonach im Januar 2013 die Vortriebsarbeiten für den Tunnel aufgenommen werden konnten. Mitte Februar 2014 waren in der Kalotte 300 m der total 650 m Tunnel fertig ausgebrochen. Dabei kam durchgehend der Profiltyp 2 mit Rohrschirm zur Anwendung.

Ohne geologische Überraschungen wird der letzte Tunneldurchschlag der Transjurane im Februar 2015 erfolgen.

## 3 Lange Ortsbrustanker als Bauhilfsmassnahme

### 3.1 Projektgrundlagen

Die Beherrschung der Ortsbrust ist bei einem Lockergesteinsvortrieb wie dem Tunnel de Court Voraussetzung für einen sicheren und kontinuierlichen Vortrieb. Die massgebenden Gefährdungsbilder sind lokale kleinere Ausbrüche, aber auch grosse Verbrüche bis hin zum Tagbruch.

Zur Stützung der Ortsbrust werden gemäss Ausführungsprojekt pro Rohrschirmmetappe systematisch vierzehn 20 m lange GFK-Anker eingebaut. Bei einer Etappenlänge von 10 m beträgt die Überlappung der Anker somit 10 m. Es wird ein Ankertyp bestehend aus 3 GFK-Lamellen und einer inneren Zugfestigkeit von total 1000 kN eingebaut. Die Lage und

The drive is executed automatically using tunnel excavators with attached ripper tooth or pneumatic pick as required. The lengths of advance vary from 1 to 2 m depending on the geology.

In keeping with the construction programme excavation of the bench/invert first takes place after the crown heading is accomplished and in advance of lining the interior. It is intended to excavate and support the bench and invert in one operation. The excavation support in the bench/invert corresponds to that in the crown and comprises heavy steel profiles, formwork lattices and backfill concrete.

## 2 Stage reached by Work

The main activities at contract section 200C began with the precut at the east portal. The complex supporting operations involving piles, filter wells, cross beams and pre-tensioned anchors lasted until the end of 2012 so that tunnelling could be embarked on in January 2013. By mid-February 2014, 300 m of the total of 650 m had been excavated in the crown. Profile type 2 with pipe umbrella was used throughout.

Providing there are no geological surprises the final tunnel breakthrough for the Transjurane will be accomplished in February 2015.

## 3 Long Face Anchors as ancillary Construction Measure

### 3.1 Project Principles

Mastering the face represents the prior condition for a safe and continuous drive for a soft ground excavation such as the de Court Tunnel. The determining danger scenarios are minor breaks as well as major collapses right up to cave-ins.

In keeping with the ongoing project, fourteen 20 m long GFP anchors are installed systematically per pipe umbrella



6 Bohren der Ankerlöcher  
Drilling the anchor holes



Anordnung im Profil der systematisch eingebauten Anker ist vom Projektverfasser im Ausführungsplan vorgegeben. Um eine gleichmässige Abdeckung der Ausbruchfläche zu erzielen, fächern die Anker mit dem gleichen Winkel auf wie die Rohrschirmrohre. Je nach geologischer Prognose und den Erfahrungen beim Ausbruch oder beim Bohren der Ankerlöcher werden direkt vor Ort und in Absprache mit der Bauleitung zusätzliche Anker angeordnet und eingebaut.

### 3.2 Bohren der Ankerlöcher

Die Löcher für die Anker werden mit einem speziellen zweiarmigen Bohrgerät gebohrt (Bild 5, 6). Es handelt sich dabei um die gleichen Gerätschaften, welche für die Rohrschirm- und Drainagebohrungen verwendet wird. Mit 26 m langen Bohrlafetten, einem Einsatzgewicht von 125 t und einem elektro-hydraulischen Bohrantrieb können in einem Zug, unabhängig und parallel bis zu 20 m lange Löcher gebohrt werden. Im Vergleich mit einem herkömmlichen Tunnelbohrwagen entfallen damit das zeitaufwändige Koppeln und Entkoppeln der 3 bis 5 m langen Bohrstangen.

Die beiden Bohrlafetten sind mit einer Doppelkopfanlage bestückt, welche ein unabhängiges und gegenläufiges Drehen von Innengestänge und Verrohrung ermöglicht. Bei 50 U/min bringt der Drehmotor dabei ein Drehmoment von bis zu 7500 Nm auf.

Es hat sich gezeigt, dass in der angetroffenen Geologie die mit Abstand höchsten Bohrleistungen ohne Schlag, nur

stage. In other words, the anchors overlap by 10 m given a stage length of 10 m. A type of anchor consisting of 3 GFP layers and an internal tensile strength of altogether 1,000 kN is used. The position and the set-up in the cross-section of the systematically installed anchors are predetermined by the project designer in the plan of execution. The anchors fan out with the same angle as the pipe umbrella pipes to ensure that the excavated area is covered homogeneously. Depending on the geological prediction and the findings obtained during the drive or drilling the anchor holes, additional anchors are placed and installed directly on the spot after consultation with the site management.

### 3.2 Drilling the Anchor Holes

The holes for the anchors are produced by means of a special 2-arm drilling unit (Figs. 5 + 6). Essentially it is the same piece of equipment that is also used for the pipe umbrella and drainage drill holes. At one go, holes up to 20 m in length can be drilled independently and parallel by 26 m long drilling carriages with a service weight of 125 t and fitted with an electro-hydraulic drive. Compared with a conventional tunnel drilling rig, there is no need for time-consuming coupling and decoupling of the 3 to 5 m long drill rods.

The 2 drilling carriages are provided with a twin-head unit that facilitates independent and counter-rotating movement of the inner rod and casing. In this connection, the rotating motor produces a torque of up to 7,500 Nm at 50 rpm.



7 Kompressoranlage mit Windkessel  
Compressor system with pressurized tank

drehend und mit einer Bohrkronen des Typs Dreiflügelmeissel erzielt werden. Um eine ausreichende Ummantelung des Ankers mit Injektionsgut zu gewährleisten liegt der gewählte Bohrdurchmesser bei 136 mm. Die Bohrlöcher haben sich bisher als durchwegs standfest gezeigt, so dass bis heute ohne Verrohrung gebohrt werden konnte. Eine Umstellung auf verrohrtes Bohren ist mit dem vorhandenen Inventar und Bohrsystem möglich, wäre aber bedeutend zeitintensiver. Als Rückfallebene für eine härtere Geologie oder beim Auftreten von Blöcken kann ebenfalls ohne grosses Umrüsten auf ein Bohrsystem mit Imlochhammer umgestellt werden.

Als Spülmedium zum Bohren wird ein Luft/Wasser-Gemisch mit 12 bis 15 bar Überdruck verwendet. Die Luftversorgung erfolgt dabei mit einer 20 bar Kompressorenanlage bei einer Leistung von 45 m<sup>3</sup>/min (Bild 7). Zusätzlich werden Verbrauchsspitzen über einen Windkessel mit einem Volumen von 10 m<sup>3</sup> gepuffert. Die Kompressorenanlage ist Überbauge beim Tunnelportal stationiert, von wo aus die Luft über eine 6 Zoll Stahlleitung bis in den Vortriebsbereich geführt wird. Gemäss der eidgenössischen Verordnung über die Sicherheit von Druckgeräten ist die Anlage von der zuständigen Behörde abgenommen und wird alle 2 Jahre geprüft.

Um während jeder Ausbruchphase eine gleichmässige Verteilung der Anker zu erzielen, werden die Lafetten für jedes zu bohrende Loch gemäss Planvorgabe eingemessen. Dabei wird der Ansetzpunkt auf der Tunnelbrust markiert und die Solllage der Lafette mittels fernsteuerbarer Tachymeteranlage angezeigt.

It has been shown that in the geology encountered by far the highest drilling rates are achieved without percussion, only by rotating and with a 3-vane drilling bit. The selected drilling diameter amounts to 136 mm to ensure that the anchor is sufficiently covered with injected material. The drill holes have so far turned out to be extremely stable so that no casing has been required so far. Conversion to cased drilling is possible with the existing facilities and drilling system although this would be far more time-consuming. In the event of harder geology or if boulders occur it is also possible without much difficulty to resort to a drilling system with down-the-hole hammer.

An air-water mix with 12 to 15 bar overpressure is used as a flushing agent for drilling. The air supply in this case is obtained from a 20 bar compressor unit at a rate of 45 m<sup>3</sup>/min (Fig. 7). In addition, consumption peaks are catered for via a 10 m<sup>3</sup> capacity pressurized tank. The compressor system is situated on the surface close to the tunnel portal, from where the air is transported via a 6" steel pipeline to the excavation zone. In keeping with the Swiss ordinance for the safety of pressurized vessels, the system has been approved by the responsible authorities and is tested every 2 years.

The carriages for every hole that has to be drilled are measured according to the plan specifications to ensure homogeneous distribution of the anchors during each excavation phase. In this connection, the point of application is marked on the tunnel face and the desired position of the carriage displayed by means of a remote-controlled tachymeter system.



8 Vorbereitete Ortsbrustanker  
Prepared face anchors



### 3.3 Versetzen und Injektion der Anker

Der eingebaute Ankertyp besteht aus drei 20 m langen quartzsandbeschichteten GFK-Lamellen von je 40 x 9 mm Abmessungen. Diese sind mithilfe von Plastikabstandhaltern kreisförmig um einen Ecotene Injektionsschlauch angeordnet. Zusätzlich wird im Bereich des Bohrlochmundes ein Entlüftungsschlauch eingebunden (Bild 8, 9).

Die Anker können beim Lieferanten als „Bausatz“ in einzelnen aufgerollten Lamellen und Schläuchen, oder aber einbaufertig in 20 m langen Stücken bestellt werden. In diesem Fall kann der Anker jedoch nicht mehr gerollt werden und muss per Spezial-Sattelzug zur Baustelle antransportiert werden. Dies bedingt einen entsprechenden Baustellenzugang.

Nach dem Bohren der Löcher werden die vorbereiteten 20 m langen Anker am Stück und mit Hilfe einer fahrbaren Hebebühne in das vorbereitete Loch eingeführt. Die Anker sind mit einem Gewicht von 2 kg/m zwar sehr leicht, aber wegen der Länge sperrig in der Handhabung. Für das Einbringen des Ankers in das Bohrloch werden 3 Arbeiter benötigt (Bild 10).

Die Abdichtung des Ankers am Bohrlochmund ist bei horizontal oder steigend angeordneten Ankern zentral für eine komplette Verfüllung des Bohrloches mit Injektionsgut und die erforderliche Einbettung des Ankers in den Verpresskörper. Da die Vortriebsarbeiten aus terminlichen Gründen nicht unterbrochen werden dürfen, ist eine Mehrfachinjektion sowie die Herstellung eines zementösen Pfropfens mit entsprechender Erhärtungszeit keine Option. Aus diesem Grund wird der Bohrlochmund nach dem Versetzen des An-

### 3.3 Placing and Injecting the Anchors

The installed type of anchor consists of three 20 m long quartz-sand coated GFP sections each 40 x 9 mm in size. These are circularly arranged around an Ecotene injection hose with the aid of plastic spacers. In addition, a ventilation hose is attached at the mouth of the drill hole (Figs. 8+9).

The anchors can be obtained from the supplier as a “construction kit” with individually rolled up sections and hoses or ordered ready-to-use in 20 m long pieces. In this case, however, the anchor can no longer be rolled up and must be brought to the site on a special articulated truck. This makes a corresponding construction site access necessary.

After drilling the hole, the ready-to-use 20 m long anchors are inserted singly into the prepared hole with the help of a mobile hoisting platform. The anchors are admittedly extremely light, weighing only 2 kg/m but tricky to handle on account of their length. Three workers are required to set the anchor in the drill hole (Fig. 10).

Horizontal or upwards inclined anchors are sealed centrally at the drill hole mouth to achieve a complete filling of the drill hole with injection material and the necessary embedding of the anchor in the injection zone. As frequently driving operations must not be interrupted for scheduling reasons, a multiple injection as well as the production of a cement plug with corresponding setting time represents no option. As a result, the drill hole mouth is treated with



9 Rohrschirm und Ortsbrustanker bei Beginn der Ausbruchtetappe  
Pipe umbrella and face anchors at the start of excavation stage



kers mit Bauschaum auf einer Länge von mindestens 0,5 m ausgeschäumt und in einem separaten Arbeitsgang mit Sicherungsspritzbeton zusätzlich abgedichtet.

Die anschließende Injektion der Anker erfolgt mit einer Injektionsanlage, in welcher die Zementsuspension in einem Chargenmischer gemäss Rezeptvorgabe angemischt und anschliessend zur Zwischenlagerung in einen Rührwerksbehälter gepumpt wird. Aus diesem wiederum wird die Suspension abgesogen und zur Injektionsstelle gepumpt. Injektions- und Zementsiloanlage sind Übertage im Portalbereich stationiert. Von da wird das Injektionsgut über eine Pumpleitung bis an die Verwendungsstelle geführt. Injektionsdruck und Injektionsmenge werden vom Mischmaschinenisten während des Pumpvorganges überwacht und rapportiert. Das Abbruchkriterium der Injektion gilt als erfüllt, wenn die theoretische Verfüllmenge des Bohrlochvolumens erreicht ist und ein Anstieg des Pumpendruckes verzeichnet wird. Infolge der zuvor genannten Schwierigkeiten der Ankerabdichtung am Bohrlochmund und der am Projekt gewählten Methode können keine Hochdruckinjektionen mit zusätzlicher Bodenverbesserung ausgeführt werden. Es handelt sich im vorliegenden Fall also

foam over a length of at least 0.5 m after the anchor has been installed and additionally sealed with protective shotcrete in a separate working step.

The anchors are subsequently injected with a system, in which the cement suspension has been mixed in a batch mixer and then pumped into a stirring unit for intermediate storage. The suspension is removed from the latter and pumped to the injection point. The injection and cement silo system is located on the surface in the portal zone. From there the injection material is conducted via a pump pipeline to the place where it is required. The injection pressure and quantity of material are monitored and reported by the mixer operator during the pumping process. The cut-off criterion for the injection is regarded as fulfilled when the theoretical filling amount for the drill hole volume has been attained and an increase in pumping pressure is registered. High pressure injections with additional ground consolidation cannot be undertaken on account of the previously mentioned difficulties with sealing the anchor at the drill hole mouth and the method selected for the project. In this particular case all that matters is filling



10 Versetzen der Ortsbrustanker  
Placing the face anchors

lediglich um eine Verfüllung des Ankerbohrlochs und allfällig vorhandener geologischer Hohlräume.

Um die Erhärtungszeit des Injektionsguts vor Inangriffnahme des Ausbruchzyklus zu verlängern, wird der Zeitpunkt der Ausführung der Ortsbrustanker vor dem Versetzen des Rohrschirms angesetzt. Dies ist im vorliegenden Fall möglich, da die beiden Bauhilfsmassnahmen Rohrschirm und Ortsbrustanker in Tunnellängsrichtung immer zusammenfallen.

### 3.4 Erkenntnisse

Das gewählte Konzept mit langen GFK-Ortsbrustankern hat sich bewährt. Verglichen mit einem Stahlanker vermindert ein GFK-Anker den zeitlichen Aufwand beim Rückbau während des Ausbruchvorganges beträchtlich. Da sich während der Zeit des Ablängens der Anker die Tunnelbauarbeiter im unmittelbar gefährdeten Bereich aufhalten, bringen GFK-Anker auch aus Sicht der Arbeitssicherheit grosse Vorteile.

Bezüglich der Sicherstellung der Gesamtstabilität der Ortsbrust werden die Ortsbrustanker grundsätzlich ohne Ankerplatten ausgeführt. Die resultierende Stützkraft der massgebenden Ankerlängen ergibt sich hier lediglich aus dem Verbund zwischen Verpresskörper und Boden. Zur Beherrschung von lokalen Instabilitäten sind Ankerplatten jedoch sehr nützlich. Zwischen Tunnelmeter 241,0 und 249,0 wurde eine Störzone mit sogenannten Paläovertisolen angefahren. Dies sind ursprüngliche Böden mit quellfähigen Tonen, die in allen Richtungen von sedimentären Rutschharnischen durchzogen sind. Zusätzlich waren diese von Kalkablagerungen sogenannten Caliches begleitet. Da solche Kalkablagerungen hochporös sind, blieb darin das Wasser stehen und die Paläovertisole waren stark aufgeweicht. Trotz der Ortsbrustanker und des Spritzbetonverzugs kam es mehrmals zu lokalen Ausbrüchen. Dabei rutschten, vor allem zwischen den Ortsbrustankern, wenige m<sup>3</sup> grosse Felspartien auf den Rutschharnischen ab. In der Folge wurde der Ausbruch eines Abschlags in eine obere und eine untere Etappe unterteilt und die Ortsbrust jeweils zusätzlich mit Baustahlmatten gesichert. Diese wurden nach dem Aufbringen der ersten Lage Spritzbeton, mittels auf den Ortsbrustanker aufgebrauchten GFK-Platten, befestigt. Um genügend Befestigungspunkte zu haben ist es hierzu wichtig, dass die Anker gleichmässig auf der Ortsbrust verteilt und in genügend grosser Anzahl vorhanden sind. Die Befestigung der Ankerplatte erfolgte nicht wie üblicherweise über ein Gewinde, sondern über 2 in eine Stahlglocke eingeschobene, konische GFK-Keile.

Die Erfahrungen aus dem Tunnel de Court haben gezeigt, dass in der herkömmlichen Ausführung von untertägigen Langlochbohrarbeiten im Lockergestein viel Optimierungspotential besteht. Mit dem vorhandenen Rohrschirmbohrgerät und dem angewendeten Bohrsystem konnten sowohl bei der Ausführung des Rohrschirms als auch beim Bohren der Ortsbrustanker sehr hohe Leistungen erzielt werden. Mit dem Wegfall des schlagenden Elementes wie Tophammer oder Imlochhammer können zudem deutlich Produktionskosten eingespart werden.

the anchor drill hole and any geological cavities that might exist.

The point in time for installing the face anchors is chosen prior to placing the pipe umbrella in order to extend the setting time for the injection material before the excavation cycle is tackled. This is possible in this case as the 2 ancillary construction measures – pipe umbrella and face anchors always coincide in the longitudinal direction of the tunnel.

### 3.4 Findings

The selected concept involving long GFP face anchors has proved itself. Compared with a steel anchor, a GFP anchor considerably reduces the time required for dismantling during the excavation process. GFP anchors also provide great advantages also seen from the occupational safety aspect as tunnel workers are located directly in the endangered zone during the time spent cutting to length.

Regarding assuring overall stability of the face, the face anchors are essentially used without anchor plates. The resultant supporting force of the determining anchor lengths is obtained here merely from the bond between the injection zone and the soil. Anchor plates are, however, extremely useful to master local instabilities. Between tunnel metre 241.0 and 249.0 a fault zone was encountered with so-called paläo vertisoles. These are original soils with swelling clays, which are interspersed with sedimentary slickensides in all directions. Additionally, these were accompanied by lime deposits – so-called caliches. As such lime deposits are highly porous, the water remained in them thus causing the paläo vertisoles to moisten considerably. Local cave-ins occurred in spite of the face anchors and the shotcrete lining. In the process, a few m<sup>3</sup> large blocks of rock fell on the slickensides especially between the face anchors. Subsequently a round of advance was divided into an upper and lower stage and the face additionally secured with structural steel mats. These were then secured with GFP plates installed on the face anchors after the first layer of shotcrete had been placed. In this connection, it is essential that the anchors are uniformly distributed over the face and are present in a sufficiently great number in order to have enough attachment points. The anchor plate was not attached via a thread as is usual but via 2 conic GFP wedges pushed into a steel housing.

Findings obtained from the de Court Tunnel have revealed that a great deal of potential for optimization is to be found in the conventional approach to underground long hole drilling operations. Thanks to the available pipe umbrella drilling unit and the applied drilling system extremely high rates were attained both for executing the pipe umbrella as well as drilling the face anchors. Furthermore with the omission of percussive elements such as the top hammer or down-the-hole hammer substantial production costs were saved.

Emanuele Natoli, Dr. Geol. Sc. Unimi (IT); Gabriele Balconi, Civ. Eng. Polimi (IT);  
 Claudio Mandelli, Dr. Geol. Sc. Unimi (IT); Sireg S.p.A., Milano/I

# Glass Fiber for Underground Projects

## Recent Applications

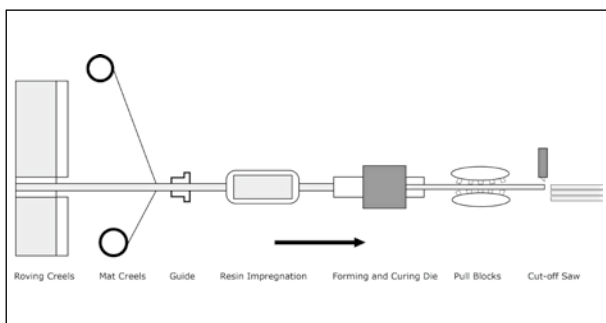
The following paper wants to give an overview about the features, performances and examples regarding the use of Glass Fiber Reinforced Rods/Profiles (GFRP) on underground projects. Chapter 1 is about rod features and advantages, focusing on tensile strength and on the necessary surface-bonding requirements. The following chapters represent a short report, as to introduce different case-stories.

### 1 GFRP main features for engineering purposes

GFRP belongs to the class of so called fiber composite materials. Such glass fiber composites are fabricated by a pultrusion line (Fig. 1): the plant is basically pulling single continuous fibers from roving creels, kept straight while combined with other materials to achieve improved properties and synergy effects. The properties of the resulting material are variable according to the specific fibers chosen and by varying the resin type and content as the fabrication process features.

One of the best known composites is glass fiber reinforced polymer (GFRP). It is being used to fabricate light weight, high strength components and as a pultruded product has been showing new potential in the world of underground excavations and projects.

The new combination of materials like "GFRP pultruded rods and structural elements" with conventional steel technology can be beneficial for the special demands of modern underground projects. The following pages will focus on the state-of-the-art technology used by some manufacturers. As the use of the material is becoming more and more widespread, selected examples about the topic are presented, regarding temporary face bolting on tunnelling projects, about reinforcement-cages of "Continuous Flight Auger" piles and complex structures, about recent models of actively-tensioned anchors.



1 Pultrusion Line

### 1.1 Material overview: surfaces and high strength

The use of an efficient process of pultrusion can give way to a GFRP unidirectional high strength profile product (for bolts and reinforcement purposes), which consists of fine, unidirectional glass fiber-reinforced wires. For geotechnical applications a dedicated production process was developed, in order to obtain a product characterized by high tensile strength and modulus in the main direction along profile. Such High Performance product is a composite material composed by maximum glass to resin ratio. All the single and continuous glass fibers, which sum up for the 65 to 75% of total weight, are kept together by a polyester resin: this matrix, in a percentage of 25 to 35%, is responsible for the stresses "spreading" among all the single fibers. Process result is a compact section, with a high tensile strength compared to a conventional steel product (Fig. 4). Strength performances are variable according to the fabrication process features: Unidirectional reinforced GFRP rods and flat bars show values of tensile strength in the range of 800 to 1,000 MPa and Elastic modulus 40 GPa, a good standard nowadays.

This method of fabrication is already well-known on several application-industries: in the specific field of underground and concrete works, a great importance has to be paid to the external surface of the elements too.

Typical geometric and mechanical properties are completed by a density of GFRP around 1.9 g/cm<sup>3</sup>, which is roughly a



2 Glass fiber rod, with example of an enhanced bonding surface. A cm-scale boudinage is visible (Source: Sireg S.p.A.)



## Glasfasern für unterschiedliche Untergrund-Projekte

### Derzeitige Anwendungen

Der folgende Beitrag soll anhand von Beispielen einen Überblick über Eigenschaften und Leistungsfähigkeit von glasfaserverstärkten Trägern/Profilen (GFK-Träger/-Profile) bei unterschiedlichen Untergrund-Projekten liefern. Kapitel 1 erklärt die Eigenschaften und Vorteile der Träger in Bezug auf Zugfestigkeit und die erforderlichen Anforderungen der Oberflächenanhaftung. Die folgenden Kapitel stellen einen Kurzbericht mit verschiedenen Fallbeispielen dar.

### Fibres de verre pour projets en souterrain

#### Recentes applications

L'article suivant veut donner une vue d'ensemble des caractéristiques, des performances et des exemples d'utilisation de barres et armatures en fibre de verre dans des projets en souterrain. Le chapitre 1 est consacré la description des caractéristiques et des avantages des fibres de verre en matière de résistance la traction et des prescriptions concernant l'adhérence des surfaces. Les chapitres suivants présentent des différents exemples d'applications.

### Fibra di vetro per progetti in sotterraneo

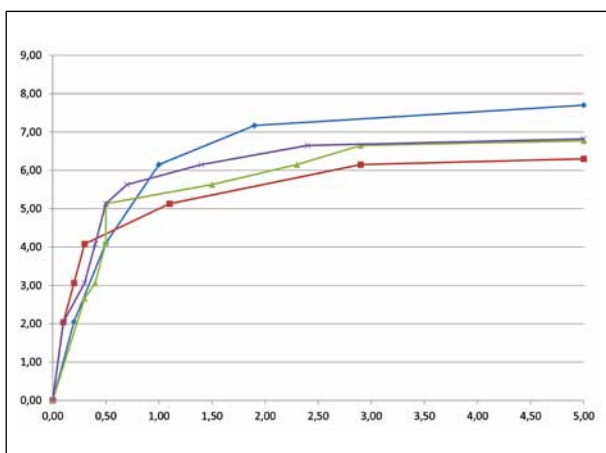
#### Applicazioni recenti

Il seguente articolo fornisce, basandosi su degli esempi, una visione d'insieme sulle caratteristiche e sull'efficienza di elementi e barre in fibra di vetro (GFRP) per progetti di scavo in sotterraneo. Il capitolo 1 si occupa delle caratteristiche e dei vantaggi delle barre, in particolare riguardo alla resistenza a trazione e alle esigenze di adesione delle superfici del materiale. I capitoli successivi presentano vari casi di studio sul tema.

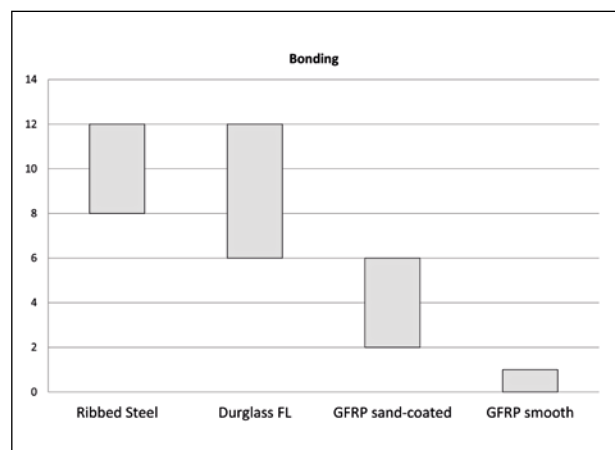
25 % of the density featured by a standard steel. The single rods can be coated by a quartz sanding portion during the fabrication process, and the rod shows an external strong spiral wire and boudinage (Fig. 2). This is realised in order to control the bond performance of rods with conventional concrete mixtures. A reference tau value is reported to be in a range between 6 and 12 MPa, depending on rod diameters (Fig 3, left + right).

Alternative methods to increase surface bonding have been reported by other authors: they are mainly based on spiral cuts on the external fibers or high-scale waved portion of rod sections. The authors of this paper do think these are not efficient solutions, as they lower down the contribution of fibers, with a variability-effect which can not be kept under control.

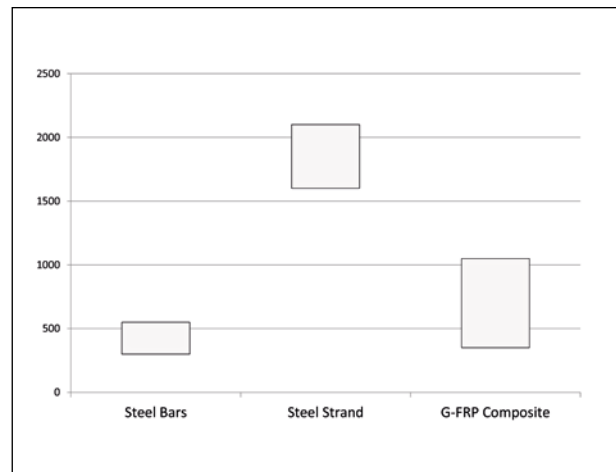
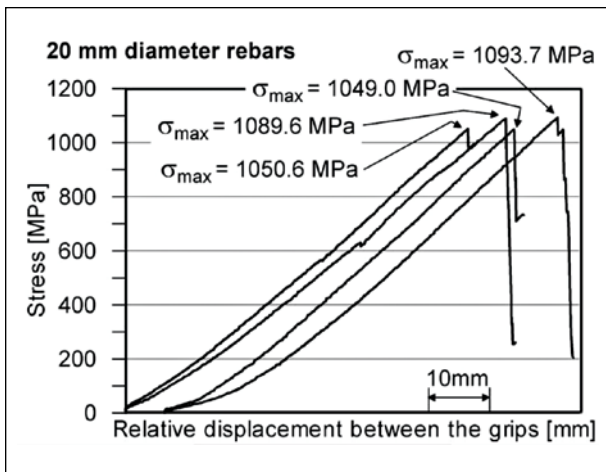
Among the advantages of pultruded GFRP rods there is an immunity to corrosion in practically all relevant media, even in the presence of high mechanical stresses. Together with this it is possible to mention its lightweight, high tensile strength, elastic behaviour (with no yielding), low thermal and electric conductivity, non-magnetic behaviour. A milestone is represented by the low shearing strength: such a constitutive detail is important on underground projects, as the glass fiber profiles are easy to be cut through by conventional cutters, shovels, tunneling machines. This is a reference feature for all the applications reported in this article. Glass fiber profiles can be considered as an efficient alternative to steel elements, every time a reinforcement or anchor/dowel bar has to be installed. All the profiles can subsequently be cut-through with ease, not harming conventional cutting tools. An example of high-strength GFRP 20 mm rod on a tensile test [3] is reported in Fig. 4.



3a Tau [MPa]/Slippage [mm] comparison, Durglass 16 mm rebar



3b Bond [MPa] comparison chart



4a+b Results example of Tensile tests on a stress/strain plot: Durglass fiber rod diameter 20 mm (left, [3]) and Tensile Strength Comparison Chart [MPa] (right)

## 2 Sappanico Tunnel/I case story

### 2.1 Face dowels on a soft ground tunnelling project

The first example is reported from one important worksite on the new section of the A14, the main Highway along the central part of Italian east coast. Lot with name Ancona Nord- Ancona Sud is positioned on this important road axis, and it is featured by the presence of a total 32 km tunnel portions. The whole system of tunnels, which includes the Sappanico Tunnel, is cutting through the Eastern Appenine deposites, and it is currently under excavation stages.

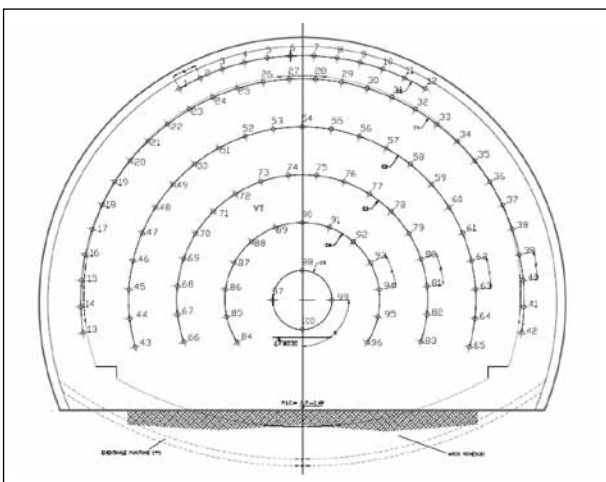
### 2.2 Geological data and excavation method

Starting from the basic geological audits, the geometrical constraints for the new section underground and from the cost analysis, construction method for the focused tunnel has been chosen. The length of the tunnel is about 900 m, the section of excavation had the huge value of 190 m<sup>2</sup>. The field geological sections are reporting the main litological units, which are grouped under the Pliocene-Pleistocene Appenine sedimentary sequence. They are mainly formed

by marly clays, with heterogenous grain size, featured by arenaceous lenses: main part of the excavation has been cutting through Pliocene Blue Clays formation.

Excavation, featured by conventional method and in a Full-Section [5] with no partial mining or sequential excavation, has been designed in accordance with the section reported.

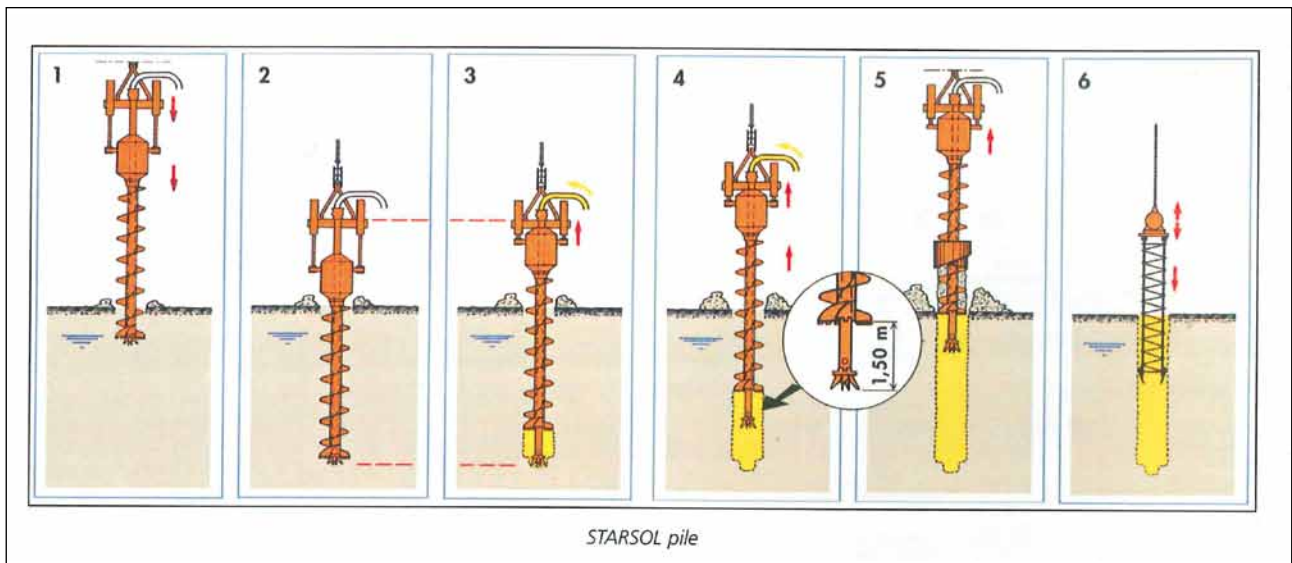
Bolting of the face consists in the installation during advancement of fiberglass structural elements or pipes in the longitudinal direction, integrally connected to the surrounding ground by a cement grouting. Single length used was 24 m, overlapping 12 m and main density from 80 to 120 glass fiber dowels (Fig. 5, 6). The Durglass dowels are placed in concentric circles with a regular geometry. The quantity (density) is calculated step by step considering geotechnical conditions of tunnel face such as its strains and core extrusions during excavation. A higher quantity of face bolts (220 Durglass dowels, equivalent to more than 1 dowel each m<sup>2</sup> of tunnel front) was necessary next to the breakthrough at the midpoint of the tunnel.



5 Section of Sappanico Tunnel with GFRP face dowels design



6 Tunnel face during excavation



7 CFA pile excavation sequence, Starsol model [7]

Thanks to the Durglass anchors the plastic deformations of the rock in the nucleus have been kept under control and the tunnel front extrusion has always been less than 20 mm.

The excavation was performed on both fronts by the same method and timing (northern front and southern front): the borehole diameter to install the Durglass dowels was 130 mm wide. As regards positioning and grouting, the drilling speed was between 80 to 100 m per hour.

Advancing work was done by hammers and shovels, and it was followed by the installation of a sprayed concrete layer. Anchors for the ground strengthening of portals has been glass fiber structural elements too. During the preliminary excavation stages, several testing rounds have been faced by the contractor, with support of Sireg S.p.A., about the GFRP tensile strength and behaviour.

The 900 m length Sappanico Tunnel excavation was finalised in 9 months on the 18<sup>th</sup> December 2013, with a saving of 2 months, in advance on the scheduled tunnelling program. The average speed was 50 linear meter bored per month

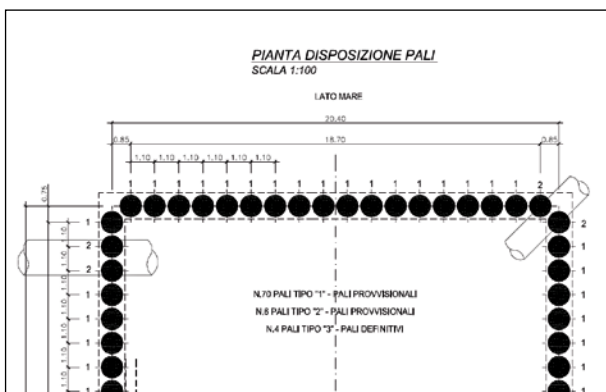
on each single excavation front. Considering that the tunnel section is 190 m<sup>2</sup>, the contractor bored safely more than 170,000 m<sup>3</sup> of poor ground (clays) in just 9 months, which is an important result.

### 3 Napoli Port/I – Dry dock renewal case story

#### 3.1 Temporary glass fiber cages applied on CFA piles

Second example is the renewal of a dry dock at Napoli Port, which is still under construction by the company Società Italiana per Condotte d'Acqua S.p.A.. Final Client is the local Port Authority in Napoli. A system of CFA piles was designed for the basic retaining structure, along the border of the new dock, as visible in Fig 7 and 8. CFA piles, which are excavated by a Continuous-Flight Auger, are a bored pile subset [7], as a reinforced cast-in-situ concrete piling work.

Under these specific conditions, concreting operation was executed immediately after pile boring, during the lifting of the screw equipment tool, by an extendible tremie pipe. Concrete compressive strength has been C28/35 (cylinder/cube). Conventional steel reinforcement for the major part of

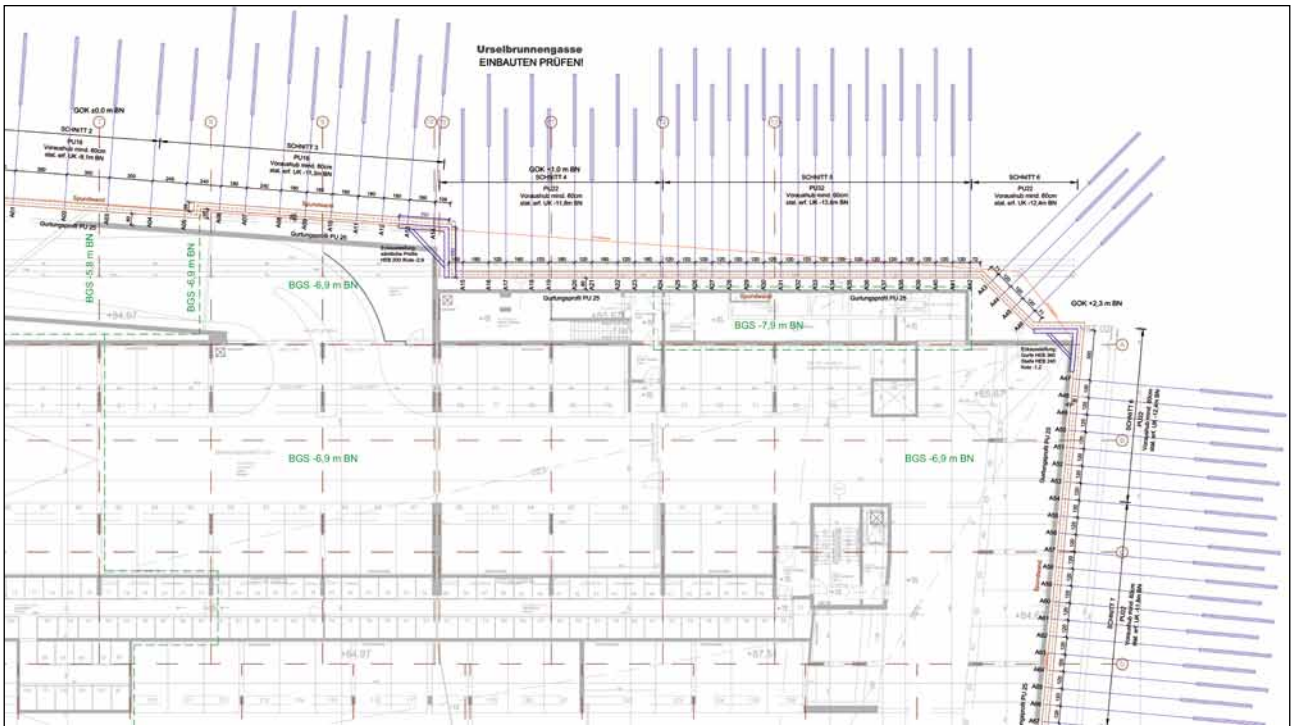


8 Napoli Port – Dry dock renewal plan (Source: Società Italiana per Condotte d'Acqua S.p.A.)



9 Napoli Port – GFRP pile cage during lifting operations (Source: Società Italiana per Condotte d'Acqua S.p.A.)

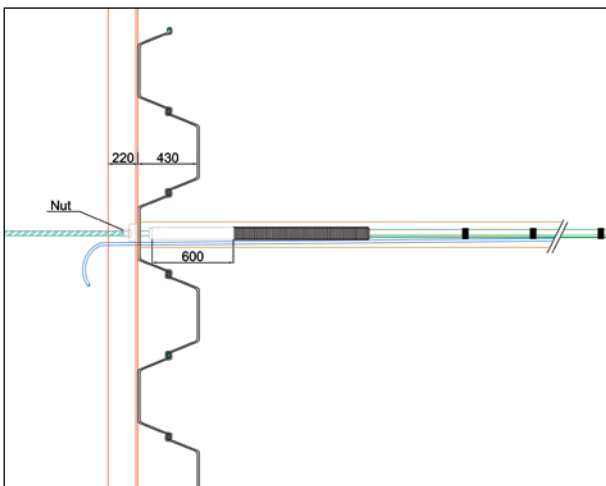




10 Monte Laa foundation plan, sheet piling and anchors overview (Source: Porr Bau GmbH)

this retaining structure was installed inside the bored profile, immediately after concreting process, inside a soft cement mixture.

Some of these piles (pile family number 2, Fig. 8) were designed as temporary structures: they had to guarantee a static function for a temporary time span (< 2 years), to be cut through by a system of water outlet tunnels, supposed to be excavated by microtunnelling machines. Intermediate portion for these piles was realised by a glass fiber reinforcement, composed of GFRP vertical rods and shear rings. All the GFRP structure was connected to the steel permanent portions positioned on top and bottom (Fig. 9) and conse-



11 Section detail of the sheet piling – glass fiber anchor (Source: Sireg S.p.A.)

quently inserted inside the borehole. Glass-Steel connection was realised according to the prescriptions of CNR recommendations: an overlapping of the single rod steel-glass was executed and they were gripped through a conventional cable U-bolting system.

#### 4 Wien Monte Laa/A case story

##### 4.1 Temporary glass fiber anchors with pre-stressing tension applied

The third case story is about the use of new GFRP temporary anchors, which were applied in a wide foundation project during the last 2 years. The first attempts and ideas for the

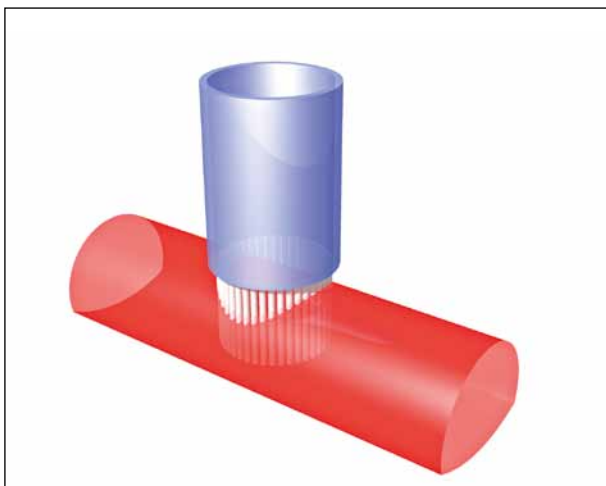


12 Example of the anchor installation during tensioning by an hydraulic jack and strain measurement (Source: Porr Bau GmbH)

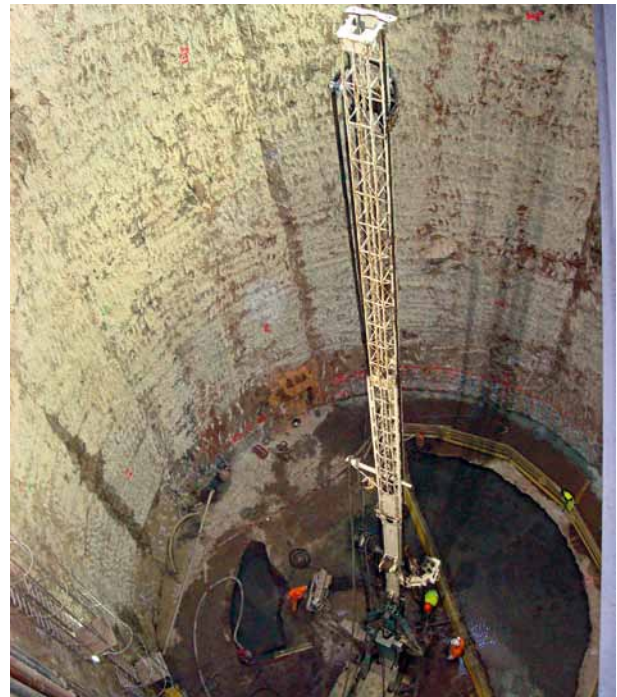
Monte Laa buildings in Wien are dating back to the early 1960s. The project consists of 2 towers of 90 m height over which a horizontal structure of 30 m hovers, thus creating a second level and activity zone in the urban landscape. Monte Laa foundation portion, executed by Austrian company Porr, was featured by the use of extensive sheet piling, together with temporary non-metallic anchors. Such retaining structures were designed as foundations for the first construction stages of this important and new building site. An overview from the main plan design is reported in Fig 10.

The interest of designers and contractors was focused on an anchoring technology specifically studied for worksites on “crowded” urban patterns. In fact, among the total number of approx. 100 ground anchors, a high percentage was to be installed in a public domain ground portion. There was a specific request, sourcing from the final client side, to avoid a permanent steel anchor system applied on all foundation edges. The designer had to secure the wall stability by a system of anchors alternative to removable steel anchoring systems, which were evaluated as a potential solution too. Several input data were used to compare the options, and among them installation costs, “removing-operation” costs, potential risks during the removal of the free length part. After such a stage, a solution based on glass fiber anchor flat bars was chosen, as the more efficient one in the costs/performances balance count. An additional advantage of the GFRP option was that no steel part, even small, had to be left inside ground. After construction of the final slab structures, all the anchors have been left as sacrificial parts inside boreholes, and they will be easy-to-be-cut by any future foundation work or tunnel.

The whole anchor length was composed by a system of glass fiber flat bars. Such 40 x 9 mm bars were mounted as strands in a unique structural element, and connected to a blocking system by an adhesive mixture, as shown in Fig. 11. A working tensile load between 370 and 400 kN was guaranteed, with a durability time span of 2 years, to be considered as a temporary one. Borehole diameter on the sheet piling structure was



14 Schematic model of one of the deep shafts (blue) and its relationship with the new tunnels to be excavated (red)



13 Marchand shaft during Jet-Grouting (Source: Consolidations Suisse)

limited to 90 mm, with a spacing of 1.8 m in horizontal span. A picture about the tensioning stage is reported in Fig. 12.

## 5 Toulon/F – Marchand shaft and tunnel case story

### 5.1 Face anchors on a tunnel face from deep narrow shafts

On the Toulon Underground Crossing, which was a tunnel project executed during the period from 2007 to 2010, a milestone is represented by the Marchand shaft. Such structure was designed in the intermediate point of the second road tunnel across the city, as to create 2 new starting front-faces for the underground works, in addition to the side portals. The project



15 Tunnel face with drilling machine during the first excavation and installation of GFRP flat-bars anchors. A portion of the vertical shaft border is visible in the upper part (Source: Consolidations Suisse)

was designed with a system of vertical shafts, with a diameter of 16 m, retained by diaphragm walls. From – 25 m level, a first work was the execution of jet-grouting columns, followed by excavation down along the vertical direction, through a zone with increased ground mechanical features (Fig. 13).

From such circular shaft-structures, at a depth of – 37 m, several tunnels in eastern and western direction were started (Fig. 14, red tunnel). A system of 60 steel canopy tubes for each tunnel was designed, together with front face non-metallic anchors. Because of the space constraints, imposed by the shaft dimensions, special drilling mast on C6 and C8 Casagrande rigs were modified, as to realise all the drilling operations with requested inclinations.

The poor ground conditions led to the choice of GFRP face bolts, which were studied to have a length of 18 m with a 9 m overlapping. A number of 80 full-length dowels, composed by 2 continuous flat bars to guarantee a tensile strength of 600 kN, were installed directly from the narrow shaft. This was possible thanks to the elastic behaviour and to the geometry of the glass fiber structural elements, which were easily bended inside the narrow shafts and tunnel spaces. Such operations, as well as the ones of shaft and tunnel excavations, were executed by a Consolidations Suisse team

(formerly Presspali France). All single tunnels were quickly and safely excavated by this method in the highly alterate Phyllitic and Pelitic rocks of Toulon.

### References

- [1] ACI 440 1R 06, 2006, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars
- [2] Arduini M., Corba A. et al., 2005, Non-metallic reinforcement technique for temporary R/C walls, Composites in Construction 2005 – Third International Conference, Lyon, France
- [3] Carvelli W., et al. 2009. Anchor System for Tension Testing of Large Diameter GFRP Bars. Journal of Composites for Construction® ASCE/September/October 2009
- [4] CNR-DT 203, 2006. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars
- [5] Lunardi P., 2006. Progetto e costruzione di Gallerie, Hoepli
- [6] Mitarashi Y., Matsuo T. & Tezuka H. et al., 2005. Development and application of a long face reinforcing method with GFRP in mountain tunnelling. Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future – Erdem & Solak (eds)© Taylor & Francis Group, London
- [7] Soletanche Bachy technical guide, 2011





# AMBERG GROUP

Leading provider in underground infrastructure solutions



[www.amberg.ch](http://www.amberg.ch)  
Synergies within the Amberg Group



## ARGE TRANSCO - Sedrun



Implenia Bau AG



Frutiger AG



Bilfinger Berger  
Ingenieurbau GmbH



Pizzarotti S.p.A.



Der kompetente Partner für die Bahntechnik

# transtec gotthard

**ALPIQ**

Alcatel-Lucent   
**THALES**

**Balfour Beatty**  
Rail

 **RENAISSANCE**  
CONSTRUCTION

Bahntechnik Gotthard-Basistunnel

ARGE Tunnel Weinberg  
**ATW**



 **Implenia**

 **w&f**

 **BILFINGER**

 **PRADER**  
**LOSINGER**





## Bewehrungsbau ist unser Job.

Vorfabrizierte Bewehrungen sind im zeitgemässen Bauwesen unabdingbar. Die Bedeutung des Vorfabrizierens wird auf Grund des hohen Nutzens, man spart viel Zeit und Geld, weiter zunehmen.

### Armaspez Schweiz AG

Industriezone Klus  
 Von Roll Areal 60  
 CH-4710 Balsthal  
 Tel. +41 62 391 66 / +41 31 961 55 84  
 Mail: [info@armaspez.ch](mailto:info@armaspez.ch)  
 Web: [www.armaspez.ch](http://www.armaspez.ch)

Partnerfirma:  
 Deltec GmbH, CH - 3952 Susten



## Sandvik DT113li – Das intelligente Tunnelbohrgerät

Sandvik Tunnel- u. Felsbohrgeräte werden auf Grund Ihrer bewährten Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit weltweit von Bohr- und Bergbauunternehmen sowohl in Über- als auch in Untertageprojekten eingesetzt. Mit dem Partner Avesco, bildet Sandvik in der Schweiz eine starke Allianz – auch in 3.500 m Höhe.

SANDVIK MINING AND CONSTRUCTION CENTRAL EUROPE GMBH  
 HAFENSTRASSE 280 D-45356 ESSEN DEUTSCHLAND TEL +49 (0) 201-1785-300  
[www.construction.sandvik.com](http://www.construction.sandvik.com)



AVESCO AG HASENMATTSTRASSE 2 CH-4900 LANGENTHAL SCHWEIZ  
[www.avesco.ch](http://www.avesco.ch)



# Geheimnisse unter Tage!

Mit der Intelligenz interdisziplinärer Teams und der Fachkompetenz unserer Experten erschaffen auch wir faszinierende Werke unter Tage.

B+S: Gesamtheitliche Dienstleistungen im Untertag- und Spezialtiefbau.

#### B+S AG

Bern +41 31 356 80 80

Zürich +41 43 422 40 40

Biel +41 32 344 40 20

[www.bs-ing.ch](http://www.bs-ing.ch)

**B+S**   
ENTWICKELN • PLANEN • REALISIEREN

**MASTER®**  
**BUILDERS**  
SOLUTIONS



## Mein zuverlässiger Partner für einen effizienten Tunnelbau

Sicherheit und Leistung sind für BASF die obersten Prioritäten im Tunnelbau. Dies setzt eine professionelle verfahrenstechnische Unterstützung, Applikations-Know-how sowie Kenntnisse der Chemie auf dem aktuellsten Stand der Technik voraus. Mit Master Builders Solutions erfüllen wir Ihre Anforderungen. Ob Sie an den Themen Felssicherung, Bodenkonditionierung, effizientem TBM-Vortrieb oder Wasserabdichtung interessiert sind: Unsere weltweite Erfahrung im Spritzbeton, bei Injektionen, im maschinellen Tunnelvortrieb und auf dem Gebiet der Membran-Technologie bietet Ihnen zuverlässige Lösungen für einen sicheren und ökonomischen Tunnelbau.

[www.master-builders-solutions.basf.ch](http://www.master-builders-solutions.basf.ch)

**BASF**  
The Chemical Company





## Exzellenz im Tunnelbau

Wir sind die Spezialisten für Tunnelbauprojekte unter anspruchsvollsten Bedingungen: im dicht besiedelten Gebiet, im Grundwasser, im Lockergestein. Basler & Hofmann bearbeitet Tunnelprojekte von der Machbarkeitsstudie bis zur Bauleitung, vom Sicherheitsplan bis zum Logistikkonzept. Unsere Referenzen reichen von Genf bis Oslo. Gut, sich auf einen erfahrenen Partner verlassen zu können.



[www.baslerhofmann.ch](http://www.baslerhofmann.ch)

**Basler & Hofmann**

**Belloli SA**  
 CH-6537 Grono  
 (Switzerland)  
 Tel. +41 91 820 38 88  
 Fax +41 91 820 38 80  
 info@belloli.ch  
 www.belloli.ch

**Belloli Italia S.r.l.**  
 Via XXV Aprile 59  
 IT-22070 Guanzate  
 (Italy)  
 Tel. +39 031 9780000  
 Fax +39 031 3529089  
 info@belloli-italia.it  
 www.belloli-italia.it

- Diesel- und E-Loks, Plattformwagen, Personenwagen, Schutterwagen, Nachmischer usw.
- Schienen und Schwellen, Weichen, Californian-Weichen
- Dumper
- Ventilationslütten, Ventilatoren
- Selbstbohranker, Reibbohranker, SN-Anker usw.
- Mikropfähle
- Mörtel- und Hochdruck-Pumpen
- Einbaubogen, Gitterträger, TH-Profile
- Pipelines

## SICHERN IST UNSER BUSINESS







## Schneller, sicherer und wirtschaftlicher bauen



Rowa vereint hohe Kompetenz im Anlagenbau und lang-jährige Erfahrung im Untertagebau.

Intelligente Gesamtlösungen vom Vortrieb bis zur De-ponie sind unser Markenzeichen: Sie garantieren eine überdurchschnittliche Betriebssicherheit und eine hohe Wirtschaftlichkeit.

Wir sind weltweit für Sie im Einsatz.

Rowa Tunnelling Logistics AG, Leuholz 15, CH-8855 Wangen SZ  
Telefon +41 (0)55 450 20 30, Fax +41 (0)55 450 20 35  
rowa@rowa-ag.ch, www.rowa-ag.ch





**condotte  
coffi**

**Galleria di base  
del Ceneri  
Lotto 852**



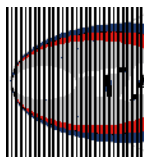
società italiana  
per condotte d'acqua S.p.A.  
*Fondata il 7 aprile 1880*



**coffi  
costruzioni S.p.A.**

**LGV** BAUUNTERNEHMUNG AG  
IMPRESA COSTRUZIONI SA

[www.condotte.com](http://www.condotte.com)



**Consorzio TAT**

Tunnel AlpTransit Ticino – Bodio Lotto 554 / Faido Lotto 452

**FOR SALE**  
Tunnelling-Equipment  
[info@tat-ti.ch](mailto:info@tat-ti.ch)







IMPRESA COSTRUZIONI SA  
BAUUNTERNEHMUNG AG  
ENTREPRISE DE CONSTRUCTIONS SA

## QUALITÄT, TERMINE UND UMWELT



csc@csc-sa.ch  
www.csc-sa.ch



EDY TOSCANO  
ENGINEERING  
& CONSULTING

## KOMPLEXES BAUEN alltäglich

Brunnen Chur Genève Lausanne Lugano Mesocco Pontresina Poschiavo Rivera Schwyz St.Moritz Winterthur Zuoz Zürich

toscano.ch



Your partner for groundbreaking solutions.

Emch+  
Berger

Buildings | civil engineering structures | roads |  
railways | **tunnelling** | mobility | environment |  
supply and waste | safety | surveying |  
geoinformatics | hydraulic engineering |  
project management | consultancy.



Global solutions are our strength. | **Emch+Berger Group**

Schlösslistrasse 19 | PO Box 8565 | CH-3001 Bern | Tel. +41 31 382 19 00 | info@emchberger.ch | www.emchberger.ch

**FISCHER**  
**RISTA AG**

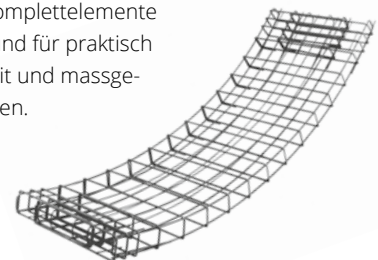
Vorsprung verbindet

**Fischer Rista AG –  
Ihr Partner für intelligente  
Bewehrungssysteme**

Mit **FIRISTA® Bewehrungen** gewinnen Sie wertvolle Zeit, dank der vorgefertigten Komplettlemente sind diese sicher und schnell verlegt. Die ideale Lösung für die Betonvorfabrikation und für praktisch jede Baustelle. Diese Bewehrungslösungen stehen für höchste Qualität, Beständigkeit und massgenaue Ausführung. Unser erfahrenes Ingenieurteam berät Sie gerne bei Ihren Projekten.

**Unsere Produkte – FIRISTA® | FIDECA® | FIRIPA®**  
**Mit uns sicher in die Zukunft**

Fischer Rista AG Hauptstrasse 90 | CH-5734 Reinach | www.fischer-rista.ch



# Projekte mit Power

Bauen für morgen



frutiger.com



**bui** | Brünig  
Untertag  
Innovation

## Gipfeltreffen der Untertagbauer

1. Fachmesse bui – Brünig Untertag Innovation  
im Brünig Park Lungern, Schweiz

### Programm

**Donnerstag, 11. September 2014 | 1. Messetag**  
10 bis 18 Uhr      Ausstellungsgelände geöffnet

**Freitag, 12. September 2014 | 2. Messetag**  
10 bis 18 Uhr      Ausstellungsgelände geöffnet

Informationen unter  
[www.bui-expo.ch](http://www.bui-expo.ch)





**Inspirierend  
für herausragende  
Leistungen.**

**Innovativ  
für die Welt von morgen.**  
Umfassende Kompetenz im Tunnelbau.

An 34 Standorten — weltweit.  
[www.gruner.ch](http://www.gruner.ch)

**gruner** >

HERRENKNECHT AG | UTILITY TUNNELLING | TRAFFIC TUNNELLING



## BUILDING THE FUTURE TOGETHER.

Herrenknecht is a technology and market leader in the area of mechanized tunnelling systems. As the only company worldwide, Herrenknecht delivers cutting-edge tunnel boring machines for all ground conditions and in all diameters – ranging from 0.10 to 19 meters. In addition, Herrenknecht develops solutions for the production of vertical and sloping shafts.

The tailor-made machines create underground supply tunnels for water and sewage, for gas, oil, electricity, internet and telephone lines (Utility Tunnelling) as well as efficient infrastructure for car, metro and railway traffic (Traffic Tunnelling) around the world. Our tunnel boring machines are forging ahead with the world's longest railway tunnel and the largest

metro lines. They help to cross under water with supreme accuracy and to lay pipelines throughout continents.

The Herrenknecht Group employs around 5,000 members of staff worldwide. With 78 subsidiaries and associated companies working in related fields in Germany and abroad, a team of innovative specialists has formed under the umbrella of the Group, which is able to provide integrated solutions with project-specific equipment and service packages – close to the project site and the customer.

Herrenknecht AG  
D-77963 Schwanau  
Phone +49 7824 302-0  
Fax +49 7824 3403  
[marketing@herrenknecht.com](mailto:marketing@herrenknecht.com)  
[www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com)





# HILTI

Ihr Kompetenzpartner  
im Tunnelbau



## Verlässliches Know-how.

Hilti. Mehr Leistung. Mehr Zuverlässigkeit.

Hilti (Schweiz) AG | Soodstrasse 61 | 8134 Adliswil | T 0844 84 84 85 | F 0844 84 84 86 | E info@hilti.ch | www.hilti.ch



Robusto

INNOVATION  
FÜR DEN  
TIEFBAU

Dauerhaft, leistungsstark, nachhaltig: Mit dem Holcim Robusto 4R-S wählen Sie einen hervorragenden Hochleistungszement für den Tiefbau. Damit Infrastrukturbauten auch unter hoher Beanspruchung über viele Jahrzehnte hinweg gute Dienste leisten.

[www.holcim.ch](http://www.holcim.ch)

Strength. Performance. Passion.

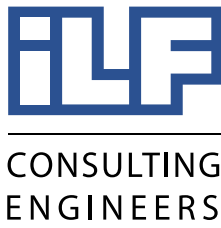




ENGINEERING EXCELLENCE

### ILF Beratende Ingenieure AG

Badenerstrasse 816  
8048 Zürich, Schweiz  
Telefon 044 435 37 50  
Telefax 044 435 37 51  
Email info.zrh@ilf.com



ILF Zürich ist Mitglied der ILF Gruppe mit weltweit 1.831 Mitarbeiter.

ILF unterstützt seine Kunden bei der erfolgreichen Realisierung bedeutender Infrastrukturprojekte und bietet gesamthafte Ingenieur- und Beratungsleistungen an.

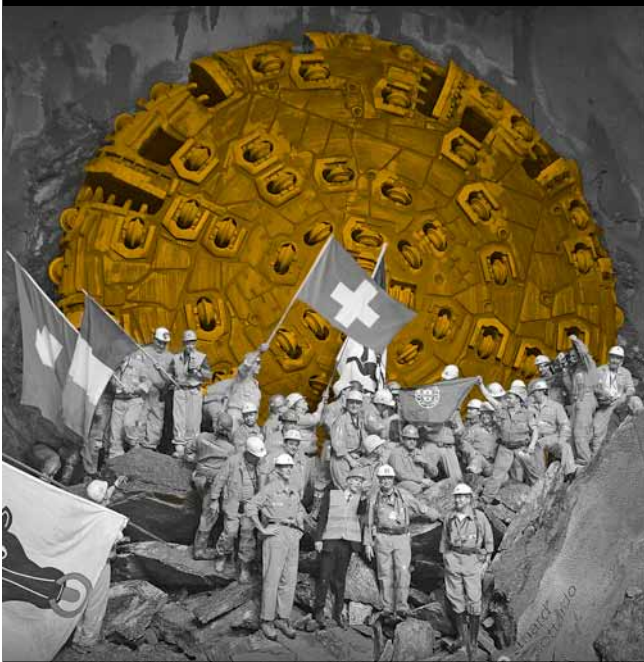
## IHR ZUVERLÄSSIGER PARTNER

Bewährt bei:

- Gotthard- und Ceneri-Basistunnel
- Kraftwerk Linth Limmern
- Pumpspeicherwerk Atdorf
- Belchentunnel 3. Röhre
- Eppenbergtunnel Realisierung
- Studie Geologische Tiefenlager, Nagra
- Nordumfahrung Zürich (BSA)
- Metro Linie 2 Ho Chi Minh City, Vietnam
- N9 Simplon, Sanierung Tunnel u. Gallerien
- Moatize Kohle Mine Phase 2, Bauingenieurarbeiten für Energieversorgung

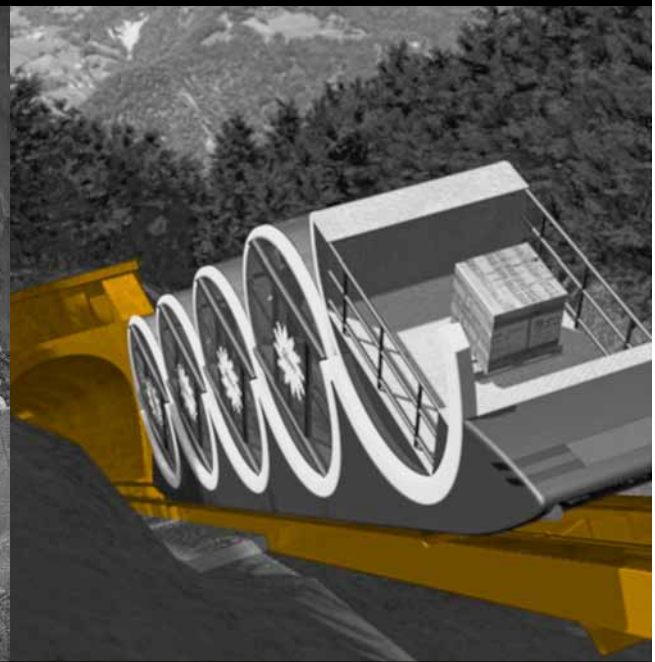


# Implenia® Die Weltrekordhalter!



Der längste Tunnel der Welt. – Der Gotthard-Basistunnel hält mit 57 km Länge und 2500 m Überlagerung gleich zwei Weltrekorde.

Implenia denkt und baut fürs Leben. Gern.



Die steilste Standseilbahn der Welt. – Die neue Standseilbahn Schwyz-Stoos setzt mit 110% Steigungswinkel neue Massstäbe.

www.implenia.com





# INFRA TUNNEL



H10, Tunnel du Bois des Rutelins (NE)



A5, Tunnel de Serrières (NE)



Goldenpass, Tunnel de Valmont (VD)



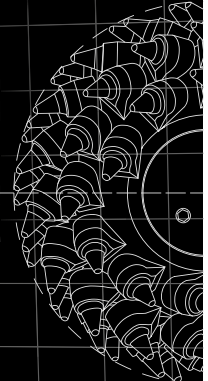
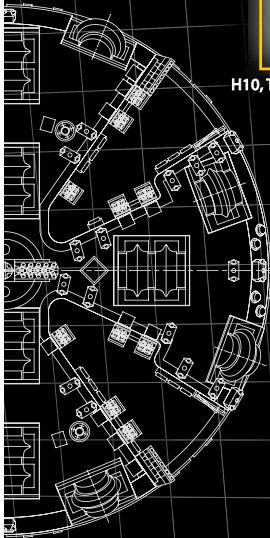
H 182, Tunnel de la Poya (FR)



Laboratoire du Mont-Terri (JU)



CFF, Tunnels de Sierre Gobet (VS)



Infra Tunnel SA - Rue de la Gare 15c - 2074 Marin, Switzerland - [www.infratunnel.ch](http://www.infratunnel.ch)



A9 Umfahrung Visp, Tunnel Eyholz

## Ingenieurskunst – unsere Leidenschaft

Gesamtlösungen für Energie,  
Infrastruktur und Umwelt.

Wir sind Spezialisten in den Bereichen Kraftwerk-,  
Untertag-, Verkehrswegebau, Tief- und Hochbau  
sowie bei Ausrüstungen von Infrastrukturbauten.

Beratung, Studien, Projektierung, Bau- und  
Montageleitung, Expertisen und Projektmanagement.

**IM** Engineering | **IUB** Engineering

IM Maggia Engineering AG · via Stefano Franscini 5 · CH-6600 Locarno  
Tel. +41 91 756 68 11 · [info@im-maggia.ch](mailto:info@im-maggia.ch) · [www.im-maggia.ch](http://www.im-maggia.ch)

IUB Engineering AG · Belpstrasse 48 · CH-3007 Bern  
Tel. +41 31 357 11 11 · [info@iub-ag.ch](mailto:info@iub-ag.ch) · [www.iub-ag.ch](http://www.iub-ag.ch)





## Lombardi verbindet

Lombardi steht seinen Kunden über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks mit Kompetenz zur Seite. Unsere Dienstleistungen umfassen die Erstellung von Vorstudien über die Planung und Erstellung bis zum Betrieb.



Seit über 50 Jahren bauen unsere Kunden auf unsere technische und wirtschaftliche Kompetenz für Verkehrsanlagen unter Tage. Ihre Ansprüche sind unsere Herausforderung.

**Lombardi SA** Beratende Ingenieure, Via R. Simen 19, CH-6648 Minusio

**Lombardi AG** Beratende Ingenieure, Winkelriedstrasse 37, CH-6003 Luzern

[www.lombardi.ch](http://www.lombardi.ch)



To complete your (w)hole.



## The Mapei UTT line: Reliable technology for underground construction

- Alkali-free set accelerators for shotcrete.
- Products for mechanized tunneling:  
foaming agents for soil conditioning, polymers, sealants, lubricants.
- Products for grouting and consolidation.
- Products for concrete repairing, protection and coating.
- Products for waterproofing:  
synthetic waterproofing membranes, waterproofing accessories.

### HEADQUARTERS

MAPEI S.p.A.

Via Cafiero, 22

IT-20158 Milano

### MAPEI IN SWITZERLAND

MAPEI SUISSE SA

Route Principale 127

CH-1642 Sorens

T +3902 376 731

F +3902 376 732 14

E [utt.mapei@mapei.it](mailto:utt.mapei@mapei.it)

W [www.mapei.com](http://www.mapei.com)

W [www.utt-mapei.com](http://www.utt-mapei.com)

T +4126 915 9000

F +4126 915 9003

E [info@mapei.ch](mailto:info@mapei.ch)

W [www.mapei.ch](http://www.mapei.ch)

W [www.utt-mapei.ch](http://www.utt-mapei.ch)



/mapeispa



[www.utt-mapei.com](http://www.utt-mapei.com)



App



## Marti builds

Marti has qualified and experienced coworkers in all areas of tunnel construction. The ultramodern machinery includes several roadheaders, boring jumbos and tunnel boring machines with different diameters.

**Marti Holding AG** Bauunternehmungen Seedorffeldstrasse 21 CH-3302 Moosseedorf  
Tel. +41 31 388 75 75 Fax +41 31 388 75 01 info@martiag.ch www.martiag.ch



## Orica, auch in Zukunft Ihr verlässlicher Partner

Mit unseren Injektions-, Anker- und Spritzbetonsystemen unterstützen wir Sie bei Ihren Projekten im Berg-, Tunnel- und Spezialtiefbau.

### FiReP GFK-Anker

- Hohe Korrosionsbeständigkeit
- Geringes Gewicht

### MAI SDA-Selbstbohranker

- Für instabile Böden
- Für optimierte Installationen entwickelt

**Wir freuen uns auf Ihren Besuch!**

Minova AG | Industriestrasse 12 | 8903 Birmensdorf | Switzerland  
www.minova-ag.ch | www.minovainternational.com  
Phone +41 43 344 10 60 | Fax +41 43 344 10 61



[www.orica.com](http://www.orica.com)





Se ti senti una talpa, questo è il tuo posto di lavoro: vieni a progettare gallerie con noi!

**I Nostri Grandi Progetti**

- AlpTransit **Galleria ferroviaria di base del Ceneri** (15.4 km)
- BLS AlpTransit **Galleria ferroviaria di base del Lötschberg** (34.6 km)
- AXPO Kraftwerke Linth-Limmern AG **Imp. idroelettrico Linth-Limmern** (1'480 MW)
- FFS **Risanamenti gallerie 4mK** (4m Korridor Basel-Chiasso)
- USTRA **Risanamenti Autostradali** (40.5 km)
- BBT **Galleria ferroviaria di base del Brennero** (55 km)

Pini Swiss Engineers

Lugano — Zurigo — Sion — Coira — Sargans — Milano

[www.piniswiss.com](http://www.piniswiss.com)

Wir bauen Gewissheit. **Gemeinsam**

für die **Gemeinschaft**

für das **öffentliche Unternehmen**

für **Privatkunden**

Innovation und Fachkompetenz in den Bereichen **Verkehrswegebau** **Industrieller-Hochbau** **Fertigbetonteile**



**PIZZAROTTI**

Impresa Costruzioni SA · Bauunternehmung AG · Entreprise de Construction SA  
Geschäftsleitung und Büros

Via C. Molo 21 · CH-6500 Bellinzona · Tel. +41 (0)91 821 10 20 · Fax +41 (0)91 821 10 21 · info@pizzarotti.ch · www.pizzarotti.ch



# Ingenieurdienstleistungen

Qualität  $\int$  Real Estate  $\frac{\text{Verkehr}^{\text{Umwelt}} + \text{Energie}^{\text{Wasserkraft}}}{\log(\text{Gebäudetechnik}) \cdot \xi + 1} d\xi$

=  $\sum_{N=\text{Engineering}}^{\text{Consulting}}$  Pöyry · N<sup>1</sup> {Ihre Formel für Erfolg}



Aus Elektrowatt wurde Pöyry – Ein starkes Ingenieurunternehmen mit Tradition, schweizerischer Ingenieurskunst und der Kraft der weltweit tätigen finnischen Pöyry-Gruppe mit 6500 Mitarbeitenden.



[www.poyry.ch](http://www.poyry.ch)



Seestrasse 72 b  
CH - 6052 Hergiswil (NW)  
Tel. + 41 (41) 630 42 20  
[info@rencons.ch](mailto:info@rencons.ch)  
[www.rencons.ch](http://www.rencons.ch)



**RENAISSANCE Construction - INFRASTRUKTUR : Untertagebau // Kraftwerksbau // Bahnbau**

# Das ruwatec®-System:

Designsoftware, Planungshilfen und massgeschneiderte Spezialmatten sind eine unschlagbare Kombination!



**RUWA**  
Drahtschweisswerk AG  
Burghof  
3454 Sumiswald

Tel. 034 432 35 35  
info@ruwa-ag.ch  
www.ruwa-ag.ch

Zum Beispiel beim Objekt Wohnüberbauung «Residenz im Park», Winterthur, realisiert durch Pfeiffer Bauingenieure AG und L+B Bauunternehmung AG, beide in Winterthur.

Das Haus West wurde in einer, das Haus Ost in zwei Etappen ausgeführt. Total waren 130 dreiecksförmige Balkone in neun verschiedenen Ausführungen zu erstellen. Die Vorteile des ruwatec®-Systems im vorliegenden Objekt sind:

- Wenige bis keine Bewehrungsstösse
- Werkseitige Anpassungen, z.B. auch an schiefwinklige Deckenstirnen
- Ganze Bewehrung in wenigen Einzelpositionen
- Dadurch stark reduzierte Verlegezeiten

Dank RUWA und unserer sprichwörtlichen Qualität aus dem Emmental kann Ihr Bauwerk schneller, günstiger und mit höherer Qualität erstellt werden.

**RUWA –  
Wir geben dem Beton den Halt.**



## fischer Injektions-System FIS EM

- Spart Zeit und Geld dank reduzierter Verankerungstiefe
- Höchste Sicherheit dank ETA-Zulassungen
- Lange Verarbeitungszeit erleichtert Serienmontagen
- Anwendbar im gerissenen und ungerissenen Beton

**fischer**   
innovative solutions



SFS unimarket AG  
Befestigungstechnik  
Blegi 14  
6343 Rotkreuz  
T 0848 80 40 30  
F 0848 80 40 15  
anwendungstechnik@sfsunimarket.biz  
www.sfsunimarket.biz

**Mit Sicherheit richtig befestigt:**  
Flexible und zugzonentaugliche Verankerungen  
mit fischer FIS EM

**SFS unimarket**



## Walo Bertschinger - Ihr Partner für alle Bauwerke.

Walo Bertschinger AG  
Untertagbau  
Postfach 1155, CH-8021 Zürich  
Telefon +41 44 745 23 11  
untertagbau@walo.ch  
www.walo.ch

Galgenbucktunnel





