

Band 18

2019

# SWISS TUNNEL CONGRESS

Fachtagung  
für Untertagbau



## Kolloquium

4. Juni 2019  
in Luzern

## Kongress

5. Juni 2019  
in Luzern

SWISS TUNNEL CONGRESS 2019



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

**Organizing Committee**

Stefan Maurhofer, Dipl. Ing.	President Swiss Tunnelling Society
Stefan Moser, Dr. sc. techn., Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Adrian Müller, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Richard Kocherhans, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Kolloquium
Eric Carrera, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Kolloquium, STSym
Ornella Ebel	Secretariat
Viktor Gjorgjiev	Secretariat

**Advisory Board**

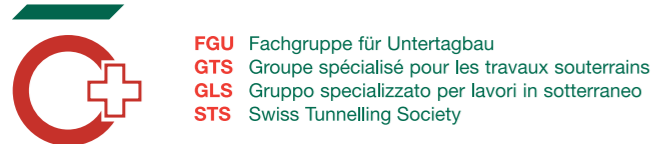
Gérard Seingre	Chairman, STS
Davide Fabbri	STS
Miguel Fernández-Bollo Martínez	AETOS
Robert Galler, Prof. Dr.	ITA Austria
Roland Leucker, Dr.	STUVA/DAUB
Giuseppe Lunardi	SIG
Emmanuel Humbert	AFTES

# SWISS TUNNEL CONGRESS 2019

## Fachtagung für Untertagbau

4. + 5. Juni 2019

© 2019 FGU Fachgruppe für Untertagbau

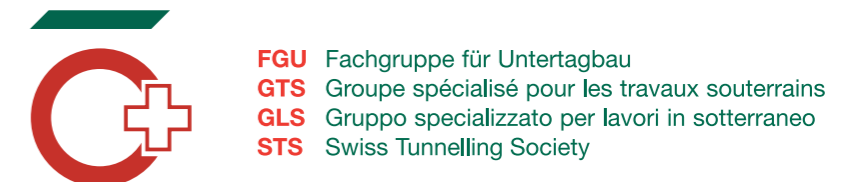


Herstellung/Konzeption: Marvin Klostermeier, Rebekka Bude, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh/DE  
Fachlektorat: Martin Rauer  
Druckvorstufe: Mohn Media Mohndruck GmbH, Gütersloh/DE  
Druck: Bösmann Medien und Druck GmbH & Co. KG, Detmold/DE  
Auflage: 850 Exemplare

ISBN 978-3-033-07202-2

Swiss Tunnel Congress 2019 – Fachtagung für Untertagbau  
Umschlagfoto: Tobias Glatz, mit Genehmigung der Marti Tunnel AG

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



Kongress

6	Maurhofer, Stefan	Vorwort • Preface
10	Fauriel, Suzanne Dupriez, Nicolas Müller, Olivier	Prévisions de tassements d'un tunnel urbain – Le tunnel de la route des Nations à Genève <i>Settlement Prediction of an Urban Tunnel – Route des Nations Tunnel in Geneva</i>
20	Schoch Keller, Silvia Winkler, Dominik Gisler, Felix	A6 Rubigen–Thun–Spiez, Instandsetzung Allmendtunnel – A6 Allmendtunnel, Instandsetzung unter Betrieb, Herausforderungen und Erfahrungen <i>A6 Rubigen–Thun–Spiez, Rehabilitation of the Allmend Tunnel – A6 Allmend Tunnel, Rehabilitation under Traffic – Challenges and Experience</i>
38	Mattelaer, Pieter	High-Luminosity LHC Project at CERN – Civil Engineering Works
48	Müller, Urs Ritz, Michel	Erneuerung des Kraftwerkes Ritom – Leistungssteigerung mit neuer Kraftwerksanlage zur Bahn- und Drehstromerzeugung <i>Modernisation and Upgrading of Ritom Hydropower Plant – Increasing Capacity with New Power Plant Facility to Generate Traction Power and Three-Phase Power</i>
60	Jesel, Thomas Roslin, Mattias	Förbifart Stockholm Unterquerung Löfstavägen – Erfahrungen aus der Planung und Realisierung <i>Förbifart Stockholm Löfstavägen Underpass – Experiences from the Design and Execution</i>
74	Redoutey, François Milesy, Lionel	Métro de Rennes – Ligne B L'analyse de données au service du pilotage du tunnelier <i>Rennes Metro – Line B Using Data Analysis to Help Guide Tunnel Boring Machines</i>
84	Selleri, Alberto Mele, Pietro	Le sfide nello scavo di gallerie di grande diametro – L'ultimo tratto appenninico del potenziamento autostradale Bologna-Firenze <i>The Challenges in Excavating Large-Diameter Tunnels – The Last Apennine Section of the Bologna–Florence Motorway Upgrade Project</i>
100	Bergmeister, Konrad	Geotechnische und menschliche Herausforderungen beim maschinellen Vortrieb des 15 km langen Erkundungstollens des Bauloses Tulfes-Pfons <i>Geotechnical and Human Challenges Encountered in Connection with Mechanised Tunnelling of the 15-km Exploration Tunnel (Construction Lot Tulfes-Pfons)</i>
120	Weidinger, Andreas	Sicherheitsstollen Kerenzertunnel – Herausforderung für Bauherr, Planer und Unternehmer <i>Kerenzertunnel Safety Gallery – A challenge for the client, planners and contractors</i>
132	Wittke, Martin Osthoff, Günter Wittke-Gattermann, Patricia	Fildertunnel und Tunnel nach Ober-/Untertürkheim – Massnahmen für erfolgreiches Bauen im Anhydrit <i>Filder Tunnel and Tunnels to Obertürkheim/Untertürkheim – Measures for Successful Construction in Anhydrite</i>

146	Garin, Etienne	Creusement du Tunnel de Pinchat (CEVA) – Retour d'expérience d'une excavation en terrain meuble en site urbain <i>Excavation of the Pinchat Tunnel (CEVA) – Lessons Learned from Excavation in Unconsolidated Ground in an Urban Environment</i>
158	Zieger, Thomas Fehr, Kurt	Neuer Doppelspurttunnel Bözberg – Ausschreibung, Erwartungen und Erfahrungen beim neuen Vertragsmodell Generalunternehmer Plus (GU+) <i>The New Bözberg Twin-Track Tunnel – The Invitation to Tender, Expectations and Experience with the New GU+ Contractual Model</i>
172	Zimmermann, Andreas Schneider, Alex	Südfahrt Küssnacht, Tunnel Burg – Lockergesteinsvortrieb unter anspruchsvollen Bedingungen <i>Küssnacht Southern Bypass, Burg Tunnel – Tunnelling through Loose Rock under Challenging Conditions</i>

Kolloquium

Materialtechnologische Innovationen im Tunnelbau  
*Material Technology Developments in Tunnel Construction*

188	Wangler, Timothy	Materials in Construction – Moving towards More Ecological and Digital Usage
194	Ceresola, Aldo	Neue Trends im Faserbeton für den Untertagebau – Vom Pferdeschwanzhaar bis zur Hochleistungs-Stahlfaser <i>New Trends in Fibre-Reinforced Concrete for Underground Construction – From Horsetail Hair to High-Performance Steel Fibre</i>
204	Bronzetti, Daniele	Stahlfaserbewehrte Tübbinge – Erfahrungen aus der Projektierung <i>Steel-Fibre Reinforced Segmental Linings – Experience from Project Planning</i>
218	Ohnesorge, Matthias	Actual State of Injection Materials and Innovation – Tunnelling, Mining and Concrete Structures
224	Boiron, Laurent	BFUP Ductal® dans les travaux souterrains – Application et potentiel du BFUP (béton fibré ultra-performant) <i>Ductal® UHPC for underground structures – Application and potential of UHPC (Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete)</i>
232	Steiner, Jürg	Einsatz von selbstverdichtendem Beton im Untertagebau – Theorie und Praxis <i>Use of Self-Compacting Concrete in Underground Construction – Theory and Practice</i>
244	Anton, Ana Yoo, Angela Dillenburger, Benjamin	Concrete Extrusion 3D Printing across Disciplines – Opportunities for Customisation of Underground Infrastructure





## Vorwort • Preface

Stefan Maurhofer

Präsident der Fachgruppe  
für Untertagbau

President of the Swiss  
Tunnelling Society

Der Swiss Tunnel Congress (STC) 2019 wird vom 4. bis 6. Juni stattfinden. Auch diesmal wurde der Konzertsaal des Kultur- und Kongresszentrums Luzern mit seiner hervorragenden Akustik gewählt, um unseren anerkannten Kongress in diesem Jahr zum nunmehr bereits 18. Mal durchzuführen. Der STC wird wieder in seiner bewährten Form mit Kolloquium, Kongress, Ausstellung, Abendveranstaltungen und Exkursionen ablaufen. Allerdings treffen wir uns für das Galadinner an einem neuen Veranstaltungsort. Dieser verspricht einen noch besseren Austausch unter den Gästen und dürfte auch unsere jungen Tunnelbauerinnen und Tunnelbauer vermehrt ansprechen. Der STC ist noch immer eine der bedeutendsten Plattformen für Bauherren, Planer, Ingenieure, Lieferanten, Dienstleister, Unternehmer und Industrie, um sich in einem ungezwungenen Rahmen über Neuigkeiten und ausgewählte Tunnelprojekte aus dem In- und Ausland zu informieren, vor allem aber auch, um Freunde und Bekannte aus der Tunnelbauindustrie wieder zu treffen, oder auch, um neue Kontakte zu knüpfen.

Der Titel des diesjährigen Swiss Tunnel Kolloquiums am Dienstagnachmittag lautet «Materialtechnologische Innovationen im Tunnelbau». Im Gegensatz zur Digitalisierung hat dieses Thema in den letzten Jahren nicht sonderlich viel Aufmerksamkeit erfahren, und man ist sogar der Auffassung, die Materialtechnologie habe keine grossen Fortschritte aufzuweisen. Lassen wir uns überraschen, ob diese Wahrnehmung tatsächlich zu Recht besteht.

Ideen können erst dann zu erfolgreichen Innovationen werden, wenn sie sich in neue Produkte, Dienstleistungen oder Verfahren umsetzen lassen, die danach erfolgreich Anwendung finden und Märkte durchdringen. Unser diesjähriges Kolloquium, bei dem wir uns mit der Entwicklung von Baustoffen beschäftigen, handelt genau von dieser Thematik.

The Swiss Tunnel Congress (STC) 2019 will take place from 4 to 6 June. The concert hall of the Lucerne Culture and Congress Centre with its outstanding acoustics was chosen once again to hold our renowned congress, now in its 18<sup>th</sup> year. The STC will return in its established style featuring a colloquium, congress and exhibition, as well as evening events and excursions. However, we will be meeting at a new venue for the gala dinner. This location promises even better exchange opportunities for guests and should also appeal more to our younger tunnel builders. The STC is still one of the most important platforms for developers, planners, engineers, suppliers, service providers, contractors and the industry to find out about innovations and selected national and international tunnel projects on a casual basis, and above all to meet friends and acquaintances from the tunnelling industry again, or to establish new contacts.

The title of this year's Swiss Tunnel Colloquium on Tuesday afternoon is "Material technology innovations in tunnel construction". In contrast to digitisation, this topic has not received much attention in recent years, and many even believe that material technology has not seen many advancements. Let's find out if this notion is actually true.

Ideas can only become successful innovations if they are converted into new products, services or processes which can then be used successfully and penetrate markets. This year's colloquium, in which we explore the development of building materials, involves this particular topic.

After an introduction on the research at the universities in the field of building materials and digital fabrication, we will receive detailed information on the "new" building materials "ultra-high-performance concrete (UHPC)" and "self-

Nach einer Einführung über die Forschung an den Hochschulen im Bereich Baustoffe und digitale Fabrikation erhalten wir detaillierte Informationen über die «neuen» Baustoffe «ultrahochfester Beton (UHFB)» und «self-compacting concrete (SCC)» und deren Anwendung im Tunnelbau. Des Weiteren wird über den Einsatz verschiedener Fasern in Betonbauwerken berichtet, und es wird der Frage nachgegangen, wie sich die Injektionstechnik entwickeln wird. Abgerundet wird das Kolloquium mit einem weiten Blick in die Zukunft bezüglich des Einsatzes der 3-D-Drucktechnik. Werden wir etwa sogar in der Lage sein, unsere Tunnel zu «drucken»?

Im letzten Jahr wurde das Kolloquium erstmalig in Zusammenarbeit mit den STS young members (STSym) organisiert. Dabei überstieg die Besucherzahl mit 380 Personen diejenigen der Vorjahre erheblich, was uns in unserem Bestreben, junge, ambitionierte Tunnelbauerinnen und Tunnelbauer zu fördern, weiter bestärkt.

Wir freuen uns sehr, dass wir Ihnen bei der Kongressveranstaltung auch in diesem Jahr ein interessantes und kurzweiliges Programm mit beachtenswerten Projekten und exzellenten Referenten anbieten können. Das Advisory Board hat uns dabei mit zahlreichen Vorschlägen zu spannenden ausländischen Bauvorhaben unterstützt. In- und ausländische Bahn- und Strassentunnel, die Metro Rennes sowie das Wasserkraftwerk Ritom bilden den Rahmen, um Aktuelles aus der Projektierung und Ausführung dieser Bauvorhaben zu erfahren. Auch die vertraglichen Aspekte und die Case-Studies/Lessons Learned kommen nicht zu kurz. Zudem erfahren wir Neues über das Projekt Luminosity LHC am CERN, das eindrücklich unter Beweis stellt, dass nicht nur Eisenbahntunnelprojekte länderübergreifend ausgearbeitet werden. Herr András Özvegyi, Präsident des grossen Stadtrates der Stadt Luzern in 2017/2018, wird das Einführungsreferat zum Thema «Bedeutung von Tunnelbau für Luzern» halten. Wir freuen uns auf seine Ausführungen.

Alle Referate des Kolloquiums und des Kongresses wurden, wie immer, im vorliegenden Tagungsband ausführlich festgehalten und eindrücklich illustriert. Die mittlerweile 18 Tagungsbände des Swiss Tunnel Congress bilden ein ausserordentliches Nachschlagewerk, das in keiner Tunnelbauer-Bibliothek fehlen sollte. Ich wünsche Ihnen eine anregende Lektüre.

Ich möchte noch die Gelegenheit ergreifen und mich bei den Organisatoren, Referenten und Ausstellern sowie speziell unseren treuen Sponsoren herzlichst bedanken. Nur durch Sie sind wir in der Lage, den STC Jahr für Jahr in dieser hohen Qualität anzubieten. Vielen Dank dafür!

So wünsche ich Ihnen abschliessend einen schönen Aufenthalt in Luzern mit interessanten Fachgesprächen unter Freunden.

Stefan Maurhofer, Präsident

compacting concrete (SCC)" and their application in tunnel construction. Furthermore, we will learn about the use of various fibres in concrete structures and address the question of how the injection technique will develop. The colloquium will be topped off with a wide look into the future use of 3D printing technology. Could we even be able to "print" our tunnels in the future?

Last year, the colloquium was organised in cooperation with the STS young members (STSym) for the first time. At 380, the number of visitors was considerably higher than in previous years, which further strengthens our efforts to promote young, ambitious tunnel builders.

We are delighted to once again be able to offer you a fascinating and entertaining programme featuring noteworthy projects and excellent speakers at this year's congress. The Advisory Board provided support in the form of numerous proposals for exciting foreign construction projects. National and international railway and road tunnels, the Rennes Metro and the Ritom hydroelectric plant provide the framework for discovering the latest developments in the design and construction of these projects. The contractual aspects and the case studies/lessons learned have not been forgotten either. We will also find out more about the Luminosity LHC project at CERN, which impressively proves that not only railway tunnel projects are being developed transnationally. András Özvegyi, President of the Lucerne city council in 2017/2018, will deliver the introductory presentation on the topic "Importance of tunnel construction for Lucerne". We look forward to his talk.

All lectures at the colloquium and congress were, as always, comprehensively documented and impressively illustrated in this conference transcript. The now 18 conference transcripts of the Swiss Tunnel Congress form an extraordinary reference guide that should have a place in every tunnel builder's library. I hope you enjoy the read.

I would like to take this opportunity to offer my sincere thanks to the organisers, speakers and exhibitors as well as our loyal sponsors. We are only able to hold the STC year after year in this high quality thanks to you. Thank you very much!

I hope you have a delightful stay in Lucerne and enjoy fascinating and topical discussions among friends.

Stefan Maurhofer, President

## Hauptsponsoren • Main Sponsors

 <b>WÜRTH</b>	Adolf Würth GmbH & Co. KG, Künzelsau (DE)	 <b>CSC</b>	IMPRESA COSTRUZIONI SA BAUUNTERNEHMUNG AG ENTREPRISE DE CONSTRUCTIONS SA	CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano
 <b>AF TOSCANO</b>	AF TOSCANO AG, Zürich			Emch+Berger Gruppe, Bern
 <b>AMBERG GROUP</b>	Amberg Engineering AG Amberg Loglay AG Amberg Technologies AG VersuchsStollen Hagerbach AG			Frutiger AG, Thun
 <b>avesco TEC</b>	Avesco AG, Langenthal		INTEGRIERTE BAUPLANUNG	Gähler und Partner AG, Ennetbaden
			FELSTECHNIK	Gasser Felstechnik AG, Lungern
 <b>B+S</b>	INGENIEURE UND PLANER B+S AG, Bern		<b>HEITKAMP</b>	Heitkamp Construction Swiss GmbH, Dierikon
	<b>BASF</b> We create chemistry MASTER BUILDERS SOLUTIONS		<b>HERRENKNECHT</b>	Herrenknecht AG, Schwanau (DE)
 <b>Basler &amp; Hofmann</b>	Basler & Hofmann AG, Zürich		<b>Holcim</b>	Holcim (Schweiz) AG, Zürich
	<b>belloli rowa</b> TUNNELLING LOGISTICS		<b>ILF</b>	ILF Beratende Ingenieure AG, Zürich
	<b>BG</b>			
	BG Ingénieurs Conseils SA BG Ingenieure und Berater AG, Lausanne			

	Implenia Schweiz AG, Wallisellen		<b>PINI SWISS</b>	Pini Swiss Engineers, Zürich - Lugano
	Infra Tunnel SA, Marin		<b>DORR</b>	PORR Suisse AG, Altdorf
	IM Maggia Engineering AG, Locarno IUB Engineering AG, Bern		<b>SABAG</b>	SABAG Biel/Bienne Stahlcenter Stahlcenter/Centre acier
	Lombardi AG, Minusio, Luzern, Fribourg		<b>SFS</b>	SFS unimarket AG, Heerbrugg
	Marti Technik AG, Moosseedorf		<b>WALO</b>	Walo Bertschinger AG, Dietikon 1
	Marti Tunnel AG, Moosseedorf		<b>WIBATEC</b>	Wibatec AG, Malters

## Co-Sponsoren • Co-Sponsors

A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel	Elkuch Group, Herzogenbuchsee	MC-Bauchemie AG, Dintikon
ACO Passavant AG, Netstal	Epiroc MEYCO AG, Studen BE	MEVA Schalungs-Systeme AG, Seon
Agir Aggregat AG, Affoltern am Albis	Gerbas GmbH, Ibach	Promat AG, Münchwilen
Allianz Suisse, Zürich	GIPO AG, Seedorf	Rascor International AG, Steinmaur
AM Surface AG, Meggen	HUBER+SUHNER AG, Pfäffikon ZH/Herisau	Robert Aebi AG, Regensdorf
Bekaert Maccaferri Underground Solutions, Aalst-Erembodegem (BE)	Jansen AG, Oberriet SG	Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau
BPA GmbH, Herrenberg-Gültstein (DE)	JAUSLIN STEBLER AG, MuttENZ	Sika Schweiz AG, Zürich
CSD INGÉNIEURS SA, Lausanne	Jura-Cement-Fabriken AG, WildegG	Société Suisse des Explosifs (SSE), Brig
Doka Schweiz AG, Niederhasli	Liebherr-Baumaschinen AG, Reiden	Sterobit AG, Birmensdorf
Dörken AG, Arlesheim	Locher Ingenieure AG, Zürich	Stucky SA, Renens und Gruner AG, Basel
EBP Schweiz AG, Zurich	MAPEI SUISSE SA, Sorens	Technoform srl. c/o Murer Consult AG, Luzern
		t-mix S.A.S., Saint Quentin Fallavier (FR)

Suzanne Fauriel, docteur ès sciences, CSD Ingénieurs SA, Lausanne/CH  
 Nicolas Dupriez, ingénieur, CSD Ingénieurs SA, Lausanne/CH  
 Olivier Müller, ingénieur, CSD Ingénieurs SA, Lausanne/CH

# Prévisions de tassements d'un tunnel urbain

## Le tunnel de la route des Nations à Genève

Cet article présente la méthodologie et les résultats du dimensionnement du tunnel de la route des Nations à Genève, Suisse. Ce tunnel urbain d'un diamètre de 12 m est excavé en méthode traditionnelle sous une couverture variant entre 6,5 et 18 m dans de la moraine glaciaire hétérogène contenant de multiples aquifères confinés. Ce contexte exige que l'on apporte un grand soin à la prévision des tassements.

# Settlement Prediction of an Urban Tunnel

## Route des Nations Tunnel in Geneva

This paper presents the methodology and results from the construction design analysis of the Route des Nations 491 m tunnel in Geneva, Switzerland. This high-visibility, 12 m diameter urban tunnel is being excavated using conventional tunnelling methods under 6.5 to 18 m cover, within heterogeneous glacial till containing multiple confined aquifers, requiring cautious predictions of settlements.

### 1 Introduction

Les tassements de surfaces sont parmi les principaux problèmes liés à la réalisation de tunnels en environnement urbain. Des prévisions fiables des tassements dus au creusement sont donc un élément clé dans le projet de tout tunnel urbain.

Les tassements de surface sont difficiles à prédire par des méthodes d'analyse conventionnelles à cause du comportement complexe du terrain et du phasage des travaux. Des analyses numériques comme la méthode des éléments finis sont par conséquent souvent employées.

La plupart des méthodes d'analyse utilisées à ce jour sont bidimensionnelles. Cependant, ce type d'analyse ne permet pas de tenir compte de nombreux événements se produisant lors de l'excavation d'un tunnel, comme le creusement de galeries de piédroit latérales à différentes vitesses d'avancement ou encore le boulonnage du front. De plus, le déconfinement du terrain avant l'installation du soutènement provisoire ne peut être modélisé explicitement avec une analyse bidimensionnelle. Ces aspects du phasage des travaux doivent être reproduits par d'autres moyens, à l'aide d'hypothèses simplificatrices.

Sur la base des études d'exécution du tunnel de la route des Nations, cet article se propose d'identifier les hypothèses importantes retenues dans les analyses bidimensionnelles. En outre, l'impact de ces hypothèses sur les prévisions des déformations du terrain à court terme est évalué.

### 1 Introduction

Surface settlement is one of the main issues of tunnelling in an urban environment. An accurate prediction of the tunnelling-induced displacements is hence a key element of the design studies of any urban tunnel.

Surface settlement is difficult to predict using conventional analysis methods owing to the complex soil behaviour and construction sequence. Numerical analysis such as the finite element method is therefore often employed.

Most of the analysis models currently used are mainly two-dimensional. However, such analysis may not accurately account for many of the events which occur during tunnelling, such as the excavation of twin lateral adits with different excavation rate and face bolting. Furthermore, stress release of the ground before installation of ground support cannot be precisely reproduced in two-dimensional analyses. Such aspects of the construction phase are considered through other means.

Using the design undertaken for the Route des Nations tunnel in Geneva, this paper identifies the important assumptions made in the two-dimensional analyses undertaken for the tunnel. Furthermore, the impact of these assumptions on the short-term settlement predictions is assessed.

### 1.1 General Description

The Route des Nations tunnel in Geneva, Switzerland, is a 491 m long urban tunnel. The longitudinal profile is char-

## Setzungsprognose für einen Stadttunnel

### Am Beispiel des Route-des-Nations-Tunnels in Genf

Die Route des Nations ist ein neues Strasseninfrastrukturprojekt mit dem Ziel der Autobahnbindung zu den Hauptsitzen der wichtigsten internationalen Organisationen in Genf. Parallel dazu wird das Bundesamt für Strassen (ASTRA) die Autobahnanschlussstelle Grand-Saconnex (JAG) umbauen. Eigentümer des Route-des-Nations-Tunnels ist der Kanton Genf, Ministerium für Infrastruktur, Tiefbauamt. Die Planung und Bauleitung übernimmt das Joint Venture NATIF. Die Bauarbeiten werden von der Marti Tunnel AG ausgeführt.

### 1.1 Description générale du projet

Le tunnel de la route des Nations à Genève en Suisse est un tunnel urbain de 491 m de long. Le profil longitudinal se caractérise par une pente constante de 4,88%, descendante vers le nord sur toute la longueur. En coupe, le rayon d'intrados de la voûte est de 5,26 m, centré à 1,59 m au-dessus de l'axe de la chaussée. Deux voies de circulation de 3,75 m y sont prévues pour le trafic bidirectionnel, ainsi que deux banquettes d'environ 1,2 m de largeur.

### 1.2 Contexte

La route des Nations est une nouvelle infrastructure routière, construite dans sa plus grande partie en tranchée couverte, mais aussi en tunnel. Elle permettra un accès direct depuis

## Previsione di assestamento di una galleria urbana

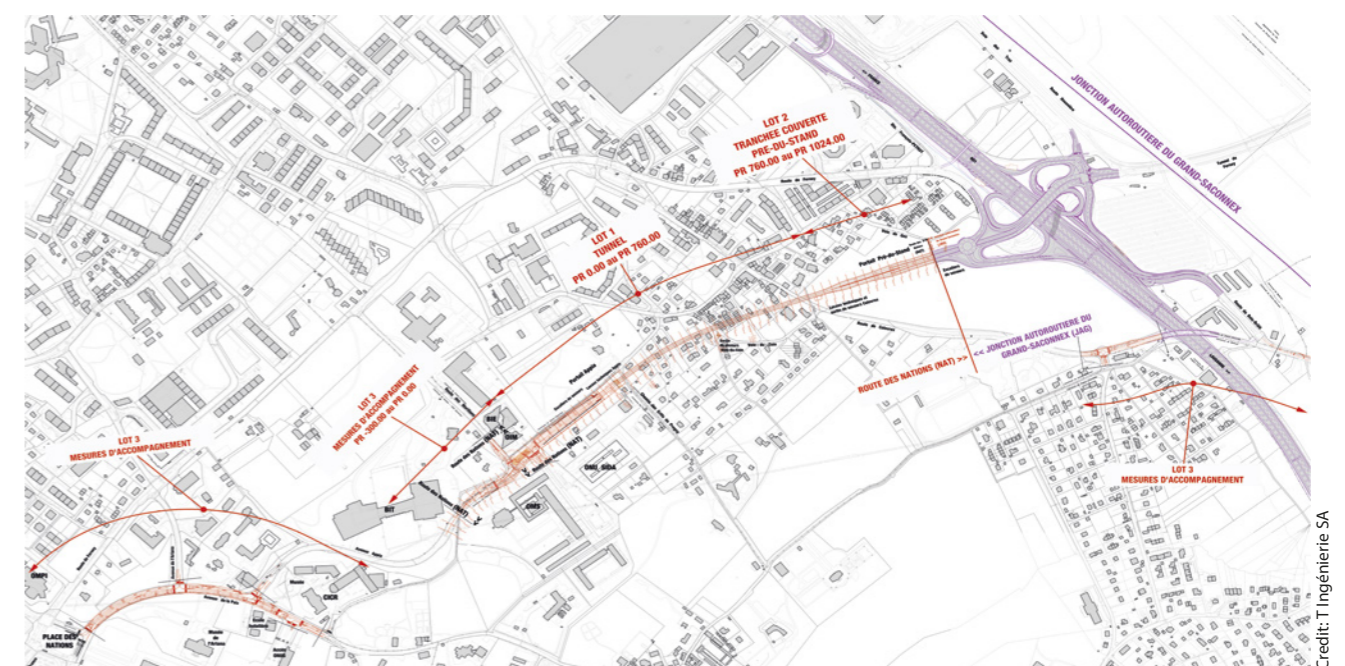
### Galleria Route des Nations a Ginevra

La Route des Nations è una nuova infrastruttura viaria che permetterà l'accesso diretto dall'autostrada alle sedi delle principali organizzazioni internazionali. In parallelo, l'Ufficio federale delle strade (USTRA) adatterà lo svincolo autostradale di Grand-Saconnex (JAG). La galleria Route des Nations è di proprietà di Repubblica e Cantone di Ginevra, dipartimento delle infrastrutture (DI), ufficio cantonale del genio civile. La progettazione e la supervisione del cantiere sono gestite dalla Joint Venture NATIF, mentre i lavori sono svolti dalla Marti Tunnel AG.

acterised by a 4.88% constant slope. The intrados radius is 5.26 m, centred at 1.59 m above the axis of the road surface. The tunnel is to provide two 3.75 m wide traffic as well as two 1.20 m wide utility corridors.

### 1.2 Context

The Route des Nations is a new road infrastructure, built mainly underground (part tunnel and part cut and cover). It will allow direct access from the motorway to the headquarters of the most important international organisations (see Fig. 1). Thanks to the construction of the Route des Nations, the surface area will be freed, the Grand-Saconnex will be able to develop new infrastructures and create a pleasant urban centre for its residents.



1 Situation générale du tunnel de la route des Nations  
 General situation of the Route des Nations tunnel

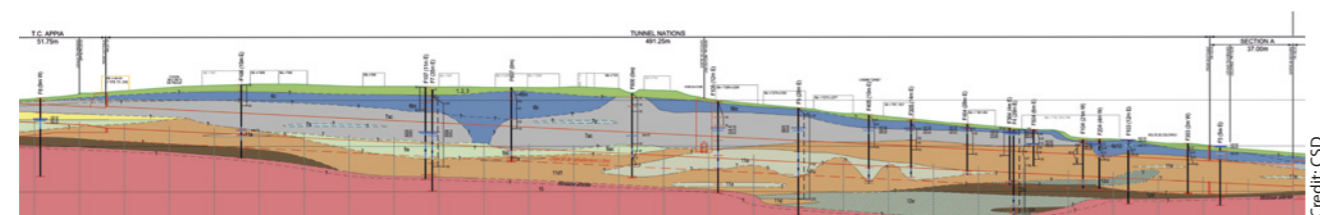
l'autoroute aux sièges des plus importantes organisations internationales (voir fig. 1). Grâce à la construction de la route des Nations, l'espace en surface sera libéré. Le Grand-Saconnex va ainsi pouvoir aménager de nouvelles infrastructures et créer un centre urbain agréable pour ses riverains.

En parallèle, l'Office fédéral des routes (OFROU) va adapter la jonction autoroutière du Grand-Saconnex (JAG). Cela nécessitera la démolition et la reconstruction de plusieurs ouvrages d'art, dont le passage supérieur sur l'actuelle route de Ferney qui relie Ferney-Voltaire aux portes de Genève. Il sera remplacé par un nouvel ouvrage d'art, un pont haubané asymétrique à suspension centrale qui franchira l'autoroute. La mise en service de la nouvelle jonction autoroutière est prévue en même temps que la route des Nations.

### 1.3 Conditions du site

Le tunnel de la Route des Nations, situé dans les moraines rissienne et würmienne, ainsi que dans des alluvions anciennes, est creusé sous une couverture sur la clef de voûte allant de 6,5 m environ au front d'attaque nord (Colovrex) à 18 m environ au passage sous la sortie de secours Voie-du-Coin, puis diminuant pour atteindre 6,5 m environ au front d'attaque sud (Appia).

Les formations graveleuses sont le siège d'aquifères libres et/ou captifs, alimentés principalement par infiltration des eaux météoriques et par des circulations d'eaux souterraines entre les corps aquifères mis au jour. L'ouvrage est situé partiellement sous la nappe.



2 Profil hydrogéologique longitudinal du tunnel de la route des Nations  
Longitudinal hydro-geotechnical profile of the Route des Nations tunnel

Le tunnel est situé dans un contexte urbain assez dense comprenant des bâtiments qui sont pour la grande majorité des habitations en maçonnerie ou en béton armé dans un bon état de conservation sans éléments sensibles particuliers. Il faut également souligner la présence d'une habitation dans un état de conservation moyen et d'une église en maçonnerie du début du XX<sup>e</sup> siècle ayant une valeur historique non négligeable.

Par conséquent, les tassements engendrés par le creusement du tunnel sont une problématique importante dans l'étude de ce projet.

### 1.4 Construction et excavation

Étant donné la présence de multiples aquifères confinés dans l'emprise du projet, le rabattement des aquifères principaux jusqu'à 5 m en dessous de la base du tunnel est prévu.

In parallel, the Federal Office of Roads (FEDRO) will adapt the motorway junction Grand-Saconnex (JAG), which will require the demolition and reconstruction of several structures including, in particular, the overpass on the current road from Ferney that connects Ferney-Voltaire to the gates of Geneva. It will be replaced by a new structure, an asymmetric cable-stayed bridge with central suspension, which will cross the highway. The new motorway junction will be put into service at the same time as the Route des Nations.

### 1.3 Site Conditions

The Route des Nations tunnel is excavated under a varying ground cover, ranging from about 6.5 m at the northern portal (PR 723) to about 18 m at the passage under the Voie-du-Coin surface road (PR 480), then decreasing back to 6.5 m at the southern portal (PR 232), all measured from the tunnel crown.

The tunnel is entirely located in heterogeneous glacial till containing multiple confined aquifers. Their geotechnical properties consist of compact gravelly silts, compact clay silts and sandy-silty gravels.

The tunnel is located in a dense urban environment consisting mainly of brick or concrete houses. In particular one of these buildings, a historical old brick church from the early 20<sup>th</sup> century had to be taken special care of. Settlements induced by the tunnel excavation were thus an issue of high importance which had to be considered in the design studies.

### 1.4 Construction and Excavation Sequence

Given the presence of multiple confined aquifers in the area of the tunnel, dewatering of the main aquifers had to be considered to 5 m below the tunnel invert.

The initial general construction method involves excavating two lateral adits, both used for exploration and for the foundations of the top heading's temporary support. The top heading is then excavated before undertaking the bench and the invert excavation. Pipe umbrella and face bolts are installed to serve as ground improvement to enhance the stability and ensure the safety of the work area.

The temporary support of the adits and of the tunnel consists of steel arches, bolts and shotcrete.

La méthode de construction en section divisée consiste en l'excavation initiale de deux galeries de piédroits parallèles sur toute leur longueur depuis le portail provisoire nord, en attaque montante. Ces galeries sont utilisées aussi bien pour les reconnaissances que pour créer les fondations du soutènement provisoire de la calotte.

La calotte est ensuite excavée avant de procéder à l'excavation du stross et du radier.

Les soutènements provisoires des galeries de piédroit et du tunnel sont composés de cintres métalliques et de béton projeté. Le front de taille est renforcé par un boulonnage de front associé à un béton projeté. Une voûte parapluie est également réalisée pour protéger l'excavation de la calotte.

Enfin, une fois l'étanchéité effectuée et le revêtement définitif bétonné, les aménagements intérieurs peuvent être construits.

## 2 Méthodologie

### 2.1 Modèles d'éléments finis 3D

#### 2.1.1 Géométrie et maillage

Les prévisions par éléments finis de l'excavation des galeries de piédroit latérales et du tunnel ont été effectuées avec le logiciel Plaxis 3D. Deux modèles tridimensionnels différents ont été utilisés :

- Modèle A: Modèle complet des deux galeries de piédroit latérales pour étudier l'effet de différentes vitesses d'avancement et du type de modélisation du boulonnage de front;
- Modèle B: Modèle demi-symétrique des étapes d'excavation du tunnel pour étudier le déconfinement et l'effet du type de modélisation du boulonnage de front.

The final lining is concreted after waterproofing and lastly, the interior structures are constructed.

## 2 Methodology

### 2.1 3D Finite Elements Models

#### 2.1.1 Geometry and FE Mesh

The finite element predictions of the lateral adits excavation and of the whole tunnel were performed using the software Plaxis 3D. Two distinct three-dimensional models were used:

- Model A: full model of the two lateral adits to investigate the effect of twin tunnelling with symmetrical and with offset tunnel faces, including face-bolting.
- Model B: half-symmetrical model of the complete tunnel excavation cycle to investigate stress release and face-bolting effects in the top heading.

Model A is 60 m long (y axis), 60 m wide (x axis) and 45 m high (z axis). The mesh is refined in the vicinity of the lateral adits. The mesh is composed of 84,654 elements and 143,184 nodes.

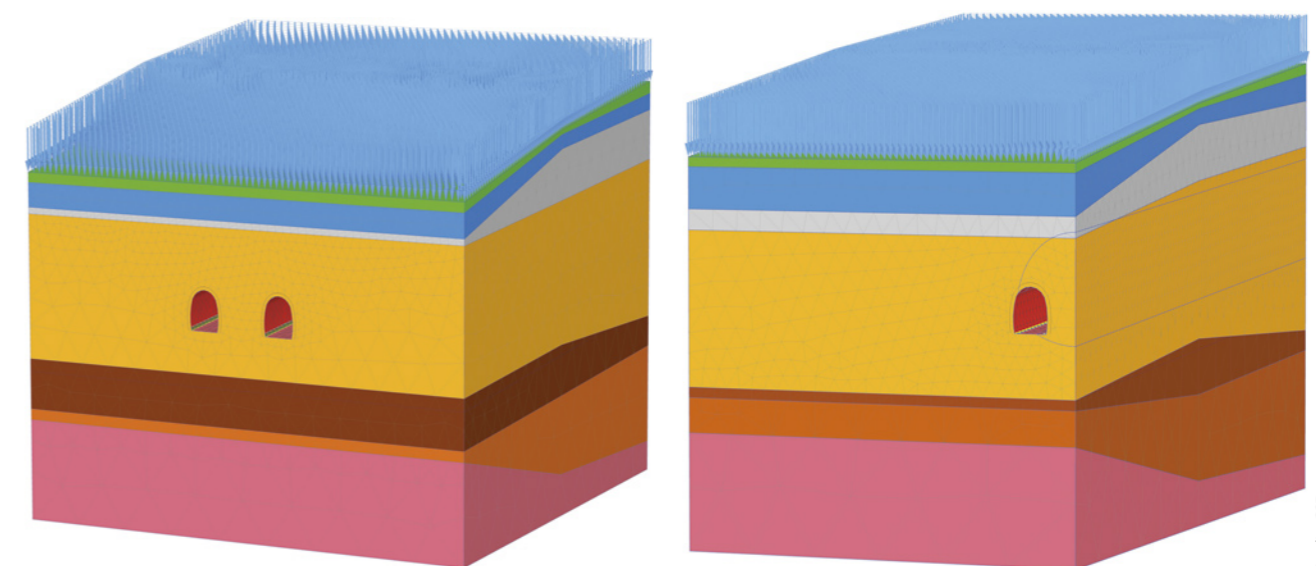
Model B is 80 m long (y axis), 45 m wide (x axis) and 45 m high (z axis). The mesh is refined in the vicinity of the lateral adits. The mesh is composed of 84,230 elements and 137,905 nodes.

A reference section located at the centre of each of the two models was determined. This section corresponds to PR 640 of the tunnel.

#### 2.1.2 Modelling of Temporary Support

Soil reinforcement ahead of the face by a pipe umbrella is not modelled. Face bolting is modelled in two alternative ways as illustrated in Fig. 4:

- Explicitly by embedded piles.



3 Modèles d'éléments finis 3D A – Excavation des galeries (à gauche) et B – Excavation complète du tunnel (à droite)  
3D finite element model A – adits excavation (to the left) and B – complete tunnel excavation (to the right)

Le modèle A fait 60 m de long (axe y), 60 m de large (axe x) et 45 m de hauteur (axe z). Le maillage raffiné à proximité des galeries latérales est composé de 84 654 éléments et 143'184 nœuds.

Le modèle B fait 80 m de long (axe y), 45 m de large (axe x) et 45 m de hauteur (axe z). Le maillage est raffiné à proximité des galeries latérales est composé de 84 230 éléments et 137 905 nœuds.

Une section de référence située au centre de chacun des deux modèles a été retenue. Celle-ci correspond au PR 640 du tunnel.

### 2.1.2 Modélisation des supports temporaires

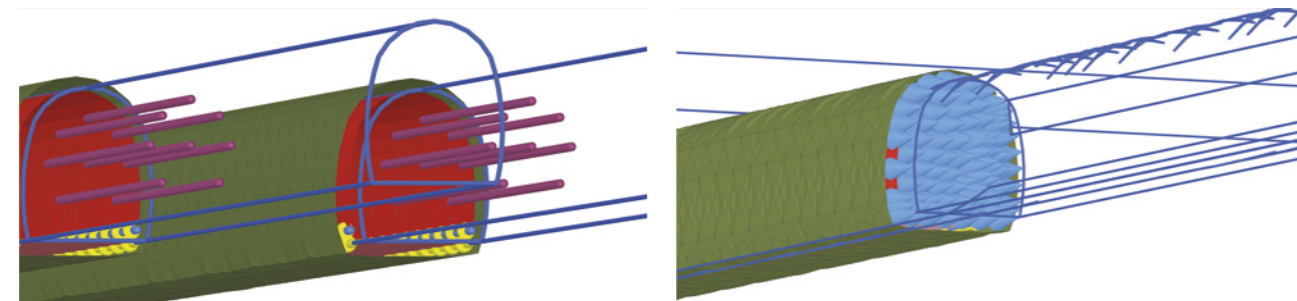
Le pré-soutènement par voûte parapluie n'est pas modélisé. Le boulonnage de front est modélisé de deux façons comme montré en fig. 4:

- Explicitement par des « pieux intégrés »;
- Implicitement par une pression équivalente appliquée sur le front et déterminée selon Peila (1994).

Les « pieux intégrés » sont capables de prendre en compte l'interface sol-boulon pour reproduire le comportement du renforcement de façon appropriée.

La pression équivalente est calculée comme la somme des forces normales dans les boulons distribuée sur la surface du front.

Enfin, le soutènement provisoire composé de cintres métalliques et de béton projeté est modélisé par des éléments de type « plaques » d'inertie et de rigidité équivalentes.



4 Modélisation des ancrages du front d'attaque du modèle A (à gauche) et du modèle B (à droite)  
Model of face bolting in model A (to the left) and in model B (to the right)

### 2.1.3 Phases de calcul

Les phases de calcul sont les suivantes:

- Initialisation de l'état de contraintes;
- Rabattement des aquifères.

Excavation des galeries de piédroit latérales avec un décalage de respectivement 30 m et 0 m entre les deux fronts d'attaque des galeries:

- Boulonnage du front;

- Implicitement par une pression équivalente déterminée selon Peila (1994).

The "embedded piles" are able to take into account the soil-bolt interface to closely reproduce the behaviour of the reinforcement.

The equivalent face retaining pressure is calculated as the sum of the normal forces mobilised in the bolts over the section of the face.

Finally, temporary support consisting of centring and shotcrete is modelled by means of plate elements of equivalent inertia and rigidity. The bolts were not considered for use.

### 2.1.3 Modelling of Temporary Support

The calculation phases are as follows:

- Initialisation of stress state.
- Dewatering aquifers.

Excavation of the lateral adits with an offset of 30 m, respectively 0 m between the two excavation faces:

- Face bolting.
- Excavation by steps of 1 m.
- Installation of primary support by steps of 1 m.
- Construction of the lateral foundations for the header's temporary support.

Excavation of the header:

- Face bolting.
- Excavation by steps of 1 m.
- Installation of primary support by steps of 1 m.

Excavation of the bench and the invert:

- Face bolting.
- Excavation by steps of 1 m.
- Installation of primary support by steps of 1 m.

## 2.2 3D Finite Element Models

### 2.2.1 Modelling of Temporary Support

The two-dimensional finite element predictions of the tunnel excavation were performed using the software Plaxis 2D in plane strain conditions.

- Excavation par étapes de 1 m;
- Installation du soutènement provisoire par étapes de 1 m;
- Construction des massifs d'appuis en béton armé dans les galeries de piédroit latérales pour servir de fondation au soutènement provisoire de calotte.

Excavation de la calotte:

- Boulonnage du front;
- Excavation par étapes de 1 m;
- Installation du soutènement provisoire par étapes de 1 m.

Excavation du stross:

- Boulonnage du front;
- Excavation par étapes de 1 m;
- Installation du soutènement provisoire par étapes de 1 m.

## 2.2 Modèles d'éléments finis 2D

### 2.2.1 Géométrie et maillage

Les prévisions par éléments finis de l'excavation du tunnel ont été effectuées avec le logiciel Plaxis 2D dans des conditions de déformations planes.

De nombreux modèles d'éléments finis bidimensionnels ont été utilisés dans l'étude de projet du tunnel de la route des Nations. L'un d'eux est représentatif de la coupe de référence des modèles tridimensionnels (PR 640) et seul celui-ci sera présenté dans cet article.

La largeur totale de ce modèle est de 90 m, et sa hauteur est d'approximativement 50 m. Le maillage est raffiné à proximité du tunnel et consiste en 2920 éléments et 24 251 nœuds.

### 2.2.2 Modélisation des supports temporaires

Le soutènement provisoire composé de cintres métalliques et de béton projeté est modélisé au moyen d'éléments « poutres », d'inertie et rigidité équivalentes.

### 2.2.3 Phases de calcul

Les phases de calcul sont les suivantes:

- Initialisation de l'état de contraintes;
- Rabattement des aquifères.

Excavation des galeries de piédroit latérales:

- Excavation en utilisant le taux de déconfinement;
- Installation du soutènement provisoire;
- Construction des massifs d'appuis en béton armé dans les galeries de piédroit latérales pour servir de fondation au soutènement provisoire de calotte.

Excavation de la calotte:

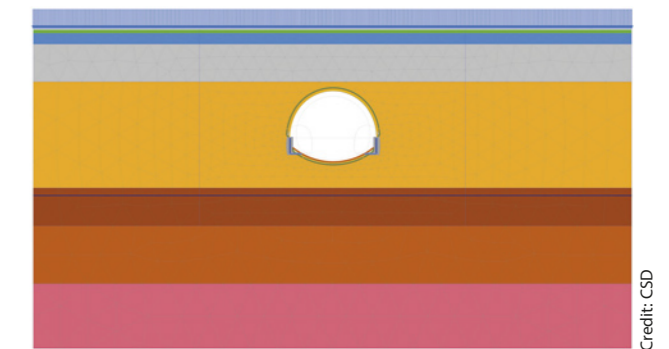
- Excavation en utilisant le taux de déconfinement;
- Installation du soutènement provisoire.

Excavation du stross:

- Excavation en utilisant le taux de déconfinement;
- Installation du soutènement provisoire.

Several two-dimensional finite element models were used in the Route des Nations tunnel design studies. One of these is representative of the midsection of the three-dimensional models (PR 640) and only this one will be presented for the purpose of this paper.

The total width of the model is 90 m and its height approximately 50 m. The mesh is refined in the vicinity of the tunnel. It consists of 2,920 elements and 24,251 bolts.



5 Modèle d'éléments finis 2D correspondant aux modèles d'éléments finis 3D  
2D finite element model in correspondence to the 3D finite element models

### 2.2.2 Modelling of Temporary Support

Temporary support consisting of steel arches and shotcrete is modelled by means of beam elements of equivalent inertia and rigidity. The bolts were not considered for use.

### 2.2.3 Calculation Phases

The calculation phases are as follows:

- Initialisation of stress state.
- Dewatering aquifers.

Excavation of the lateral adits:

- Excavation using a stress relaxation factor.
- Installation of primary support.
- Construction of the lateral foundations for the header's temporary support.

Excavation of the header:

- Excavation using a stress relaxation factor.
- Installation of primary support.

Excavation of the bench and the invert:

- Excavation using a stress relaxation factor.
- Installation of primary support.

## 3 Results and Discussion

### 3.1 Parallel Tunnelling of the Lateral Adits

As part of the design studies of the Route des Nations tunnel, the prediction of tunnelling-induced ground movements during excavation of the twin adits was carried out with numerical methods. The study allowed the effect of one



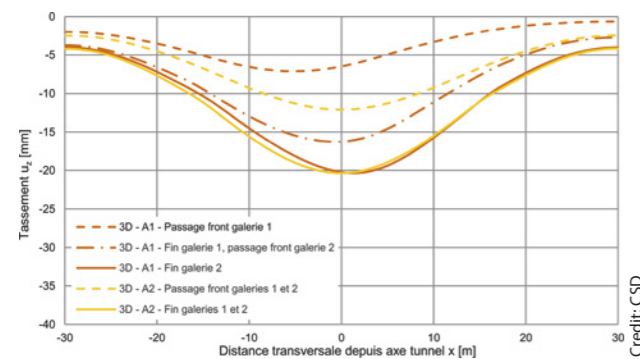
3 Résultats et discussion

3.1 Avancement des galeries latérales

Les prévisions de déformations du terrain induites durant l'excavation des deux galeries de piédroit latérales ont été effectuées par des méthodes numériques. L'étude a permis d'établir l'effet de l'avancement plus rapide d'une galerie par rapport à l'autre. Deux simulations ont ainsi été effectuées:

- Simulation A1 : Excavation de la galerie 2 avec un décalage de 30 m par rapport à la galerie 1 ;
- Simulation A2: Excavation des galeries 1 et 2 en parallèle.

Les profils des tassements de surface à la section PR 640 obtenus avec le modèle A, simulations A1 et A2, sont montrés en fig. 6. Les profils de tassement en surface sont donnés lorsque le front des galeries franchit la section de référence, ainsi qu'à la fin de l'excavation de chacune des galeries. La fig. 7 montre les profils de tassement de surface longitudinaux pour chacune des simulations A1 et A2. Enfin, les tassements de surface maximaux en fonction de l'avancement du front par rapport à la section de référence PR 640 sont montrés à la fig. 8 pour les simulations A1 et A2.



6 Profils transversaux des tassements de surface au PR 640 obtenus avec le modèle A (simulations A1 et A2)  
Transverse profiles of surface settlement at PR 640 obtained with model A (simulations A1 and A2)

Il est possible de voir sur les figures ci-dessus que les profils de tassement en surface à la fin de l'excavation ne sont pas influencés de manière notable par une différence de vitesse d'avancement des deux galeries de piédroit. Le tassement de surface maximal atteint en effet 20,4 mm dans les deux simulations. Il y a cependant une légère translation des profils de tassement vers la galerie 2 dans la simulation A1.

3.2 Ancrages du front d'attaque

L'impact du type de modélisation utilisés pour le boulonnage de front a été étudié en effectuant les simulations suivantes pour les modèles A et B:

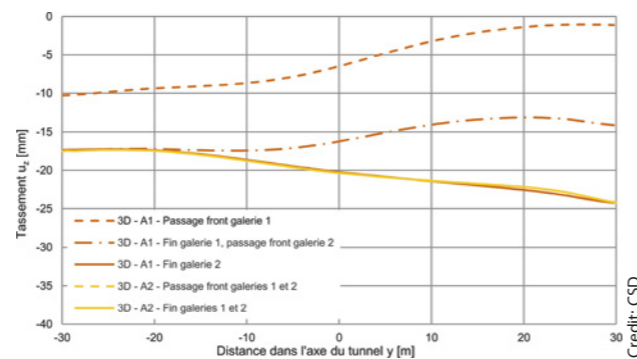
- Simulation A2: Le boulonnage de front est modélisé explicitement par des éléments de type « pieux intégrés »;
- Simulation B: Le boulonnage de front est modélisé implicitement par une pression équivalente du front déterminée selon Peila (1994).

adit being excavated faster than the other to be assessed. Two simulations were performed:

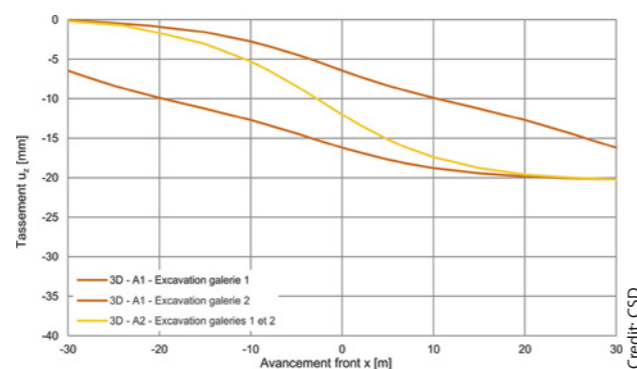
- Simulation A1: excavation of adit 2 with a delay of 30 m with respect to adit 1.
- Simulation A2: excavation of adits 1 and 2 in parallel.

The profiles of surface settlement at section PR 640 obtained with model A simulations A1 and A2 are shown in Fig. 6. The surface settlement troughs are given as the adit front passes the reference section and at the end of the excavation. Fig. 7 shows the longitudinal surface settlement profiles for both simulations A1 and A2. Finally, the maximum surface settlement as a function of the advancement of the excavation front with respect to reference section PR 640 is shown in the Fig. 8 for simulations A1 and A2.

From the above, it can be seen that the surface settlement troughs at the end of excavation are not notably influenced by a difference in productivity of the two adits and the maximum surface settlement reaches 20.4 mm in both simulations. There is however a slight translation of the surface settlement trough towards adit 2 in simulation A1.



7 Profils longitudinaux des tassements de surface obtenus avec le modèle A (simulations A1 et A2)  
Longitudinal profiles of surface settlement obtained with model A (simulations A1 and A2)



8 Tassements maximaux de surface en fonction de l'avancement de l'excavation du front d'attaque obtenus avec le modèle A (simulations A1 et A2)  
Maximum surface settlement as a function of excavation face advancement obtained with model A (simulations A1 and A2)

La comparaison des résultats entre ces deux modèles a été effectuée sur la base de l'extrusion du front.

L'impact de la modélisation des ancrages du front d'attaque sur l'extrusion du tunnel est montré ci-dessous.

Il apparaît que le choix de la modélisation du boulonnage de front a un effet notable sur l'extrusion maximale du front. En revanche, la cuvette de tassement en surface n'est que faiblement impactée.

3.3 Calibration du modèle bidimensionnel

La section de référence des profils de tassements tridimensionnels a été simulée par une analyse bidimensionnelle.

La méthode convergence-confinement a été utilisée dans la mesure où le soutènement provisoire est installé après un certain déconfinement du terrain. Les contraintes initiales sont ensuite complètement réduites, ce qui induit un chargement du soutènement provisoire. La valeur du taux de déconfinement dans l'analyse bidimensionnelle est attribuée en supposant que l'aire de section dA du profil de tassement est égale au volume par mètre dV/d d'une étape d'excavation donnée, calculée en utilisant le profil de tassement longitudinal.

La fig. 10 montre les profils bidimensionnels longitudinaux des tassements en utilisant 0,40 comme taux de déconfinement pour l'excavation des galeries et 0,20 pour l'excavation de la calotte et du stross du tunnel.

3.2 Face Bolting

The impact of the modelling approach for face bolting was investigated by performing the following types of simulations with models A and B:

- Simulation A2: face bolting modelled explicitly by embedded pile elements.
- Simulation B: face bolting modelled implicitly by an equivalent face retaining pressure determined according to Peila (1994).

Comparison of the results between models with embedded beam rows and face retaining pressure was performed by face extrusion.

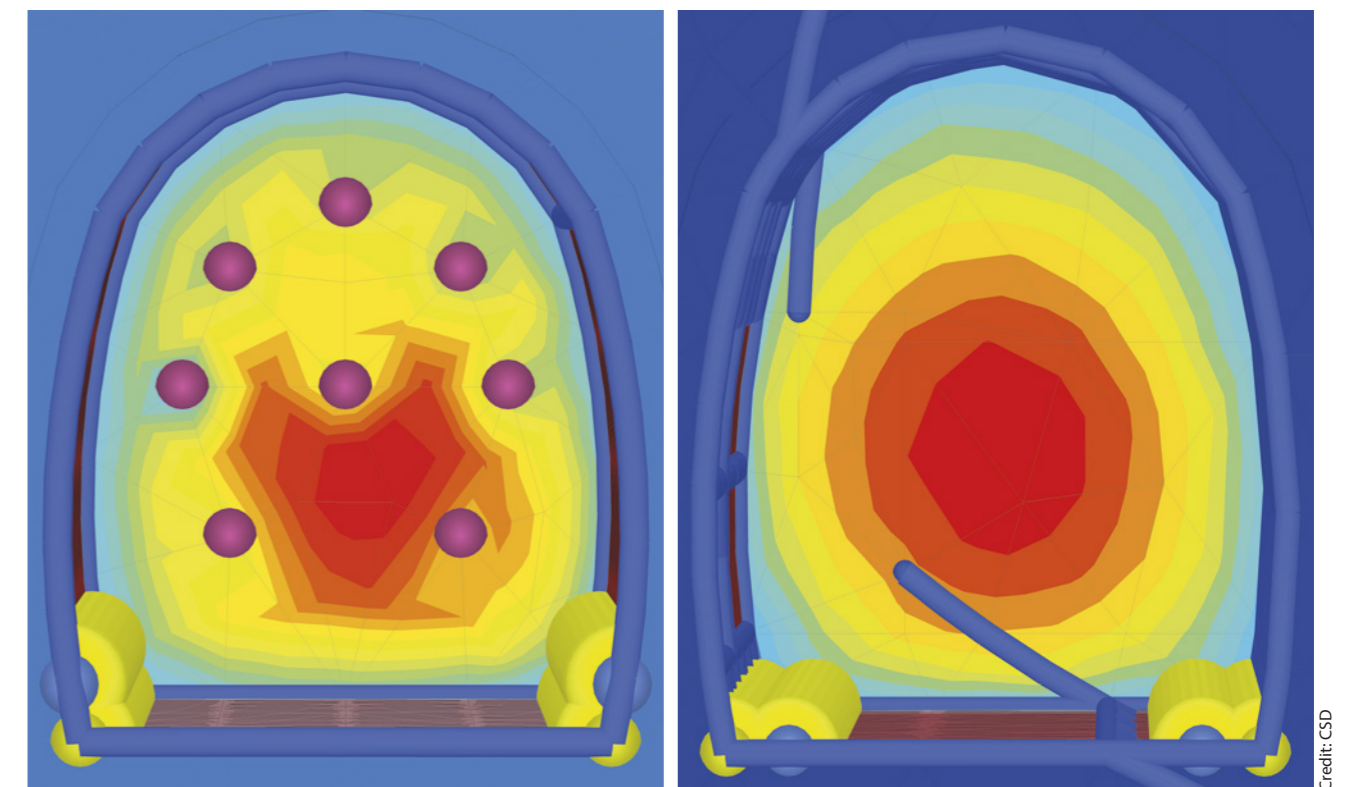
The impact of face-bolting modelling on extrusion of the tunnel face is shown below.

The modelling approach for face bolting has a notable impact on the front extrusion.

3.3 Two-Dimensional Model Calibration

The reference section three-dimensional settlement trough was simulated in a two-dimensional analysis.

To simulate the section in two-dimensional analyses, the so-called beta-method was used where the lining is installed after a prescribed amount of stress release. After installation of the lining, initial stresses are completely reduced and this induces loading of the temporary support.



9 Comparaison de l'extrusion du front du modèle A2 (à gauche) avec le modèle B (à droite)  
Front extrusion comparison in model A2 (to the left) and model B (to the right)

Modèle Model	Extrusion maximale [mm] Maximum Extrusion [mm]
Modèle A, simulation 2 Model A, simulation 2	10.8
Modèle B / Model B	50.8

**Table 1** Comparaison de l'extrusion maximale du front

**Table 1** Comparison of maximum face extrusion

De la figure ci-dessus, il est possible de voir que les profils de tassement bi- et tridimensionnels obtenus sont presque identiques en utilisant la méthode convergence-confinement. Cependant, la valeur du taux de déconfinement obtenue est dépendante de la phase d'excavation. De plus, force est de constater que cette valeur est significativement plus haute pour l'excavation des galeries latérales en raison de la plus faible rigidité du soutènement provisoire et de la taille plus petite de la section excavée pour un même pas d'excavation.

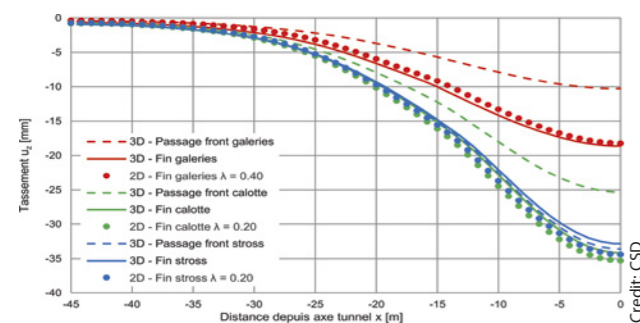
### 3.4 Procédure de surveillance

Selon la méthode précédemment présentée, les profils de tassement ont été déterminés pour six sections critiques bidimensionnelles distribuées sur toute la longueur du tunnel. Les résultats obtenus ont été utilisés pour déterminer les seuils de la procédure de surveillance.

Dans les faits, de nombreuses études (Peck 1969 et autres) ont prouvé que les tassements peuvent être décrits avec une bonne approximation en utilisant une fonction de probabilité normale de Gauss. Cette fonction a été calibrée sur les profils de tassement numériques par la méthode des moindres carrés selon l'approche de Peck. Cette approche a été prouvée comme reproduisant correctement les profils de tassement numériques.

Les tassements totaux et différentiels ainsi obtenus au droit de chaque bâtiment critique ont ensuite été utilisés pour déterminer respectivement leurs niveaux de risque et les seuils pour leurs procédures de surveillance.

Durant les travaux d'excavation, une surveillance continue des déformations dans le tunnel et en surface est effectuée.



**10** Profils transversaux des tassements de surface au PR 640 obtenus avec le modèle tridimensionnel B et le modèle bidimensionnel  
Transverse profiles of surface settlement at PR 640 obtained with three-dimensional model B and the two-dimensional model

The beta value in the two-dimensional analyses is assigned by assuming that the section area  $dA$  of the two-dimensional settlement trough is equal to the volume per meter  $dV/d$  of a given excavation step, calculated using the longitudinal settlement trough.

Fig. 10 shows the two-dimensional transversal settlement profiles using beta values of 0.40 for the excavation of the adits and 0.20 for the excavation of the header, bench and invert.

The above shows that the obtained three-dimensional and two-dimensional settlement troughs are almost identical using the beta method. The obtained beta value is however dependent on the excavation phase and it was found to be significantly higher for the excavation of the lateral adits due to the temporary support being more flexible.

### 3.4 Monitoring Procedure

Based on the previously discussed analysis, the settlement troughs were determined for six critical two-dimensional sections over the length of the tunnel. The obtained results were used in determining thresholds in the surface settlement monitoring procedure.

In fact, numerous studies (Peck 1969 and others) proved that the settlements can be described with a good approximation using a normal-probability Gaussian function. This function was calibrated on the numerical settlement troughs by being optimised with the least-squares method as per Peck's approach. The Peck approach was proven to correctly reproduce the numerical settlements troughs.

The obtained total and differential displacements at each critical building were used to determine their risk level and the thresholds for the monitoring procedure.

During the excavation works, continuous monitoring of the displacements in the tunnel and at the surface is carried out. The observed ground response is compared to the predicted one and the necessary modifications are planned to guarantee the excavation stability and limit the surface settlements.

## 4 Conclusion

From the numerical modelling performed during the design studies relating to the Route des Nations tunnel in Geneva, the following conclusions can be drawn:

The specific simplifying assumptions relating to the adits being excavated with differing productivity did not have any notable influence in the surface settlement trough.

The Peila approach to considering the face bolts did have an impact on the short-term settlement predictions. The mod-

elled front extrusion obtained by using this approach was lower than that obtained by explicitly modelling the face bolts.

The beta method was successfully used to calibrate the two-dimensional models.

Implementation of the determined thresholds in the surface settlement monitoring procedure was finally discussed.

The authors would like to thank Andrew Bourget for his guidance and contribution to the design studies of the Routes des Nations tunnel. They would also like to acknowledge the joint venture NATIF and the owner, République et Canton de Genève, Département des infrastructures (DI), Office cantonal du génie civil, Project manager Jorge Canameras.

The authors would like to thank Andrew Bourget for his guidance and contribution to the design studies of the Routes des Nations tunnel. They would also like to acknowledge the joint venture NATIF and the owner, République et Canton de Genève, Département des infrastructures (DI), Office cantonal du génie civil, Project manager Jorge Canameras.

## References

- [1] Anagnostou, G. & K. Serafeimidis, K. 2007. The Dimensioning of Tunnel Face Reinforcement. Under-Ground Space – The 4<sup>th</sup> Dimension of Metropolises, ITW World Tunnel Congress 2007.
- [2] Panet, M. 1995. Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence-Confinement. Ponts et Chaussée, Paris.
- [3] Peck, R.B. 1969. Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground. 7<sup>th</sup> ICSMFE State of the Art Volume: 225–290.
- [4] Peila, D. 1994. A Theoretical Study of Reinforcement Influence on Stability of Tunnel Face. Geotechnical and Geological Engineering 12(3):145–168.
- [5] Ramoni, M. & G. Anagnostou, G. 2014. Face Anchoring, Static Method of Working and Dimensioning. Swiss Tunnel Congress.

## DONNÉES DE PROJET

<b>Région</b>	Genève, Grand-Saconnex et Pregny-Chambésy
<b>Client</b>	République et canton de Genève, Département des infrastructures (DI), Office cantonal du génie civil
<b>Conception, supervision du site et gestion générale des travaux</b>	Groupe NATIF (ingénieurs civils T Ingénierie et CSD SA)
<b>Exécution</b>	Marti Tunnel AG
<b>Données clés</b>	Période des travaux: juin 2018 – octobre 2020 (creusement du tunnel)
	Début des travaux: juin 2018
	Coût des travaux: 128 Mio.
	Longueur: 491 m
	Section excavée: app. 120 m <sup>2</sup>
<b>Caractéristiques particulières</b>	Tunnel, environnement urbain, sols meubles, tassements de surface, modélisation numérique

## PROJECT DATA

<b>Region</b>	Geneva, Grand-Saconnex and Pregny-Chambésy
<b>Client</b>	République et Canton de Genève, Département des infrastructures (DI), Office cantonal du génie civil
<b>Design, site supervision and general construction management</b>	Joint venture NATIF (civil engineers T Ingénierie and CSD SA)
<b>Excavation</b>	Marti Tunnel AG
<b>Key data</b>	Construction Period: June 2018–October 2020 (excavation)
	Start of Operations: June 2018
	Construction Costs: 128 million Swiss francs
	Length: 491 m
	Excavated Cross Section: app. 120 m <sup>2</sup>
<b>Special features</b>	Tunnel, urban environment, soft soils, surface settlement, numerical modelling

Silvia Schoch Keller, dipl. Bau-Ing., Federal Institute of Technology, NDS BWI Federal Institute of Technology, Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH

Dominik Winkler, dipl. Ing., Construction and Environment, University of Innsbruck, Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH

Felix Gisler, dipl. Bau-Ing., Federal Institute of Technology, Wirtschafts-Ing. STV, Basler & Hofmann AG, Zürich/CH

## A6 Rubigen–Thun–Spiez, Instandsetzung Allmendtunnel

### A6 Allmendtunnel, Instandsetzung unter Betrieb, Herausforderungen und Erfahrungen

Der 950 m lange Allmendtunnel in Thun – 1971 eröffnet und damals als Tagbautunnel mit Zwillingsgewölbe und je zwei Fahrstreifen pro Röhre erstellt – muss nach über 40 Betriebsjahren umfassend instand gesetzt werden. Die Tunnelgewölbe sind – mit Spannweiten von 11,60 m und Dicken von 30 cm – sehr schlank. Weitere Herausforderungen ergeben sich aus dem darüber liegenden Waffenplatz Thun mit Panzerpisten über den Portalen und entlang des Tunnels.

## A6 Rubigen–Thun–Spiez, Rehabilitation of the Allmend Tunnel

### A6 Allmend Tunnel, Rehabilitation under Traffic – Challenges and Experience

After more than 40 years of operation, the 950 m long Allmend Tunnel in Thun – opened to traffic in 1971, and constructed at that time in the form of a cut-and-cover tunnel with twin roofs, and with two lanes per tunnel – requires comprehensive rehabilitation. The tunnel roofs are – with spans of 11.60 m and thicknesses of 30 cm – very slender. Further challenges result from the Thun military training grounds, located above the tunnel, with tank routes above the portals and along the course of the tunnel.

#### 1 Einleitung

Der Allmendtunnel ist Bestandteil der Schweizer Autobahnverbindung von Bern Richtung Spiez–Interlaken (Berner Oberland) und liegt am Stadtrand von Thun (ca. 30 km südlich von Bern). Der 950 m lange Tagbautunnel mit je zwei Spuren pro Fahrtrichtung wurde ab 1968 in einer offenen, ca. 7 m tiefen Baugrube in 76 Blöcken von je ca. 12,5 m Länge erstellt und 1971 eröffnet [1] (Bild 1).

Das Tunnelgewölbe ist mit einer Spannweite von 11,60 m und einer Dicke von 30 cm sowie entsprechendem Verhältnis von 1 : 38 sehr schlank im Vergleich zu heute empfohlenen Schlankheits-Richtwerten von h/l von 1 : 25 für einfeldrige Platten [2]. Die Foundation des Gewölbe- beziehungsweise des Kämpferfusses ist hochliegend, im Bereich der damaligen Baugrubenböschung. Die Firstüberdeckung beträgt durchschnittlich 1,5 m. Über dem Allmendtunnel befindet sich der Waffenplatz Thun mit einer Panzerpiste

#### 1 Introduction

The Allmend Tunnel is part of the Swiss motorway link from Bern in the direction of Spiez–Interlaken (Bernese Oberland) and is situated on the edge of Thun (around 30 km to the south of Bern). This 950 m cut-and-cover tunnel, with two lanes per direction of travel, was constructed from 1968 onward in an open excavation pit of approx. 7 m depth in 76 sectors, each of approx. 12.5 m in length, and opened to traffic in 1971 [1] (Figure 1).

With a span of 11.60 m and a thickness of 30 cm, and a corresponding ratio of 1:38, the tunnel roof is extremely slender compared to the reference slenderness ratios nowadays recommended of h/l of 1:25 for single-panel slabs [2]. The foundation of the roof, or rather of the spring line base, is elevated, being located in the vicinity of the former bank of the excavation pit. The average crown cover is 1.5 m. The Thun military training facility is located above the Allmend Tunnel,

## A6 Rubigen – Thoun – Spiez, réfection du tunnel de l'Allmend

### Tunnel de l'Allmend sur l'A6, réfection sans interruption du trafic, défis et retours d'expérience

Le tunnel de l'Allmend près de Thun a été ouvert en 1971. Long de 950 m, ce tunnel à voûtes jumelles accueillant deux voies de circulation chacune a été réalisé autrefois en tant que tranchée couverte. Il doit être entièrement rénové après 40 années de service. Les voûtes du tunnel sont très minces, avec une épaisseur de 30 cm pour une envergure de 11,60 m. D'autres défis ont dû être surmontés compte tenu du terrain militaire de Thun placé au-dessus avec ses pistes de chars au niveau des portails et le long du tunnel.

Les études d'état et statiques ont pu mettre en lumière les dommages observés notamment sur le béton sous l'effet du chlore et des sels de déneigement, mais aussi les insuffisances concernant la portance (contraintes de la piste de chars) et la conformité réglementaire (gabarit, ventilation). Les nombreuses mesures de réfection pour le tunnel de l'Allmend ont été définies comme suit:

- I) abaissement des voies de circulation d'env. 50 cm (-> plus grand gabarit),
- II) nouvelles fondations (plus profondes) pour les parois extérieures et intermédiaires,
- III) renforcement de la paroi intermédiaire et de la voûte (béton préfabriqué SCC),
- IV) nouvelle construction des accotements (conduites incl.), niches SOS et portes d'évacuation.

En raison de la forte charge que représente le trafic routier (env. 45 000 véhicules par jour) et dans le but de respecter les exigences du maître d'ouvrage OFROU – notamment «des travaux sans bouchon», un contournement provisoire sur deux voies a été mis en place avant les travaux de réfection proprement dits.

Les coûts pour la réfection du tunnel de l'Allmend s'élèvent à env. 44 millions de francs (hors TVA) et env. 20 millions de francs pour le contournement provisoire.

Comme il fallait toujours maintenir ouvert le trafic dans la galerie voisine, les travaux de réfection ont dû intégrer «des mesures de protection des installations contre tout risque de dommage causé par les travaux». Cela a pu être réalisé en suivant le processus suivant: 1) travaux de préparation (enlèvement du béton sur la paroi intermédiaire et la voûte), 2) jet grouting (amélioration du sol) sous les parois extérieure et intermédiaire, 3) démolition des voies de circulation/accotements, 4) reprise en sous-œuvre de la paroi extérieure, 5) nouvelle paroi extérieure, 6) nouvelles niches SOS, 7) reprise en sous-œuvre de la paroi intermédiaire, 8) béton préfabriqué SCC sur la paroi intermédiaire, 9) béton préfabriqué SCC sur la voûte, 10) réalisation des accotements/voies de circulation, 11) revêtement du tunnel.

Les défis rencontrés durant les travaux de réfection du tunnel de l'Allmend (première galerie) resté en service ont pu être surmontés – comme les fissures au sommet de la voûte, l'amélioration du sol (jet grouting) et les travaux réalisés à l'aide de béton préfabriqué SCC (béton spécial) – tout en maintenant la circulation toujours dans de bonnes conditions de sécurité et sans créer de véritable bouchon. La première galerie remise en état a pu être livrée dans les délais mi-février 2019 pour les travaux EES (équipements d'exploitation et de sécurité) avant d'être rendue à la circulation en mai 2019.

## A6 Rubigen – Thun – Spiez, riparazione della galleria Allmend

### Galleria Allmend A6, riparazione in esercizio, sfide ed esperienze

La galleria Allmend di Thun lunga 950 m – inaugurata nel 1971 e realizzata al tempo quale galleria a cielo aperto con volta doppia e due corsie di marcia per canna – deve essere completamente riparata dopo oltre 40 anni di esercizio. Le volte della galleria – con campate di 11,60 m e spessori di 30 cm – sono molto sottili. Delle ulteriori sfide derivano dalla soprastante piazza d'armi di Thun con piste per carrarmati sui portali e lungo la galleria.

Alla luce delle condizioni e delle analisi statiche, sono stati rilevati in particolare dei danni al calcestruzzo in seguito agli effetti del sale antigelo/del cloruro e deficit relativi alla sicurezza portante (sollecitazione della pista per carrarmati) e alla conformità alle direttive (profilo limite, ventilazione). Le vaste misure di riparazione per la galleria Allmend sono state determinate di conseguenza:

- I) Abbassamento della carreggiata di circa 50 cm (-> profilo limite maggiore)
- II) Nuove fondamenta (più profonde) per i muri centrali ed esterni
- III) Rafforzamento del muro centrale e della volta (calcestruzzo autocompattante/SCC)
- IV) Nuova costruzione delle banchine (cavi inclusi), nicchie SOS e porte di fuga

Alla luce del notevole traffico (circa 45 000 veicoli al giorno) e dell'obbligo di rispettare le disposizioni del committente della costruzione USTRA – come «costruire senza causare incolonnamenti» –, prima della riparazione della galleria vera e propria è stata realizzata una circonvallazione provvisoria a due corsie.

I costi per la riparazione della galleria Allmend ammontano a circa 44 milioni di franchi (IVA esclusa), oltre a circa 20 milioni di franchi per la circonvallazione provvisoria.

Dato che si doveva garantire sempre la circolazione nelle canne vicine, nei lavori di riparazione si è dovuta prestare attenzione alla «protezione degli impianti dai danni causati dai lavori edili». Questo si è potuto garantire con la procedura edile seguente: 1. Lavori di preparazione (rimozione del calcestruzzo dal muro centrale, volta), 2. Gettata (miglioramento della base della costruzione) sotto al muro esterno e centrale, 3. Demolizione della carreggiata/banchina, 4. Sottofondazione del muro esterno, 5. Nuovo muro esterno, 6. Nuove nicchie SOS, 7. Sottofondazione del muro centrale, 8. Calcestruzzo autocompattante (SCC) per il muro centrale, 9. Calcestruzzo autocompattante (SCC) per la volta, 10. Realizzazione della banchina/carreggiata, 11. Rivestimento della galleria.

Le sfide incontrate durante i lavori di riparazione della galleria Allmend (prima canna) in esercizio – come le crepe nel colmo della volta, i miglioramenti della base della costruzione (gettata) e i lavori con il calcestruzzo autocompattante (calcestruzzo speciale) – sono state vinte con successo e la circolazione stradale è sempre stata mantenuta in modo sicuro e senza incolonnamenti degni di nota. La prima canna della galleria riparata è stata consegnata puntualmente a metà febbraio 2019 per i lavori agli impianti di esercizio e sicurezza e sarà riaperta al traffico nel maggio 2019.

über dem Nord- und Südportal und einer Panzerpiste (SIM-Piste) in wenigen Metern Entfernung parallel zum Tunnel.

**1.1 Instandsetzungsbedarf**

Nach über 40 Betriebsjahren und stark zunehmender Verkehrsbelastung ist der Allmendtunnel in die Jahre gekommen. Im Rahmen der Projektierung für die Instandsetzung des gesamten Autobahnabschnitts Rubigen–Thun–Spiez wurde auch der Allmendtunnel umfangreichen Untersuchungen unterzogen betreffend Statik sowie Richtlinienkonformität wie auch betreffend Dauerhaftigkeit. Diese Untersuchungen sowie die Festlegung der Instandsetzungsmassnahmen sind im WTC-2013-Beitrag «Swiss Motorway N06, Repair of the Allmend Tunnel» beschrieben [1].

Der vorliegende Beitrag zur Instandsetzung Allmendtunnel beschreibt die Ausführung der Instandsetzungsmassnahmen und die dabei gemachten Erfahrungen.

Aufgrund der Zustands- und der statischen Untersuchungen wurden insbesondere Betonschäden infolge Tausalz-/Chlorideinwirkungen sowie Defizite betreffend Tragsicherheit (Belastung durch Panzerpiste) und Richtlinienkonformität (Lichtraumprofil, Lüftung) festgestellt und im Überprüfungsbericht festgehalten [4]. Auf dieser Basis wurde der Instandsetzungsbedarf festgelegt (Tabelle 1, Bild 2):

Instandsetzungsbedarf Need for Rehabilitation	Instandsetzungsmassnahmen Rehabilitation Provisions
Betonschäden (Mittelwand/Gewölbe/Kämpfer schadhaft) Damage to concrete (centre wall/vault/spring line damaged)	Komplettsanierung Complete rehabilitation
Tragsicherheitsdefizite (asymmetrische Verkehrs-/Panzerlasten) Deficits in load-bearing capacity (asymmetrical traffic/tank loads)	Gewölbe verstärken, Panzerpisten verschieben Reinforcement of vault, relocation of tank routes
Lichtraumprofil (LRP) zu niedrig (nicht mehr norm-/richtlinienkonform) Unobstructed clearance (UC) too restricted (no longer conformant to standards/codes of practice)	LRP erhöhen, Fahrbahn absenken Increase UC, lower roadway
Lüftung nicht mehr normkonform Ventilation no longer conformant to standards	Betriebs- und Sicherheitsanlagen ersetzen Replace operational and safety equipment and systems

Tabelle 1 Allmendtunnel, Thun, Instandsetzungsbedarf/-massnahmen, Übersicht

Table 1 Allmend Tunnel, Thun, Rehabilitation needs / provisions-Overview

**1.2 Instandsetzungsmassnahmen**

Die umfangreichen Instandsetzungsmassnahmen (Bild 3) für den Allmendtunnel (Massnahmenprojekt) waren:

- I Fahrbahnabsenkung um ca. 50 cm (→ grösseres Lichtraumprofil)
- II neue (tiefer liegende) Fundamente für Mittel- und Außenwände
- III Verstärkung von Mittelwand und Gewölbe (SCC-Vorbeton)
- IV Neubau der Bankette (inkl. Leitungen), SOS-Nischen sowie Fluchttüren

with a tank route above the north and the south portal and another tank route (SIM-piste) running parallel to the tunnel at a distance of a few metres.

**1.1 The Need for Rehabilitation**

After more than 40 years of operation, with heavily increasing traffic burdens, the Allmend Tunnel is now showing its age. In the context of planning of rehabilitation of the entire Rubigen–Thun–Spiez motorway section, the Allmend Tunnel has also been submitted to extensive inspections for structural stability, conformity with standards, and durability. These investigations and the definition of the rehabilitation provisions are described in the WTC 2013 article “Swiss Motorway N06, Repair of the Allmend Tunnel” [1].

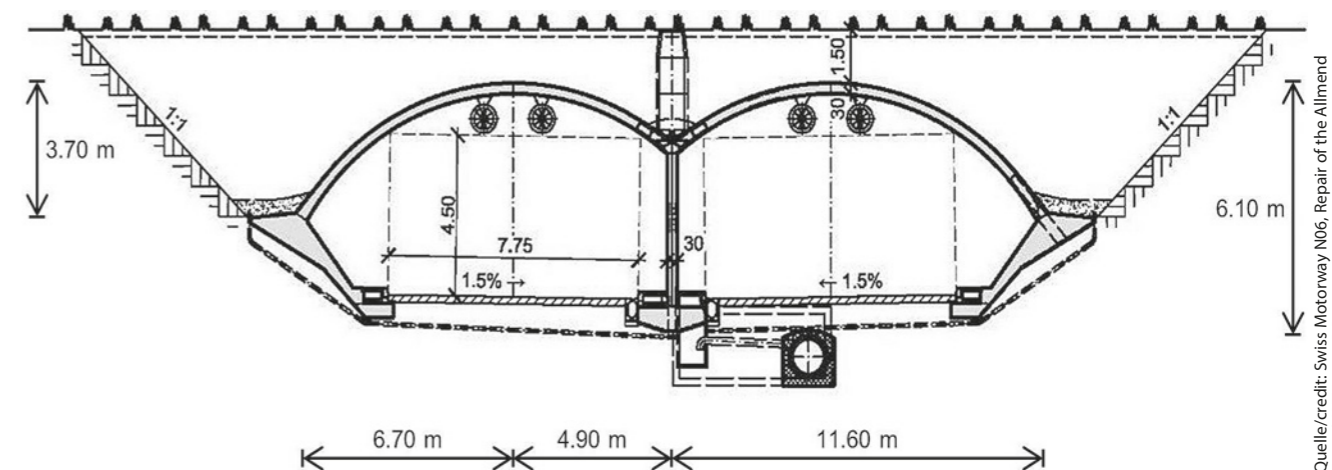
This article on the rehabilitation of the Allmend Tunnel describes the implementation of the rehabilitation provisions and the experience gained in this context.

The condition and structural inspections ascertained, in particular, damage to concrete caused by de-icing salt/chloride attack, and also deficits in load-bearing capacity (loads exerted from the tank route) and in conformity to relevant standards and codes (unobstructed clearance, ventilation), all of which were recorded in the inspection report [4]. The need for rehabilitation was defined on this basis (Table 1, Figure 2):

**1.2 Rehabilitation Provisions**

The extensive rehabilitation provisions (Figure 3) for the Allmend Tunnel (rehabilitation project) took the form of:

- I Lowering of the roadway by approx. 50 cm (→ greater unobstructed clearance)
- II New (lower) foundations for centre and outer walls
- III Reinforcement of the centre wall and vault (in situ SCC concrete)
- IV Construction of new road shoulder (incl. conduits), SOS bays and escape doors



1 Allmendtunnel, Thun (Baujahr 1969/70), bestehendes Bauwerk  
The Allmend Tunnel, Thun (constructed 1969/70), existing structure

Die Autobahn bei Thun wird von ca. 45 000 Fahrzeugen pro Tag benutzt, wobei insbesondere bei schönem Wetter am Wochenende viel Freizeit- und Ausflugsverkehr zu verzeichnen ist [3]. Aufgrund dieser Verkehrsbelastung und weil die Vorgaben des Bauherrn ASTRA (Bundesamt für Strassen) wie

- «bauen, ohne zu stauen» und
- «Kapazität der Nationalstrasse muss so hoch wie möglich bleiben»

einzuhalten waren, wurde vor der eigentlichen Tunnel-Instandsetzung eine provisorische zweispurige Umfahrung erstellt (Bild 4). Damit wird die nötige Kapazität von zwei Fahrspuren pro Richtung auch in Hauptverkehrszeiten gewährleistet, während eine Tunnelröhre für die Bauarbeiten gesperrt ist.

Die Projektierung für die Instandsetzung des Allmendtunnels wurde 2010 aufgenommen. Und die Ausführung ist – nach einem Jahr Baustartverschiebung (aus Finanzierungsgründen) – seit Januar 2017 durch die ARGE Allmendtunnel im Gang (Federführung Frutiger AG, Thun, mit Marti AG, Bern, und Kibag AG, Bern).

Nachdem die Umfahrung erstellt und der Verkehr umgeleitet war, wurden die Instandsetzungsarbeiten in der ersten Röhre (Richtung Spiez, «Rita») von November 2017 bis Februar 2019 ausgeführt. Seit Mai 2019 sind die Sanierungsarbeiten in der zweiten Röhre (Richtung Bern, «Leo») im Gang. Und es ist geplant, dass beide Röhren des Allmendtunnels per Oktober 2020 instand gesetzt sind und die Umfahrung bis Dezember 2020 rückgebaut ist (Bild 5).

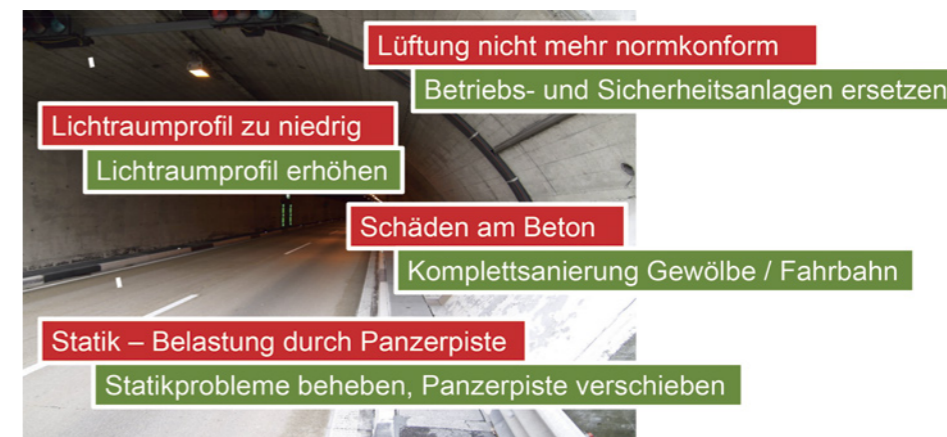
In the Thun area, this motorway is used by around 45,000 vehicles daily, with high levels of leisure and excursion traffic, in good weather, in particular [3]. In view of this traffic burden, and due to the necessity of adhering to the requirements of the client, the Federal Roads Office (FEDRO), such as

- “Build without traffic jam” and
- “The capacity of the national highway must remain as high as possible”

a temporary two-lane diversion was firstly implemented prior to the actual tunnel rehabilitation (Figure 4). The necessary capacity of two lanes per direction thus remained assured, while one tunnel was closed to permit rehabilitation work.

Planning of the rehabilitation of the Allmend Tunnel began in 2010. After a year of postponement (for financial reasons), implementation by the ARGE Allmendtunnel consortium (consortial leadership: Frutiger AG, Thun, along with Marti AG, Bern and Kibag AG, Bern) has been ongoing since January 2017.

After completion of the diversion and the rerouting of traffic, rehabilitation work in the first tunnel (in the direction of



2 Allmendtunnel, Thun, Instandsetzungsbedarf (rot) und -massnahmen (grün), Übersicht  
The Allmend Tunnel, Thun, Schedule of rehabilitation needs (red)/ provisions (green), overview

## 2 Bauablauf Instandsetzung erste Röhre (Richtung Spiez, «Rita»)

Weil das bestehende Tunnelgewölbe Tragsicherheitsdefizite aufweist und weil sowohl in der Nachbarröhre als auch auf der seitlich oberhalb liegenden Umfahrung der Verkehr stets aufrechterhalten werden muss, ist bei allen Instandsetzungsarbeiten «der Schutz der bestehenden Anlagen ... vor Beschädigungen durch Bauarbeiten» zu berücksichtigen.

Nach den vorbereitenden Betonabtragarbeiten (inkl. Verbundeisen) (1) wurden Jettingsäulen (Baugrundverbesserung) mit 400 bar unter der Aussen- und Mittelwand erstellt (2). Dann wurde die Fahrbahn abgebrochen und – im Hinblick auf die Absenkung – bis Oberkante bestehende Hauptentwässerungsleitung ausgehoben (3) (Bild 6.1).

Das schräge Kämpferfundament wurde abgebrochen (4a) und in Unterfangungsbauweise das Fundament für die vertikale Aussenwand (4b) erstellt. Das Mittelwandfundament wurde etappiert und im Pilgerschrittverfahren abgebrochen (5a) und unterfangen, das heisst, das neue, tiefer liegende Mittelwandfundament (5b) in Etappen von ca. 2,6 m Länge erstellt (Bild 6.2).

Anschliessend wurde die neue Aussenwand betoniert (7) und sowohl Mittelwand (8) wie auch Gewölbe (9) mit 15 cm selbstverdichtendem Vorbeton verstärkt («self compacting concrete», SCC) (Bild 6.3).

Schliesslich wurden die neuen Bankette (inkl. Werkleitungs-Leerrohren) erstellt (10a), die Betonfahrbahn eingebracht (10b), die Tunnelbeschichtung (11a) aufgetragen und

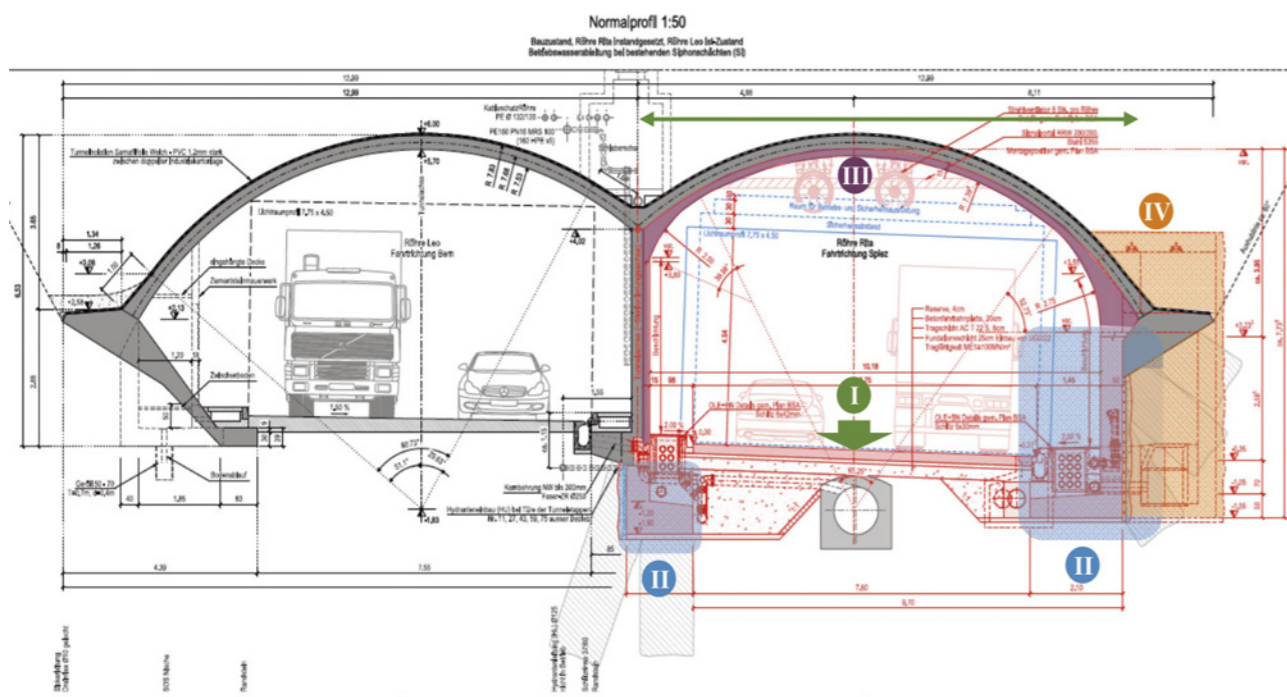
Spiez, «Rita») was conducted in the November 2017 to February 2019 period. Rehabilitation work in the second tunnel (in the direction of Bern, «Leo») has been proceeding since May 2019. It is planned that both tubes of the Allmend Tunnel will be repaired by October 2020 and that the diversion will be dismantled by December 2020 (Figure 5).

## 2 Construction Procedure for Rehabilitation of the First Tube (towards Spiez, «Rita»)

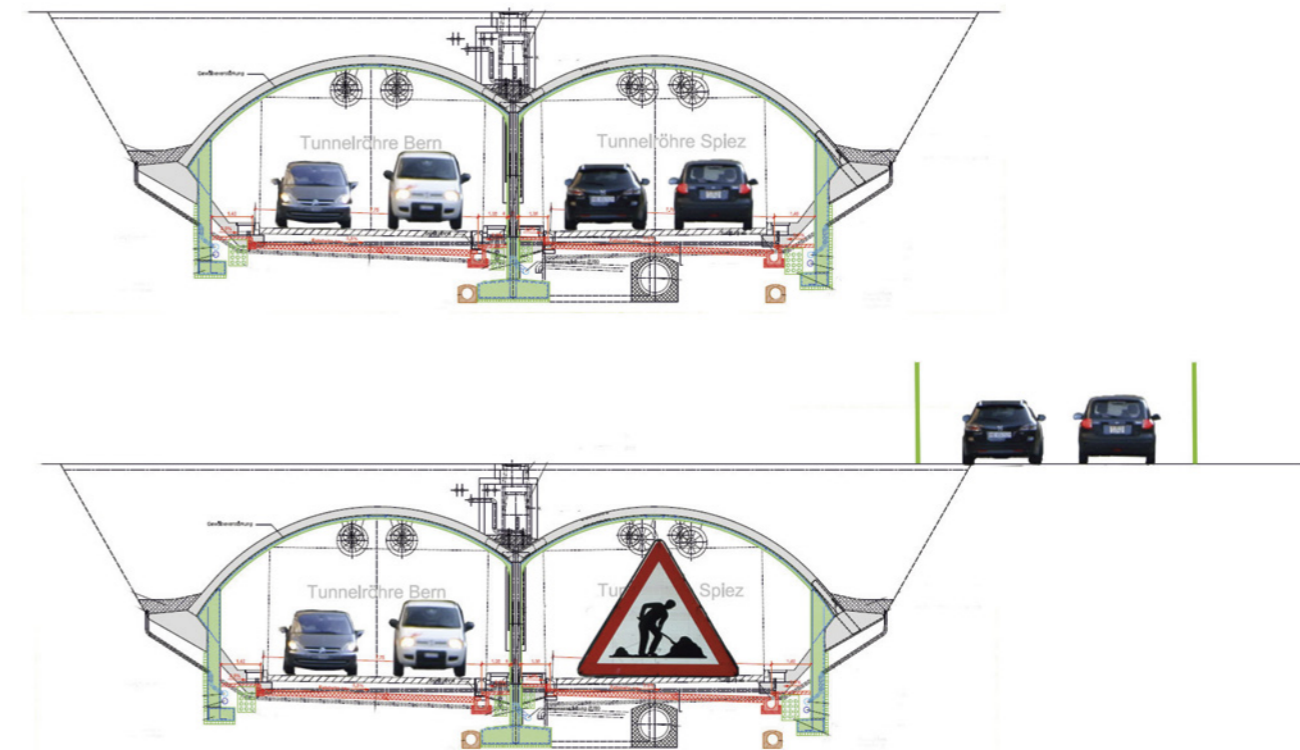
Because the existing tunnel vault exhibits structural-safety deficits, and because the passage of traffic both in the adjacent tunnel and on the diversion located above and to the side must be maintained at all times, «The protection of the existing facilities... against damage caused by the works» must be taken into account for all rehabilitation work.

Following the preparatory work to remove damaged concrete (incl. rebar) (1), jet-grouting columns (for improvement of the ground) were created at 400 bar under the outer and centre wall (2). The roadway was then demolished and – in view of the lowering – excavated down to the top of the existing main-drainage pipe (3) (Figure 6.1).

The sloping abutment was demolished (4a) and the foundation for the vertical outer wall (4b) created by underpinning. The centre-wall foundation was divided into stages and demolished (5a) in reciprocating steps (so called «pilgrim steps method») and underpinned; in other words, the new, lower centre-wall foundation (5b) was created in phases of approx. 2.6 m in length (Figure 6.2).



3 Allmendtunnel, Thun, Instandsetzungsmassnahmen  
The Allmend Tunnel, Thun, rehabilitation provisions



4 Allmendtunnel, Thun, Verkehrsführung normal und während Bauphase

The Allmend Tunnel, Thun, Traffic routing: normal and during the rehabilitation phase

die Lüftungs- sowie Signalvorrichtungen montiert (11b) (Bild 6.4).

Nach Abschluss der Sanierung der ersten Röhre (Richtung Spiez) wurde der Verkehr Richtung Bern in die instand gesetzte Röhre verlegt. Die Instandsetzung der zweiten Röhre (Richtung Bern) wird nun analog ausgeführt (Mai 2019–Juli 2020) mit dem Ziel, den vollständig sanierten Allmendtunnel im Oktober 2020 dem Verkehr zu übergeben (Bild 7).

Neben den speziellen Tunnel-Instandsetzungs-Herausforderungen, auf die im folgenden Kapitel eingegangen wird, seien auch die laufenden Herausforderungen erwähnt, die sich nicht nur auf den Schutz der bestehenden Anlagen zwecks Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs (Nachbar-röhre sowie Umfahrung) beschränken:

- die Aufrechterhaltung des Panzerübungsbetriebs auf dem Waffenplatz Allmend;
- die Minimierung der Beeinträchtigung der Freizeitaktivitäten (freie Panzerpisten: Jogger, Inlineskater, Hundebesitzer u. Ä.);
- die Berücksichtigung der Kleinflugzeug-Starts und -Landungen auf dem Flugfeld Allmend (Betriebszeiten, Höhenbegrenzungen für Installationen u. Ä.);
- die engen Platzverhältnisse im Tunnel mit Aufrechterhaltung einer Notfallspur (innert 15 Min. befahrbar, lichte Breite 3,50 m/Höhe 4,50 m);
- die anspruchsvolle Baustellenlogistik infolge Linienbau-stelle und Abhängigkeit der einzelnen Bautätigkeiten (Bau-Takt u. Ä.).

The new outer wall was then concreted (7) and both the centre wall (8) and the vault (9) reinforced with 15 cm of self-compacting in situ concrete (SCC) (Figure 6.3).

Finally, the new road shoulder (incl. vacant service conduits) was created (10a), the concrete roadway installed (10b), the tunnel coating applied (11a) and the ventilation and signaling equipment installed (11b) (Figure 6.4).

After completion of the rehabilitation of the first tube (traffic direction Spiez), traffic in the direction of Bern was re-routed into the repaired tube. Rehabilitation of the second tube (toward Bern) is now proceeding analogously (May 2019 to July 2020), with the aim of opening the fully rehabilitated Allmend Tunnel to traffic in October 2020 (Figure 7).

In addition to the special challenges of tunnel rehabilitation, which are discussed in the following section, the ongoing challenges, which are not only restricted to the protection of the existing tunnel facilities for the purpose of maintaining road traffic (adjacent tube and diversion), should also be mentioned:

- Continuation of tank exercises at the Waffenplatz Allmend military facility;
- Minimisation of impairment of leisure activities (vacant tank routes: joggers, in-line skaters, dog owners, and similar);
- The consideration of light aircraft take-offs and landings on the Allmend airfield (operating times, height limits for installations, equipment and similar);

Jahr	2017				2018				2019				2020			
Quartal	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Bau Verkehrskorridor (prov. Umfahrung)																
Bauarbeiten Tunnelröhre Fahrtrichtung Spiez (RITA)																
BSA Arbeiten																
Bauarbeiten Tunnelröhre Fahrtrichtung Bern (LEO)																
BSA Arbeiten																
Allmendtunnel instandgesetzt (beide Röhren)																
Rückbau Verkehrskorridor (prov. Umfahrung)																

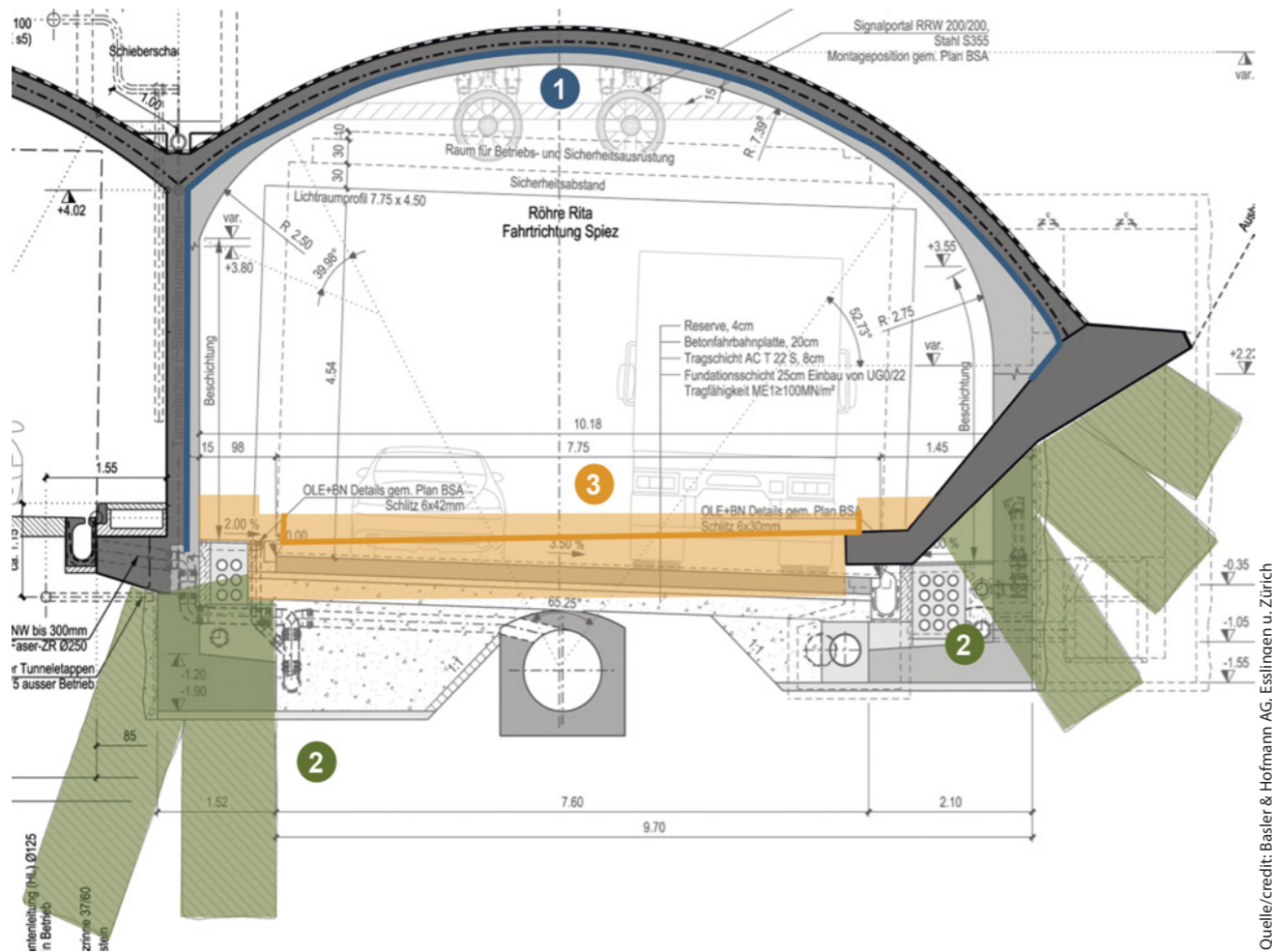
4./6.06.2019

5 Allmendtunnel, Thun, Terminplan Instandsetzung  
The Allmend Tunnel, Thun, rehabilitation schedule

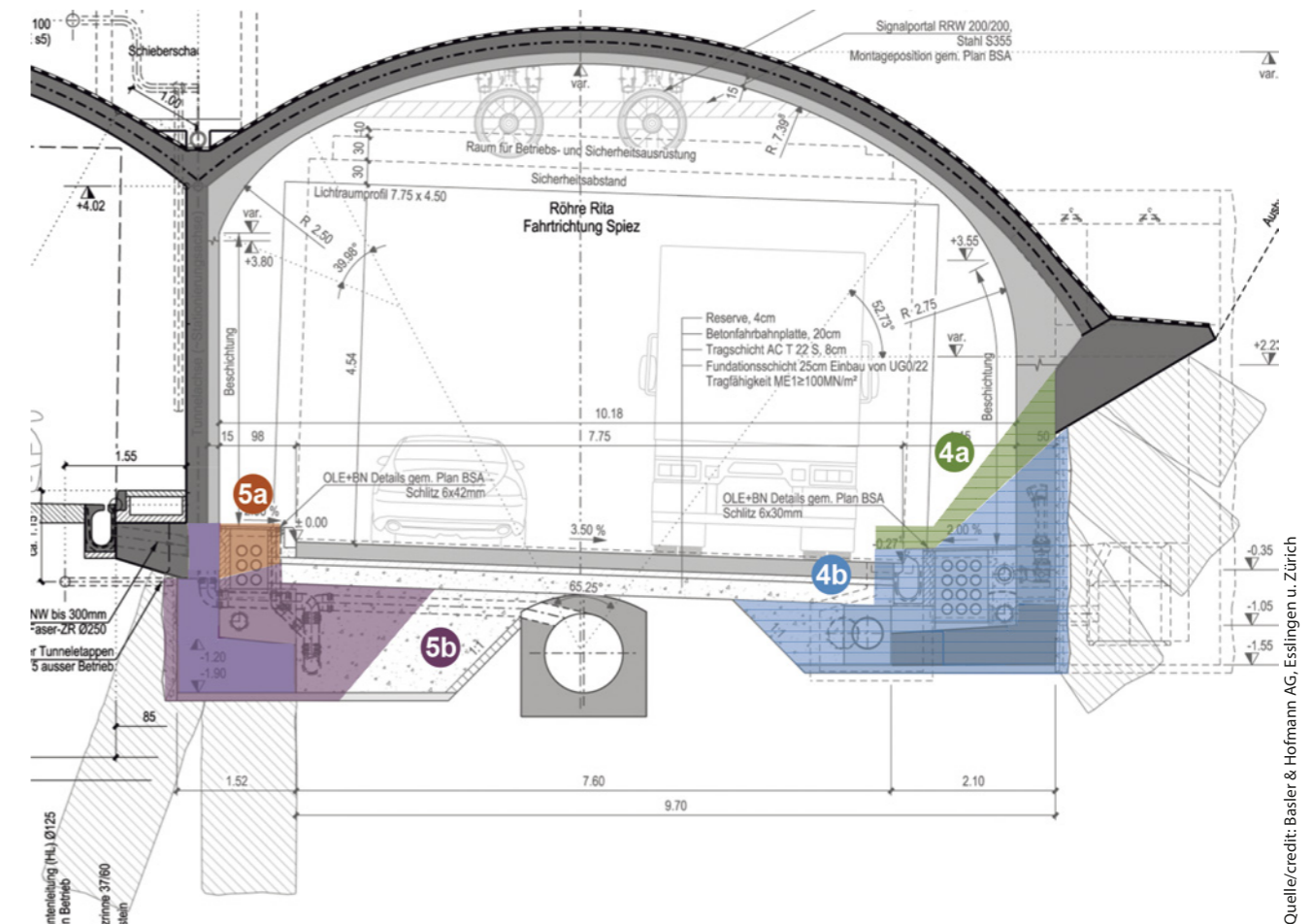
3 Herausforderungen: Riss im First, Jetting und SCC-Vorbeton

Bekanntlich gibt es während der Ausführung Unvorhergesehenes oder spezielle technische und/oder vertragliche Herausforderungen. Eine Auswahl wird im Folgenden technisch erläutert, vertragliche Aspekte werden stichwortartig erwähnt.

- The constricted space in the tunnel, including maintenance of an emergency-stop lane (available for vehicles within 15 min., unobstructed width 3.5 m/height 4.5 m);
- Demanding site logistics, resulting from the linear site and the interdependence of the individual on-site activities (building-work cycles and similar).



6.1 Allmendtunnel, Thun, Bauablauf (1/4)  
The Allmend Tunnel, Thun, sequence of work (1/4)



6.2 Allmendtunnel, Thun, Bauablauf (2/4)  
The Allmend Tunnel, Thun, sequence of work (2/4)

3.1 Riss im First (Unvorhergesehenes)

Während der Vorbereitungsarbeiten in der ersten Röhre, insbesondere nach dem Höchstdruck-Wasserstrahl-Betonabtrag (HDW-Abtrag, ca. 2 cm bis maximal auf die Bewehrungsoberfläche), wurde am 8. Dezember 2017 ein Riss im Gewölbefirst in mehreren Tunnelblöcken festgestellt (Bild 8a).

Umgehend wurden Rissaufnahmen und Kernbohrungen (Bild 8b) ausgeführt mit der Erkenntnis, dass während des damaligen Baus im First ein Elektro-Hüllrohr (Durchmesser ca. 4.5 cm) eingelegt worden war, was weder aus den Archiplänen ersichtlich noch aus den Zustands- bzw. Rissaufnahmen erkennbar war.

Die aufgrund der beim Projektingenieur gespeicherten Finite-Elemente-Modelle sofort durchgeführten, aktualisierten statischen Berechnungen dienten als Entscheidungsgrundlage, auch für Bauherr und Prüfungieur. Denn bereits drei Arbeitswochen später (ab 15. Januar 2018) war der Beginn der Jettingarbeiten geplant mit 400 bar – und damit nicht auszuschliessenden baubedingten Verformungen.

Die neuen FE-Berechnungen mit geschwächtem First-Betonquerschnitt ergaben, dass sowohl horizontale Kämpfer-

3 Challenges: Crack in the Roof, Jet-Grouting and In Situ SCC Concrete

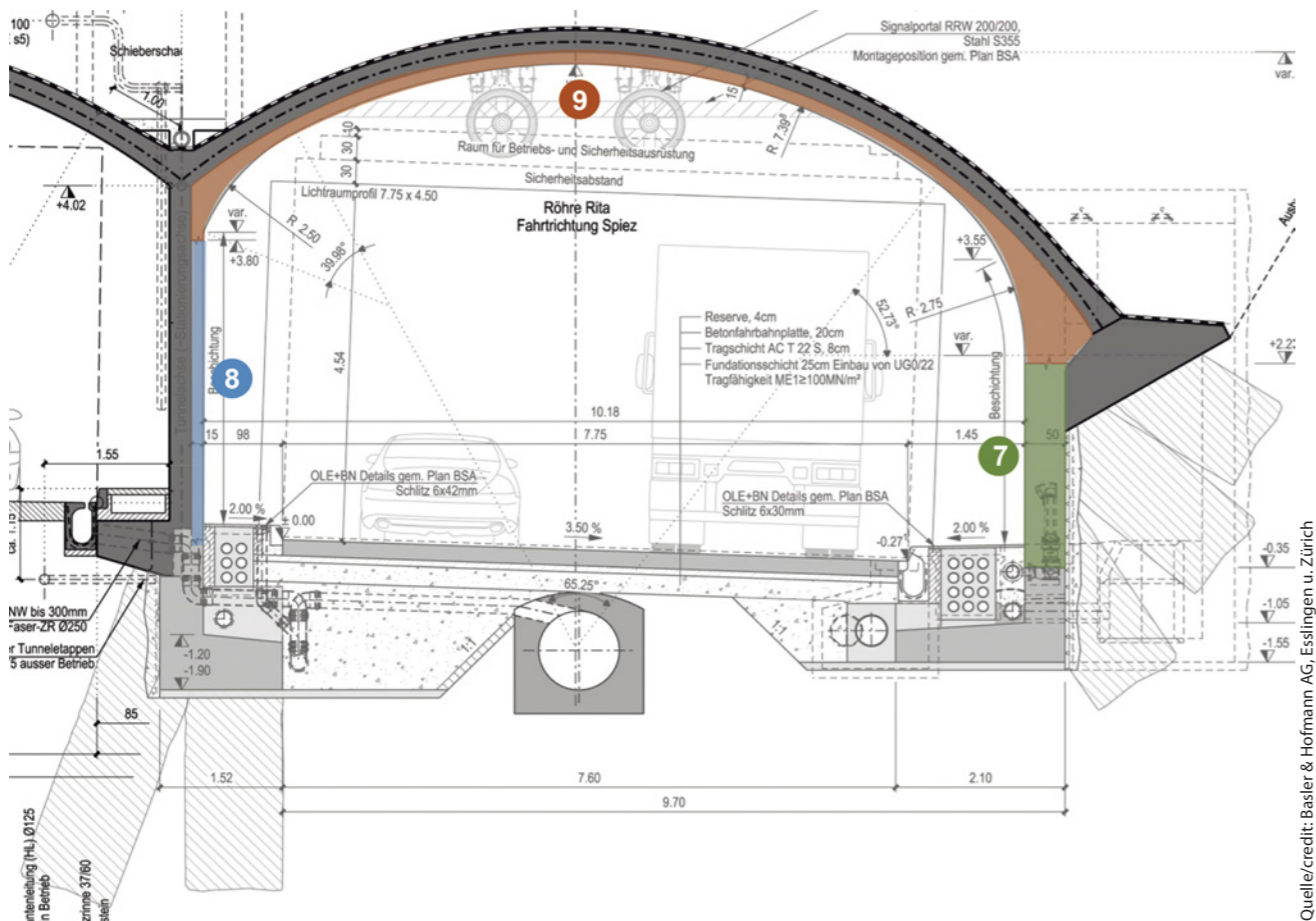
As is well known, contingencies and special technical and/or contractual challenges can occur during implementation. A selection of such is discussed in technical terms below, and contractual aspects are mentioned by headings.

3.1 Crack in the Roof (Contingencies)

During the preparatory work in the first tube and, in particular, after ultra-high pressure water-jet removal of concrete (HPW removal, approx. 2 cm, down to a maximum of the surface of the reinforcement), a crack was discovered in the vault ridge in a number of tunnel sectors on 8 December 2017 (Figure 8 a).

Crack images and drilling cores (Figure 8b) were then immediately prepared, and disclosed that an electrical conduit (diameter approx. 4.5 cm) had been installed in the vault during construction, a fact which was apparent neither from the archived plans nor from the condition or crack images.

The updated structural-analysis calculations performed immediately on the basis of the Finite Element models held by the project engineer then served as the basis for decision,



6.3 Allmendtunnel, Thun, Bauablauf (3/4)  
The Allmend Tunnel, Thun, sequence of work (3/4)

verschiebungen (nach aussen) wie auch horizontale Mittelwandfussverschiebungen (nach innen) kritisch betreffend Tragsicherheit sind (Biegemoment, Schub) (Bild 9). Das bestehende Zwillingsgewölbe reagiert aufgrund der Firstschwächung noch empfindlicher auf baubedingte Verformungen, die begrenzt werden mussten, um die Tragsicherheit und damit die Stabilität nicht nur der Bau-, sondern auch der direkt angrenzenden Betriebsröhre zu gewährleisten.

Anhand dieser statischen Grundlagen und dank der raschen und konstruktiven Zusammenarbeit mit Bauherr, Oberbauleitung und Prüfingenieur konnten innert Wochenfrist Entscheide getroffen und Bestellungen ausgelöst werden:

- automatische Überwachung/Monitoring für die Jettingarbeiten (und die folgenden, deformationsrelevanten Bauarbeiten) (bisher optional geplant);
- Worst-Case-Massnahme Tunnelstützung (falls automatisches Monitoring Überschreitung des Interventionsgrenzwertes zeigt, sofortiger Einbau von Stahlstützungen);
- Kämpferunterfangung/neue Aussenwand innert max. drei Wochen pro Tunnelblock (Abbruch/Aushub + Unterfangung/neues Fundament/neue Aussenwand).

Aufgrund der Sonderanstrengungen der ARGE Allmendtunnel über die Festtage 2017/18 für eine raschestmögliche

for both the project client and the inspecting engineer. The start of jet-grouting work at 400 bar – and thus unavoidable deformations caused by the renovation works – was due to begin only three working weeks later (as from 15 January 2018).

The new FE computations incorporating a weakened vault-concrete cross-section indicated that both horizontal spring line displacements (outward) and also horizontal displacements of the centre-wall foot (inward) are critical for structural safety (bending moment and thrust) (Figure 9). Due to the weakening of the vault structure, the existing twin vault would react more sensitively to work-induced deformations, which would therefore need to be limited, in order to assure the structural safety, and thus the stability, not only of the tunnel undergoing repair, but also of the immediately adjacent operational tunnel.

Thanks to rapid and constructive cooperation between the project client, the senior site management and the inspecting engineer, it was possible, using these statistical bases, to achieve decisions and place orders within a period of one week:

- Automatic supervision/monitoring for the jet-grouting work (and the subsequent deformation-relevant rehabilitation work [previously planned only as an option]);

Beschaffung, Montage und Inbetriebnahme des automatischen Monitorings – mit zehn Tachymetern und über 650 Messspiegeln – konnten die Jettingarbeiten mit nur einer Woche Verspätung am 22. Januar 2018 aufgenommen werden.

### 3.2 Jetting (Baugrundverbesserung)

Wie oben unter «Bauablauf» erläutert, war vorgängig zur Fahrbahnabsenkung die Tieferlegung der Mittel- und Aussenwandfundamente nötig und dazu wiederum vorgängig Baugrundverbesserungen mittels Jettingsäulen (Düsenstrahlverfahren, 400 bar) (Bild 6.1).

#### 3.2.1 Jetting (Baugrundverbesserung), Projekt

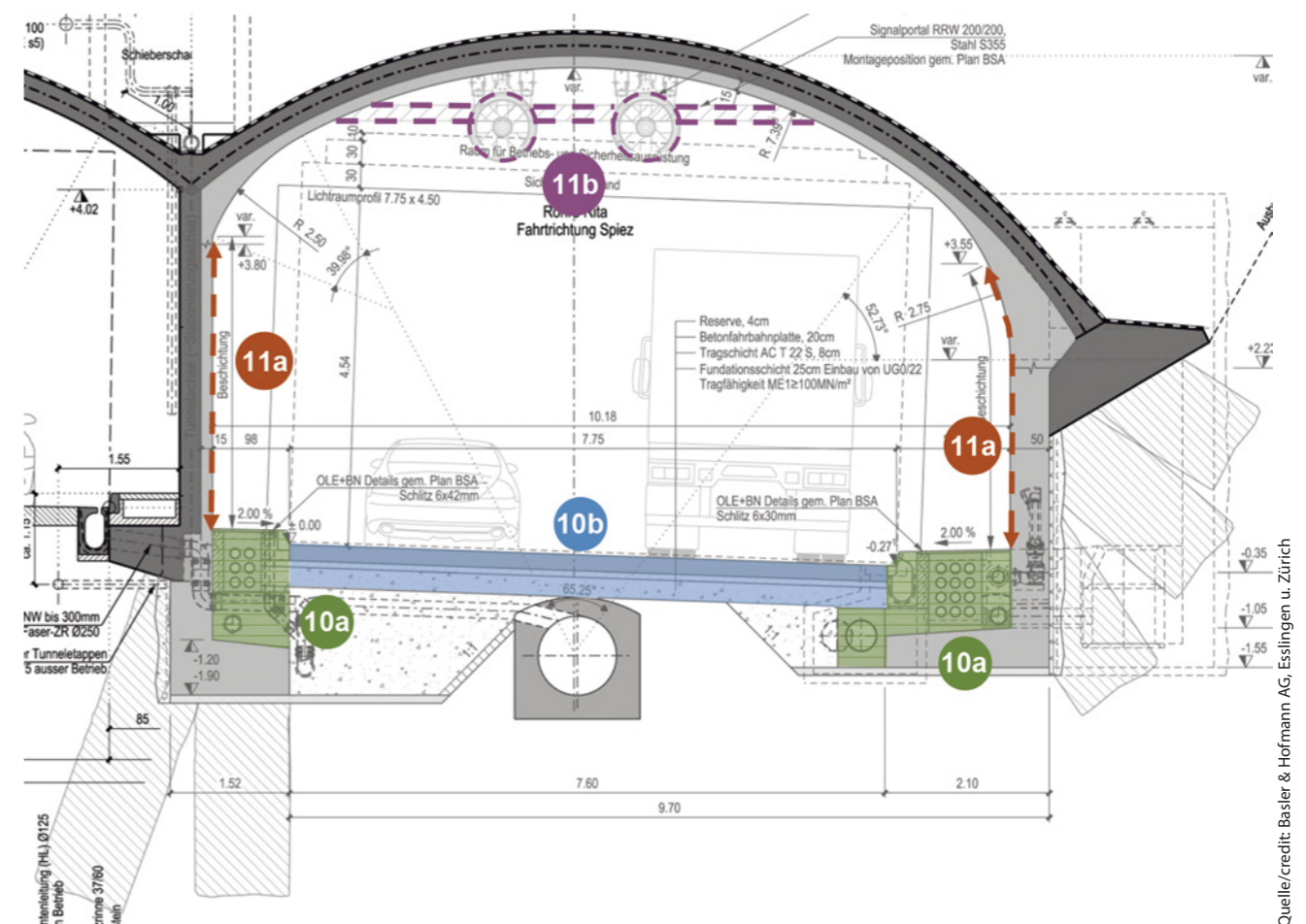
Das Projekt sah unter der Mittelwand aufgrund der sehr hohen Lasten von bis zu 1430 kN/m' fünf Jettingsäulenpaare (Durchmesser 1,20 m) pro Tunnelblock (12,50 m) vor. Die Anzahl und der Durchmesser der Jettingsäulen wurden aufgrund einer charakteristischen Druckfestigkeit  $f_{ck}$  von 8 N/mm<sup>2</sup> (nach 28 Tagen) festgelegt, welche auf der geologischen Einschätzung für die anstehenden Kander- und Aareschotter beruhte (5–12 N/mm<sup>2</sup> nach 28 Tagen). Zudem waren aussagekräftige Jetting-Vorversuche vor Ort im repräsentativen Baugrund geplant (während des Baus der

- Worst-case provision: Tunnel support (immediate installation of steel supports if the automatic monitoring system indicated exceeding of the intervention limit);
- Underpinning of the spring line/new outer wall within a maximum of three weeks per tunnel sector (demolition/excavation + underpinning/new foundation/new outer wall).

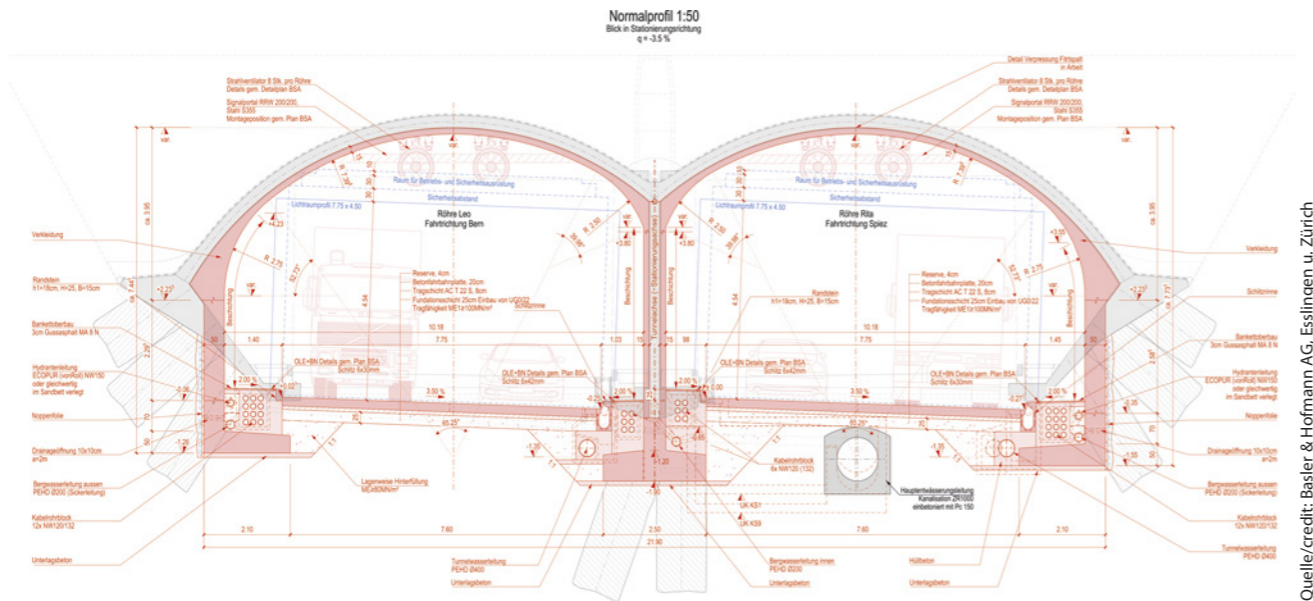
Thanks to the special efforts made by the ARGE Allmendtunnel consortium during the holiday period of 2017/18 to assure the fastest possible procurement, installation and commissioning of the automatic monitoring system – incorporating ten tachymeters and more than 650 measuring surfaces – it was possible to commence the jet-grouting work in 22 January 2018, after only one week of delay.

#### 3.2 Jet-Grouting (Improvement of the Site Ground)

As explained above under “Construction procedure”, the lowering of the centre and outer wall foundations was necessary as a precondition for lowering of the roadway, as were, for this purpose, advance improvements to the site ground, by means of jet-grouting columns (400 bar) (Figure 6.1).



6.4 Allmendtunnel, Thun, Bauablauf (4/4)  
The Allmend Tunnel, Thun, sequence of work (4/4)



Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich

7 Allmendtunnel, Thun, instand gesetzt (Endzustand)  
The Allmend Tunnel, Thun, rehabilitated (final condition)

Umfahrungsstrasse), und zwar ca. 15 Jettingsäulen. Die Jetting-Versuchssäulen sollten freigelegt und geprüft werden, um die Produktionsparameter des geplanten Herstellverfahrens (2-Phasen-Duplexverfahren (Suspension und Luft) für Vertikalsäulen) hinsichtlich der Zielgrößen Durchmesser und Druckfestigkeit zu verifizieren. Das Erreichen der statisch erforderlichen Druckfestigkeit von 8 N/mm<sup>2</sup> (f<sub>ck</sub>, nach 28 Tagen) sollte aufgrund des Mittelwerts f<sub>cm</sub> und der Standardabweichung s überprüft werden (f<sub>ck</sub> = f<sub>cm</sub> - 1,5 · s).

**3.2.2 Jetting (Baugrundverbesserung), Vorversuche**  
Im Frühling 2017 wurden die Jetting-Vorversuche direkt neben dem Allmendtunnel ausgeführt, mit 17 Jettingsäulen, deren Freilegung und der Entnahme von ca. 90 Prüfkörpern (Bohrkerne DN 100 mm, L = 200 mm) (Bild 10a/b).

Es zeigte sich, dass die Jettingsäulen-Durchmesser erreicht wurden, dass aber die Entnahme von Bohrkernen schwierig war. Zudem resultierten – gemäss Auswertung durch den Projektgenieur – sehr niedrige Druckfestigkeiten mit grosser Streuung, auch aufgrund von Versagensmechanismen entlang von grossen Steinen des Kanderschotters. Zur Lösung dieses «Massstabsproblems» wurden grössere Bohrkern (DN 190 mm) entnommen, welche einen höheren Druckfestigkeits-Mittelwert und eine deutlich geringere Streuung ergaben (Bild 11).

Schliesslich wurden alle Prüfwerte normiert (gleicher Durchmesser, gleiches Prüfalter 28 Tage) und eine realisierbare, charakteristische Druckfestigkeit der Jettingsäulen von 5,16 N/mm<sup>2</sup> anhand der Vorversuche festgelegt.

Da infolge der geringeren Jetting-Druckfestigkeit die aufnehmbare Last pro Säule deutlich tiefer war als gemäss Projekt angenommen und weil grössere Durchmesser nicht realistisch waren, musste die Anzahl der Jettingsäulen statisch

**3.2.1 Jet-Grouting (Improvement of the Site Ground), Project Planning**

The project included five pairs of jet-grouting columns (diameter 1.20 m) per tunnel sector (12.50 m) under the centre wall as a result of the extremely high loads of up to 1,430 kN/m<sup>2</sup>. The number and diameters of the jet-grouting columns were specified on the basis of a characteristic strength in compression f<sub>ck</sub> of 8 N/mm<sup>2</sup> (after 28 days), which was based on geological assessment of the Kander and Aare gravels present (5 to 12 N/mm<sup>2</sup> after 28 days). In addition informationally useful preliminary jet-grouting tests on the site in the representative site ground were also planned (during construction of the diversion road), in the form of approx. 15 jet-grouting columns. The test jet-grouting columns were to be exposed and inspected in order to verify the production parameters for the planned production process (two-phase duplex process [suspension and air] for vertical columns) with respect to the target variables of diameter and strength in compression. Achievement of the structurally necessary strength in compression of 8 N/mm<sup>2</sup> (f<sub>ck</sub> after 28 days) was to be checked on the basis of the mean f<sub>cm</sub> and of a standard deviation s of (f<sub>ck</sub> = f<sub>cm</sub> - 1.5 · s).

**3.2.2 Jet-Grouting (Improvement of Site Ground), Preliminary Tests**

The preliminary jet-grouting tests, involving 17 jet-grouting columns, their exposure and the taking of around 90 test objects (core drillings of DN 100 mm, L = 200 mm) were conducted immediately adjacent to the Allmend Tunnel in the spring of 2017 (Figure 10 a/b).

It became apparent that the diameters for the jet-grouting columns could be achieved, but that the taking of core drillings was difficult. In addition, according to an evaluation by the project engineer, extremely low strengths in compres-

sion, with a large scatter, resulted due, among other things, to failure mechanisms along large stones in the Kander gravel. Larger core drillings (DN 190 mm) were taken in order to solve this “problem of scale” and resulted in a higher average strength in compression and a significantly lower scatter (Figure 11).

**3.2.3 Jetting (Baugrundverbesserung), Ausführung**

Von Ende Januar bis April 2018 wurden die Jettingarbeiten mit 400 bar unter der Mittelwand und unter dem Kämpfer ausgeführt (insgesamt ca. 10 150 m’ Jettingsäulen, Durchmesser 1,20 m) (Bild 12). Zwecks Qualitätssicherung wurden frühestmöglich Bohrkerne (DN 190 mm) entnommen und daran die Druckfestigkeit überprüft. Wiederum war die Entnahme der Bohrkern aus den Jettingsäulen nicht immer möglich. Aufgrund der für die statistische Auswertung nötigen 35 Prüfwerte, der Mitberücksichtigung von Bohrkernen, die älter als 28 Tage waren (Umrechnung), und des Faktors für Bauwerksbeton-Prüfungen (EN SN 13791) konnte der Projektverfasser schliesslich im März/April 2018 das Erreichen der nötigen Druckfestigkeit bestätigen – und damit die Freigabe für die Unterfangungsarbeiten (Mittelwand, Kämpfer) und die Belastung der Jettingsäulen erteilen. Zudem haben visuelle Kontrollen während der Unterfangungsetappen das Erreichen der Säulendurchmesser bestätigt.

Finally, all test data were standardised (same diameter, same test age [28 days]) and an achievable characteristic strength in compression of the jet-grouting columns of 5.16 N/mm<sup>2</sup> was specified on the basis of the preliminary tests.

The fact that the absorbable load per column was, due to the lower jet-grouting strength in compression, significantly lower than had been assumed in the project planning, and the fact that larger diameters were not realistically possible, meant that the number of jet-grouting columns needed to be verified on the basis of structural analysis. In consultation with the inspecting engineer and the project client, a total of six or seven additional jet-grouting columns in each case resulted as a project modification for the centre-wall underpinning in the vicinity of the North and South tank routes (53 m). It was possible to retain the jet-grouting project as planned for the remaining length of the tunnel thanks, inter alia, to the robustness of the rehabilitation project, incorporating certain structural reserves.

Es zeigte sich, dass die Jettingsäulen-Durchmesser erreicht wurden, dass aber die Entnahme von Bohrkernen schwierig war. Zudem resultierten – gemäss Auswertung durch den Projektgenieur – sehr niedrige Druckfestigkeiten mit grosser Streuung, auch aufgrund von Versagensmechanismen entlang von grossen Steinen des Kanderschotters. Zur Lösung dieses «Massstabsproblems» wurden grössere Bohrkern (DN 190 mm) entnommen, welche einen höheren Druckfestigkeits-Mittelwert und eine deutlich geringere Streuung ergaben (Bild 11).



8a/b Riss im First (blau hervorgehoben)/Kernbohrung (Firstbereich, mit Hüllrohr)  
Crack in the roof (emphasised in blue)/drilling core (roof area, showing electrical conduit)



Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich



Neben den Jetting- wurden auch die anschliessenden Unterfangungsarbeiten technisch erfolgreich und insbesondere ohne unzulässige baubedingte Verformungen ausgeführt. Und trotz einzelner punktueller Austritte von Jetting-Suspension (Umfahrung, Nachbarröhre) und einer lokal begrenzten Hebung des Fahrbahnrandes (Nachbarröhre) konnte der Strassenverkehr jederzeit und sicher aufrechterhalten werden.

Aus vertraglicher Sicht ergaben sich bei den Jettingarbeiten Auffassungsdifferenzen betreffend die Vergütung des Jetting-Rückflusses beziehungsweise des Mehrzements, die durch eine Streitschlichtung beziehungsweise auf dem Baustellenweg weitestgehend ausgeräumt werden konnten.

### 3.3 SCC-Vorbeton (Mittelwand, Gewölbe)

Wie oben unter «Bauablauf» ersichtlich, sollten Mittelwand- und Tunnelgewölbe durch 15 cm selbstverdichtenden Vorbeton (SCC-Vorbeton) verstärkt werden (Bild 6.3).

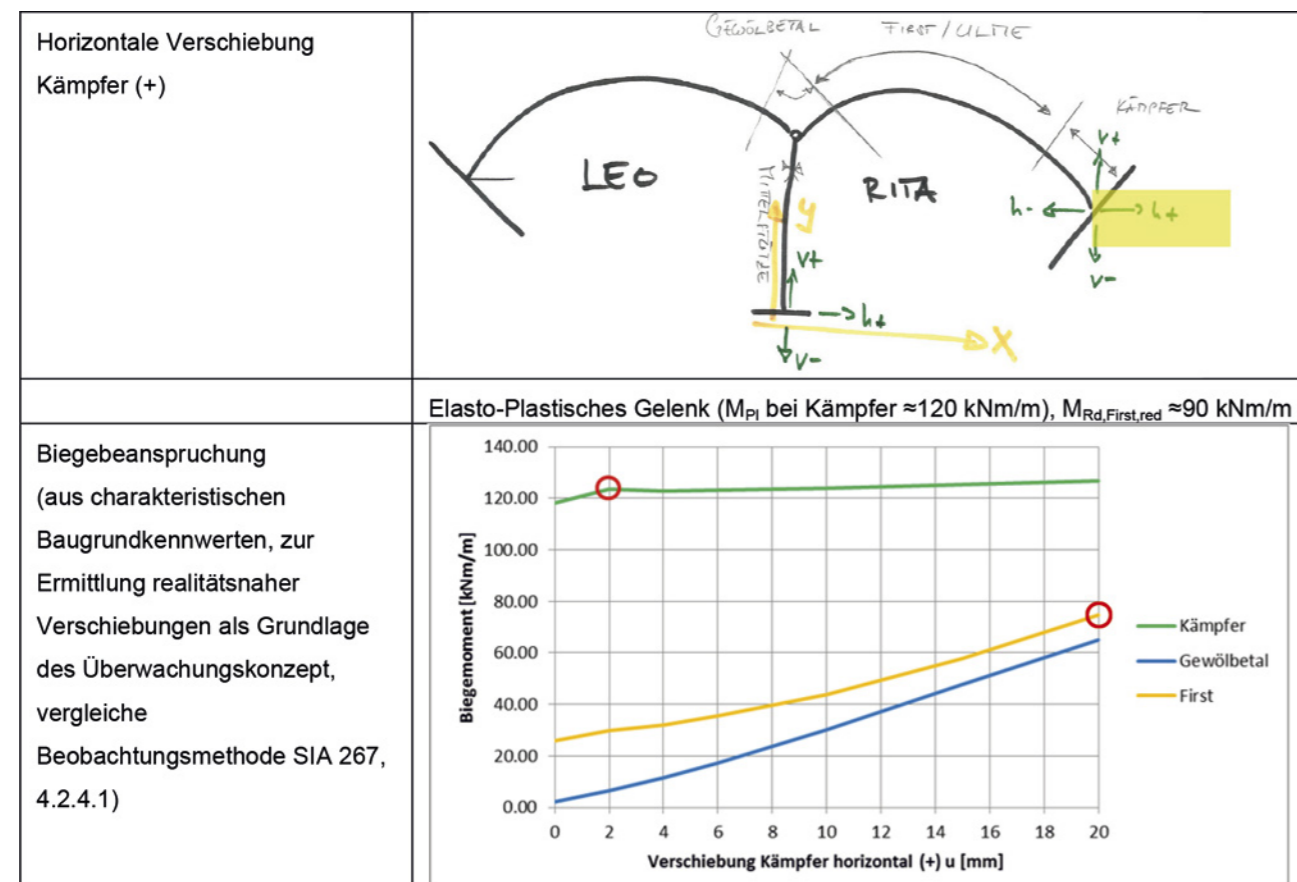
#### 3.3.1 SCC-Vorbeton, Projekt

Zur Verstärkung des Bestandes (Mittelwand, Gewölbe, ca. 30 cm) war gemäss Projekt ein bewehrter Vorbeton von 15 cm geplant, mit vorgängigem Hochdruckwasser-(HDW-) Abtrag zwecks Rauigkeit sowie Einbohren von Verbund-eisen. Gemäss bauherrenseitigen Richtlinien ist für strassen-

### 3.2.3 Jet-Grouting (Improvement of Site Ground), Implementation

Jet-grouting work at 400 bar was conducted under the centre wall and under the spring line (a total of approx. 10,150 m of jet-grouting columns, diameter 1.20 m) from late January to April 2018 (Figure 12). Core drillings (DN 190 mm) for the purpose of quality assurance were taken as early as possible and used for verification of strength in compression. Taking of core drillings from the jet-grouting columns was not always possible, however. Ultimately, the project author was able in March/April 2018 to confirm attainment of the necessary strength in compression, and thus of the precondition for underpinning work (centre wall, spring line) and the loading of the jet-grouting columns on the basis of the 35 test readings necessary for structural-analytical evaluation, inclusion of core drillings older than 28 days (mathematical conversion) and of the factor for structural-concrete tests and inspection (EN SN 13791). In addition, visual checks performed during the underpinning phases confirmed the achievement of the column diameters.

Not only the jet-grouting, but also the subsequent underpinning work was technically successful and was achieved, in particular, without any impermissible rehabilitation-induced deformations. In addition, despite individual isolated escapes of jet-grouting suspension (to the diversion,



9 Biegemomente in Abhängigkeit von horizontalen Kämpferverschiebungen  
Bending moments as a function of horizontal spring line displacements

Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich



10a/b Jetting-Vorversuche mit Freilegen der Jettingsäulen/Entnahme von Bohrkernen  
Preliminary jet-grouting tests, including exposure of the jet-grouting columns / taking of core drillings

Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich

nahe Beton-Bauwerksteile unter anderem ein hoher Frost-Tausalz-Widerstand (XF4) gefordert (Spritzwasserbereich 10 m seitlich bzw. bis 3 m über der Fahrbahn).

Der Vorbeton war entsprechend als Spezialbeton wie folgt ausgeschrieben:

- «Beton nach Eigenschaften» (nach SN EN 206-1), NPK Typ G: Druckfestigkeit C30/37, Expositionsclassen XC4, XD3, XF4;
- selbstverdichtender Beton (SVB, «self compacting concrete», SCC), Grösstkorn 16 mm;
- Schwindmass-Anforderung  $\epsilon < 0,2$  mm/m nach 90 Tagen (Zusatzeigenschaft);
- AAR-Beständigkeit (Beständigkeit gegenüber Alkali-Aggregat-Reaktion).

Zudem waren an geeigneten Bauteilen Vorversuche für den SCC-Vorbeton geplant, um die Betonrezeptur zu belegen und die Einhaltung der Anforderungen zu prüfen.

#### 3.3.2 SCC-Vorbeton, Vorversuche

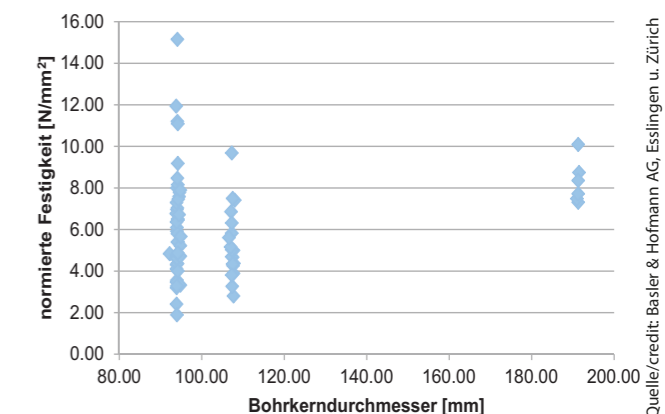
Gemäss ARGE Allmendtunnel hatten «alle namhaften Betonlieferanten aus der Grossregion Thun ... mit über 10 verschiedenen Betonrezepturen» Vorversuche für den SCC-Vorbeton mit den verlangten Anforderungen, insbesondere Expositionsclassen, Schwindmass und AAR-Beständigkeit, durchgeführt. Mit dem Fazit: «Alle Betonrezepturen erfüllen die Expositionsclassen und die AAR-Beständigkeit. Beim Schwindmass erreicht keine Rezeptur den geforderten Zielwert von  $\epsilon < 0,2$  mm/m nach 90 Tagen! Unter Laborbedingungen sind Werte zwischen 0,27 und 0,39 mm/m nach 90 Tagen möglich!...» – und dem Hinweis an Bauherr und Projektverfasser, die Schwindmassvorgaben nochmals zu überdenken.

and to the adjacent tube), and despite a locally restricted heaving of the edge of the roadway (in the adjacent tube), it was possible at all times to maintain safe flow of road traffic.

In contractual terms, differences in opinions arose concerning the jet-grouting work as to the payment for the jet-grouting return flow or the extra cement needed. It was possible to very largely settle these disputes by means of conciliation, or simply by on-site negotiation and agreement.

### 3.3 In Situ SCC Concrete (Centre Wall, Roof)

As is apparent in the “Construction process” above, the centre wall and tunnel vaults were to be reinforced with 15 cm of in situ self-compacting (SCC) concrete (Figure 6.3).



11 Jetting-Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Bohrkern-Durchmesser (Prüfkörper)  
Jet-grouting strength in compression as a function of core-drilling diameter (test object)

Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich



Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich

**12** Ausführung Jettingarbeiten (Baugrundverbesserung unter Mittelwand)  
Performance of jet-grouting work (improvement of ground under the centre wall)



Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich

**13** Vorversuch SCC-Vorbeton (Mittelwand beziehungsweise Antirezirkulationswand)  
Preliminary testing, in situ SCC concrete (centre wall / anti-recirculation wall)

Der Projektverfasser hat daraufhin für die beiden Ausführungsvarianten

- hoher Frost-Tausalz-Widerstand (XF4), mittlere Schwindmass-Anforderung und
- mittlerer Frost-Tausalz-Widerstand (XF2), hohe Schwindmass-Anforderung

Vor- und Nachteile analysiert und mit Bauherr und Oberbauleitung entschieden, die Schwindmass-Anforderungen anzupassen ( $\epsilon < 0,35$  mm/m nach 90 Tagen unter Laborbedingungen), weil insbesondere die Qualität/Dauerhaftigkeit (hohe Rissanforderungen) trotzdem gewährleistet werden kann – auch aufgrund der Mitberücksichtigung der ohnehin geplanten Tunnelbeschichtung (OS4).

### 3.3.3 SCC-Vorbeton, Ausführung

Die SCC-Vorbetonarbeiten für Mittelwand und Gewölbe wurden von der ARGE Allmendtunnel in der ersten Röhre von Juni bis November 2018 weitgehend planmässig ausgeführt. Herausforderungen aus Projekt-Sicht waren dabei

- die «Freigabe mit Vorbehalt» für den Spezialbeton (SCC, hoher Frost-Tausalz-Widerstand, Schwindmass, AAR-Beständigkeit usw.), da zwar die Beton-Konformitätserklärung und schliesslich auch die «zwingenden Angaben» (Zementart inkl. Mindestgehalt, Zusatzstoffe inkl. Maximalgehalt u. Ä.) vorlagen, aber wesentliche Prüfberichte/Prüfatteste nicht vorhanden oder nicht konsistent waren, insbesondere die AAR-Performance-Prüfung (die neue, konsistente AAR-Prüfung dauerte fünf Monate; im Oktober 2018 war der AAR-Nachweis schliesslich erbracht);
- die höhere Betondruckfestigkeit (Mittelwand/Gewölbe sowie Aussenwand), weshalb die ursprünglich geplante Mindestbewehrung verstärkt werden musste, um die Anforderungen zur Vermeidung von Rissen einzuhalten

### 3.3.1 In Situ SCC Concrete, Project Planning

The project included, to reinforce the existing structure (centre wall, roof, approx. 30 cm), 15 cm of reinforced in situ concrete, with preceding high-pressure water (HPW) removal of material to achieve roughness, and drilling in of rebar. The project-clients' codes and standards specify a high resistance (XF4) to de-icing salt, inter alia, for all concrete structural components located close to roadways (spray-water range 10 m to the sides and up to 3 m above the roadway).

The invitation to tender thus included specification of the in situ concrete as a special concrete, as follows:

- “Concrete according to properties” (in acc. with SN EN 206-1), NPK Type G: Strength in compression C30/37, Exposure Classes XC4, XD3, XF4;
- Self-compacting concrete (SCC), maximum particle size 16 mm;
- Final shrinkage strain requirement  $\epsilon < 0.2$  mm/m after 90 days (supplementary property);
- AAR resistance (= resistance to alkali/aggregate reaction).

In addition, preliminary tests on the in situ SCC concrete were scheduled on suitable components, in order to document the formulation of the concrete and to verify adherence to requirements.

### 3.3.2 In Situ SCC Concrete, Preliminary Tests

According to ARGE Allmendtunnel, “All concrete suppliers of repute in the greater Thun region” performed preliminary tests “... with more than ten different concrete formulations” for the in situ SCC concrete, applying the extended requirements and, in particular, those concerning exposure classes, final shrinkage strain and AAR resistance. With the conclusion that “All concrete formulations meet the exposure classes and the AAR resistance requirements. In the case of

(hohe Rissanforderungen) gemäss Projektausschreibung;

- die Ausführungspräzisionen betreffend Ausschallfrist/Nachbehandlung – ein bauherrenseitiges Abwägen von Qualität versus Terminen, denn die Einhaltung normgemässer Nachbehandlungsfristen stand im Widerspruch zum Gewölbe-Beton-Wochentakt;
- die festgestellten Abweichungen von der Gewölbe-Soll-Lage bis zu 6 cm, welche dank projektseitiger Platzreserven dennoch keine Lichtraumprofil-Verletzung ergaben (Röhre Richtung Spiez); betreffend Ursachenanalyse (Abweichungen Bestand? Abweichungen Genauigkeit Bewehrung und/oder Gewölbe-/Wandschalung?) bestehen Auffassungsdifferenzen, und die Massnahmenplanung für die zweite Röhre ist ausführens- sowie projektseitig in Arbeit.

final shrinkage strain, none of the formulations achieved the required target of  $\epsilon < 0.2$  mm/m after 90 days! Figures of between 0.27 and 0.39 mm/m are possible after 90 days under laboratory conditions!...” – and a suggestion was passed on to the project client and the project author that they reconsider the final shrinkage strain requirements.

The project author then analysed the advantages and disadvantages of the two implementation variants:

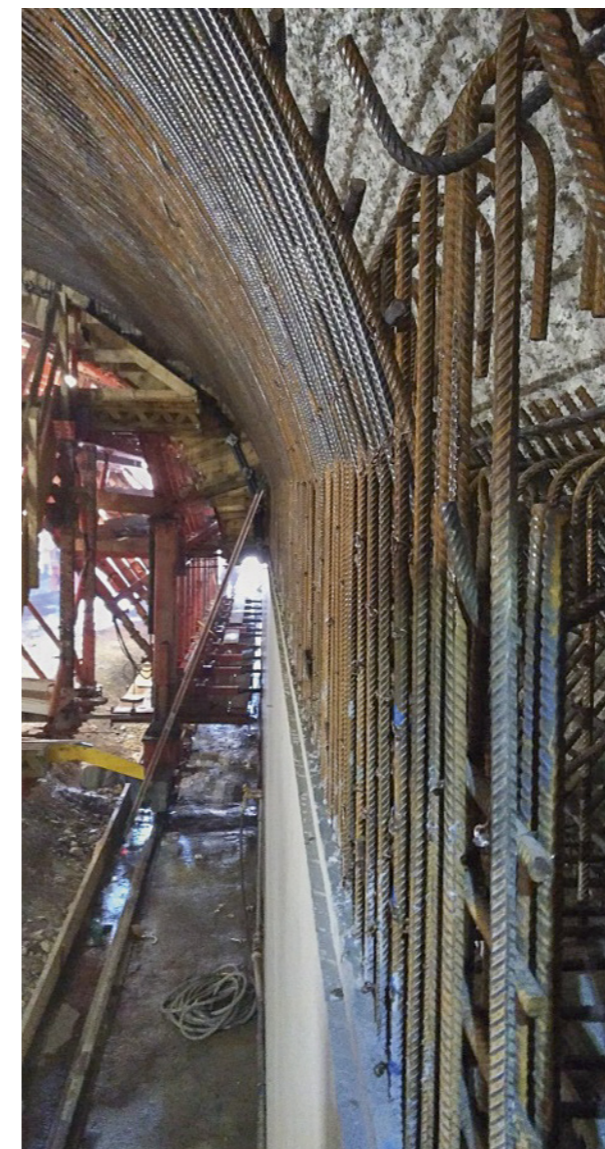
- High resistance to de-icing salt (XF4), moderate final shrinkage strain requirement and
- Moderate resistance to de-icing salt (XF4), high final shrinkage strain requirement

and decided, in consultation with the project client and the senior site management, to adjust the final shrinkage strain requirements ( $\epsilon < 0.35$  mm/m after 90 days under laboratory conditions) since, in particular, quality/durability (high crack requirements) can, nonetheless, be assured – especially when the tunnel coating (OS4), planned anyway, is also taken into account.

### 3.3.3 In Situ SCC Concrete, Implementation

The in situ SCC concrete work for the centre wall and vault in the first tube was completed by the ARGE Allmendtunnel consortium, largely in accordance with planning, in the June to November 2018 period. The challenges arising from the project viewpoint were, in this context:

- “Approval with reservation” for the special concrete (SCC, high resistance to de-icing salt, final shrinkage strain, resistance to AAR, etc.), since the declaration of conformity for the concrete and, ultimately, the “mandatory data” (cement type incl. minimum content, additives, incl. maximum content, etc.) were, indeed, available, whereas significant test reports/test certificates were not on hand or were not consistent, as was the case, in particular, with the AAR performance test (the new, consistent AAR test continued for five months; resistance to AAR was finally certified in October 2018);
- The greater concrete strength in compression (centre wall/roof and outer wall), for which reason it was necessary to strengthen the minimum reinforcement originally planned, in order to conform to the requirements for the avoidance of cracking (high cracking requirements) in accordance with the project tendering documents;
- The more precise details of implementation and, in particular, concerning the deadline for removal from formwork/after-treatment – a client-side decision concerning quality versus deadlines, since adherence to the standard-specified after-treatment times could not be reconciled with the weekly cycle for concreting of the vault;
- The specified deviations from the target vault location of up to 6 cm, which, thanks to adequate margins of space on the planning side, nonetheless did not result in any infringement of the unobstructed clearance (in the bore in the direction of Spiez); there are differences of opinion concerning analysis of the causes (divergences from exist-



Quelle/credit: Basler & Hofmann AG, Esslingen u. Zürich

**14** SCC-Vorbeton Mittelwand, Gewölbe: Gewölbeschalung/-bewehrung, Mittelwand-Vorbeton  
in situ SCC concrete centre wall, vault: vault formwork / reinforcement, centre-wall in situ concrete

Auch die SCC-Vorbeton-Herausforderungen konnten dank der engen Zusammenarbeit zwischen Projektverfasser, Bauleitung, Unternehmung und Bauherr (inkl. Oberbauleitung) gemeistert werden – und die Vorbeton-Verstärkung von Mittelwand und Gewölbe realisiert werden, weitestgehend gemäss den sehr hohen Dauerhaftigkeits-Anforderungen (hoher Frost-Tausalz-Widerstand, AAR-Beständigkeit, hohe Rissanforderungen u. Ä.).

#### 4 Fazit: Instandsetzung des Allmendtunnels unter Betrieb – Herausforderungen und Erfahrungen

Die Herausforderungen während der Ausführung der Instandsetzung des Allmendtunnels (erste Röhre) unter Betrieb konnten erfolgreich gemeistert werden und der Strassenverkehr jederzeit sicher und ohne nennenswerte Staus aufrechterhalten werden. Die instand gesetzte erste Tunnelröhre konnte termingerecht Mitte Februar 2019 für die BSA-Ausrüstung und im Mai 2019 dem Verkehr übergeben werden.

Erfolgsfaktoren für und Erkenntnisse aus der Tunnelinstandsetzung waren insbesondere:

- ein klares, technisch-qualitativ robustes Instandsetzungsprojekt mit zugrunde gelegten (statischen) Reserven (für Unvorhergesehenes und/oder Baugrundverhältnisse) und realistischer Bauablauf-Planung;
- vorgängige Jetting-Vorversuche im repräsentativen Baugrund, deren Auswertung und allfällig nötige Projektanpassungen (zusätzliche Jettingsäulen o. Ä.) rechtzeitig vor Ausführung der Baugrundverbesserungen;
- rechtzeitige Spezialbeton-Vorversuche (SCC-Vorbeton) an geeigneten Bauteilen, um die Betonrezeptur zu belegen sowie die Einhaltung der sehr hohen Dauerhaftigkeits-Anforderungen zu prüfen – eine Gratwanderung zwischen sehr hohen Anforderungen und Realisierbarkeit;
- die vorausschauende, enge und konstruktive Zusammenarbeit des Projektverfassers mit Bauleitung, Bauherr (inkl. Oberbauleitung und Prüflingenieur) und Unternehmung – mit kompetenten, engagierten und sach- sowie zielorientierten Verantwortlichen – für zeitnahe, fundierte Entscheide auch bei Herausforderungen und/oder Unvorhergesehenem;
- schliesslich, dass der Sicherheit beim Bauen im Bestand stets höchste Priorität einzuräumen ist – sowohl der Verkehrs- als auch der Baustellen-/Arbeitssicherheit, denn bestehende Bauwerke können Überraschungen (Unvorhergesehenes) bergen.

#### Literatur/References

- [1] Swiss Motorway N06, Repair of the Allmend Tunnel, F. Gisler, Dr.M. Ramoni, P. Kübler, Basler & Hofmann AG, Zürich/CH, WTC 2013.
- [2] Vorlesung Stahlbeton, ETH Zürich, Prof. Dr. W. Kaufmann, 24.08.2017.
- [3] ASTRA Verkehrszahlen 2016, 2017.
- [4] A6 RUTS, Allmendtunnel, Massnahmenprojekt, Überprüfungsbericht/..., Ingenieurgesellschaft Vier c/o Basler & Hofmann AG, 20.12.2013.

ing facility? Deviations in accuracy or reinforcement and/or roof/wall formwork?), and provisions for the second tube are currently being planned both on the planning and on the contractors' side.

It also proved possible, thanks to close cooperation between project author, site management, the contractors and the project client (incl. senior site management), to master the challenges concerning the in situ SCC concrete – and to implement the in situ concrete reinforcement of the centre wall and vault, very largely in accordance with the extremely high requirements for durability (high resistance to de-icing salt, resistance to AAR, high resistance to cracking, etc.).

#### 4 Conclusion: Operational Rehabilitation of the Allmend Tunnel – Challenges and Experience

It proved possible to successfully overcome the challenges presented by the project for rehabilitation of the Allmend Tunnel (first tunnel) with the tunnel open to traffic and to maintain safe flow of road traffic, without significant hold-ups, at all times. The rehabilitated first tube was handed over for the installation of operational and safety equipment on time in mid February 2019 and re-opened to traffic in May 2019.

Particular factors in the success of, and new knowledge deriving from, the tunnel rehabilitation included:

- A clearly defined rehabilitation project, robust in both technical and quality terms, taking (structural) reserves (for contingencies and/or site ground conditions) and realistic work-sequence planning as the basis;
- Preceding preliminary jet-grouting tests in representative ground, the evaluation of which, and any project modifications then necessary (additional jet-grouting columns, etc.), were accomplished in good time prior to implementation of ground improvement measures;
- Preliminary special concrete tests (in situ SCC concrete) performed in good time on suitable components, in order to document the concrete formulation and verify adherence to the extremely high requirements for durability – a balancing act between extremely high requirements and actual feasibility;
- Close, constructive and forward-looking cooperation by the project author with site management, the project client (incl. senior site management and the inspecting engineer) and the contractors – with highly capable, committed project- and target-orientated managerial personnel – all of which ensured prompt, well founded decisions, including such relating to challenges and/or contingencies;
- Finally, the fact that the greatest priority when working on existing structures must, at all times, be assigned to safety – both to traffic safety and also to on-site/occupational safety, because, in particular, existing structures may often harbour surprises (contingencies).

#### PROJEKTDATEN

##### Region

Allmendtunnel, Thun, Schweiz, Kanton Bern

##### Bauherr, Projekt- und Oberbauleitung

Bundesamt für Strassen ASTRA, Filiale Thun (Bauherr)  
INGE OBL RUTS c/o IUB Engineering AG, Bern (Oberbauleitung)

##### Planung und Bauleitung

• IG Vier c/o Basler & Hofmann AG, Zürich/  
Esslingen (Planung und Bauleitung)

##### Ausführung

ARGE Allmendtunnel c/o Frutiger AG, Thun, mit Marti AG, Bern, und Kibag AG, Bern

##### Kenndaten

Bauzeit:	Januar 2017 (prov. Umfahrung) bis Oktober/Dezember 2020 (Allmendtunnel instand gesetzt/Rückbau prov. Umfahrung)
Inbetriebnahme:	Tunnel-Instandsetzung unter laufendem Verkehrsbetrieb; Inbetriebnahme instand gesetzter Allmendtunnel im Oktober 2020
Baukosten Tunnel:	Tunnel-Instandsetzung ca. 44 Mio. Schweizer Franken (exkl. MWST) und ca. 20 Mio. Schweizer Franken für provisorische Umfahrung
Gesamtlänge:	ca. 950 m
Ausbruchquerschnitt:	Tunnel-Instandsetzung mit Absenkung Fahrbahn (um ca. 50 cm) und neuen, tiefer liegenden Mittelwand- und Aussenwand-Fundamenten (Unterfangung)

##### Besondere Merkmale

Tunnel-Instandsetzung unter Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs

#### PROJECT DATA

##### Region

The Allmend Tunnel, Thun, Switzerland, Canton of Bern

##### Client, project management and general site management

Federal Roads Office FEDRO, Thun Division (Project Client)  
INGE OBL RUTS c/o IUB Engineering AG, Bern (Senior Site Management)

##### Planning and site management

IG Vier c/o Basler & Hofmann AG, Zurich/  
Esslingen (Planning and Site Management)

##### Implementation

ARGE Allmendtunnel c/o Frutiger AG, Thun, including Marti AG, Bern and KIBAG AG, Bern (the "ARGE Allmendtunnel" consortium)

##### Key data

Work period:	January 2017 (temporary diversion) to October/December 2020 (completion of Allmend Tunnel rehabilitation / removal of temporary diversion)
Commissioning:	Tunnel rehabilitation with maintenance of traffic through tunnel; re-opening of completely rehabilitated Allmend Tunnel planned for October 2020
Tunnel rehabilitation costs:	Tunnel rehabilitation: approx. 44 million Swiss francs (not incl. VAT) and approx. 20 million Swiss francs for temporary diversion
Total length: Excavation cross section:	Approx. 950 m Tunnel rehabilitation including lowering of roadway (by approx. 50 cm) and new, lower centre-wall and outer-wall foundations (underpinning)

##### Special features

Tunnel rehabilitation with uninterrupted flow of road traffic

Pieter Mattelaer, Project Manager Civil Engineering, High-Luminosity LHC Project, CERN, Geneva/CH

# High-Luminosity LHC Project at CERN

## Civil Engineering Works

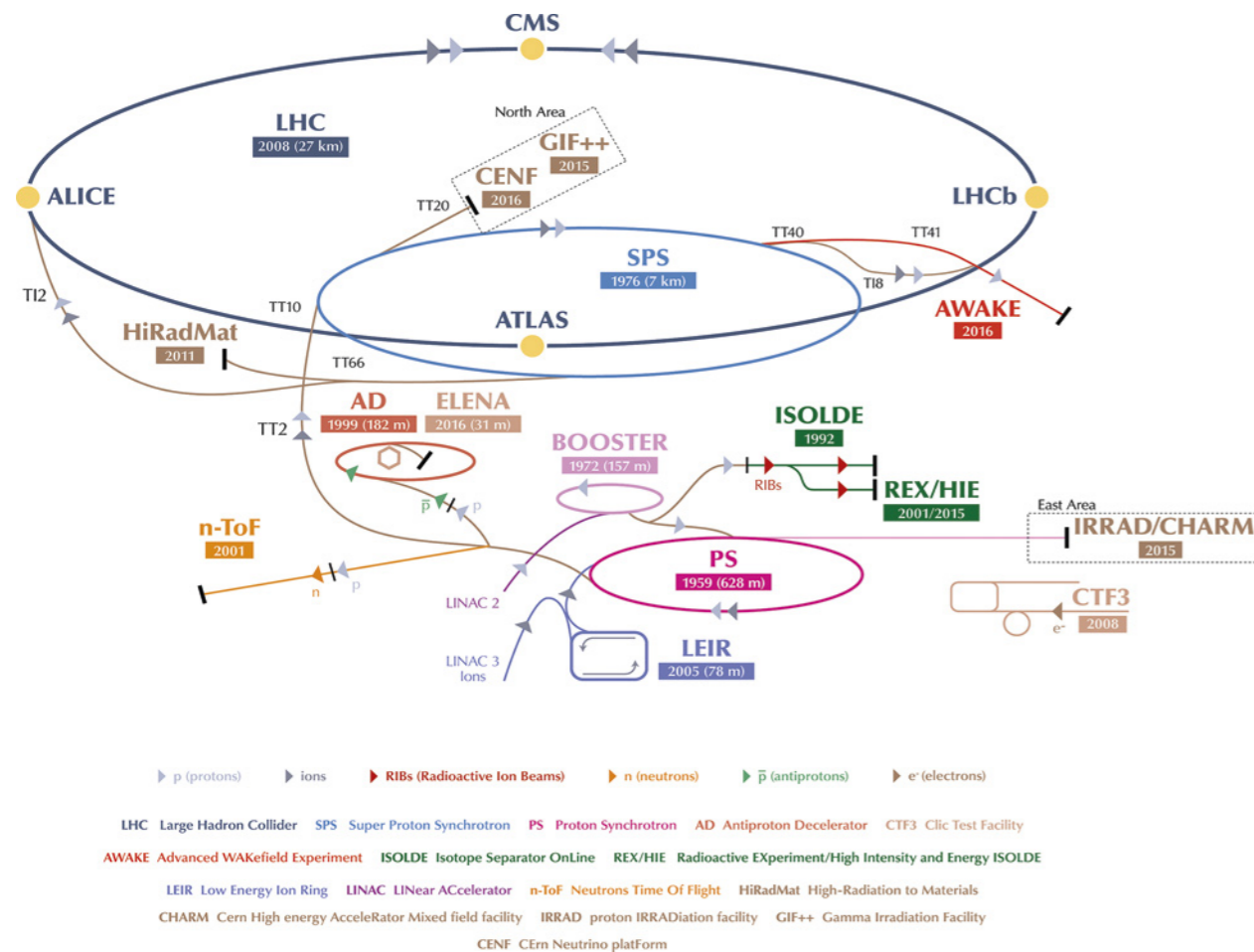
The upgrade of CERN's LHC accelerator into the High-Luminosity LHC configuration requires some significant additions to CERN's existing underground infrastructure in the Geneva basin. Two new shafts that link to two new caverns and approximately 1 km of new galleries are being constructed at two CERN sites in Switzerland and neighbouring France. The works started in April 2018 and run until mid 2022.

### 1 The CERN Context

CERN, the European Organization for Nuclear Research, is an intergovernmental organisation with 23 Member States. It is based in Geneva but its premises are located on both sides of the Swiss-French border. CERN's mission is to enable international collaboration in the field of high-energy particle physics research and to this end it designs, builds and operates particle accelerators and the associated experimental

areas. At present more than 11,000 scientific users from research institutes all over the world are using CERN's facilities for their experiments.

The accelerator complex at CERN is a succession of machines that are used to accelerate particles to increasingly higher energies. Each machine injects a beam of particles into the next one, which takes over to bring the beam to an even



1 CERN accelerator complex

Credit: CERN

## HiLumi-LHC-Projekt am CERN

### Rohbauarbeiten

Das HiLumi-LHC-Projekt der Europäischen Organisation für Kernforschung CERN umfasst zwei nahezu identische Baustellen in der Schweiz und im benachbarten Frankreich und sieht je Baustelle den Bau eines Schachtes, einer Kaverne, unterirdischer Stollen und von Industriegebäuden für die Unterbringung neuer Beschleunigungsgeräte und dazugehörigen Equipments vor. Die neuen Stollen werden in der Nähe der bestehenden ATLAS- und CMS-Kavernen mithilfe traditioneller Vortriebs- und Ausbaumethoden in Molasse aufgeföhren und mit dem bestehenden LHC-Tunnel verbunden. Die Ausbauarbeiten wurden 2017 ausgeschrieben und 2018 aufgenommen. Zwei Ingenieurgesellschaften erbringen Planungs- und Baumanagementleistungen auf der Baustelle. Mit zwei Arbeitsgemeinschaften wurden Einheitspreisverträge im Wert von jeweils ca. 67 Mio. CHF mit einer Laufzeit von rund 53 Monaten abgeschlossen. Die Bauarbeiten sind aufgrund der Vielfalt der Bauwerke und Vortriebsabschnitte, der Verbindung zum bestehenden LHC-Tunnel sowie der Zugangsbeschränkungen durch nur einen Schacht auf jeder Baustelle sehr komplex.

### Le projet LHC à haute luminosité au CERN

#### Travaux de génie civil

Le projet LHC à haute luminosité du CERN porte sur deux sites presque identiques de part et d'autre de la frontière franco-suisse, où seront construits de nouveaux ouvrages, notamment un puits, une caverne, des galeries souterraines et des bâtiments industriels pour accueillir le nouvel accélérateur et des services. Les nouvelles galeries, qui seront reliées au tunnel LHC existant, seront creusées au moyen de méthodes traditionnelles dans la molasse à proximité des cavernes abritant déjà les détecteurs ATLAS et CMS. Les appels d'offres ont été lancés en 2017, les travaux sur le site ont débuté en 2018. Deux groupements d'ingénierie assurent la conception et la gestion des travaux. Deux consortiums d'entreprises de construction ont remporté les marchés (contrats à prix unitaires) à raison de 67 millions de CHF chacun. Les travaux, d'une durée estimée à environ 53 mois, sont plutôt complexes en raison de la variété des structures et des sections d'excavation, de la connexion avec le tunnel LHC existant, ainsi que des restrictions d'accès imposées par le puits simple sur chaque site.

### Progetto LHC ad alta luminosità al CERN

#### Opere di ingegneria civile

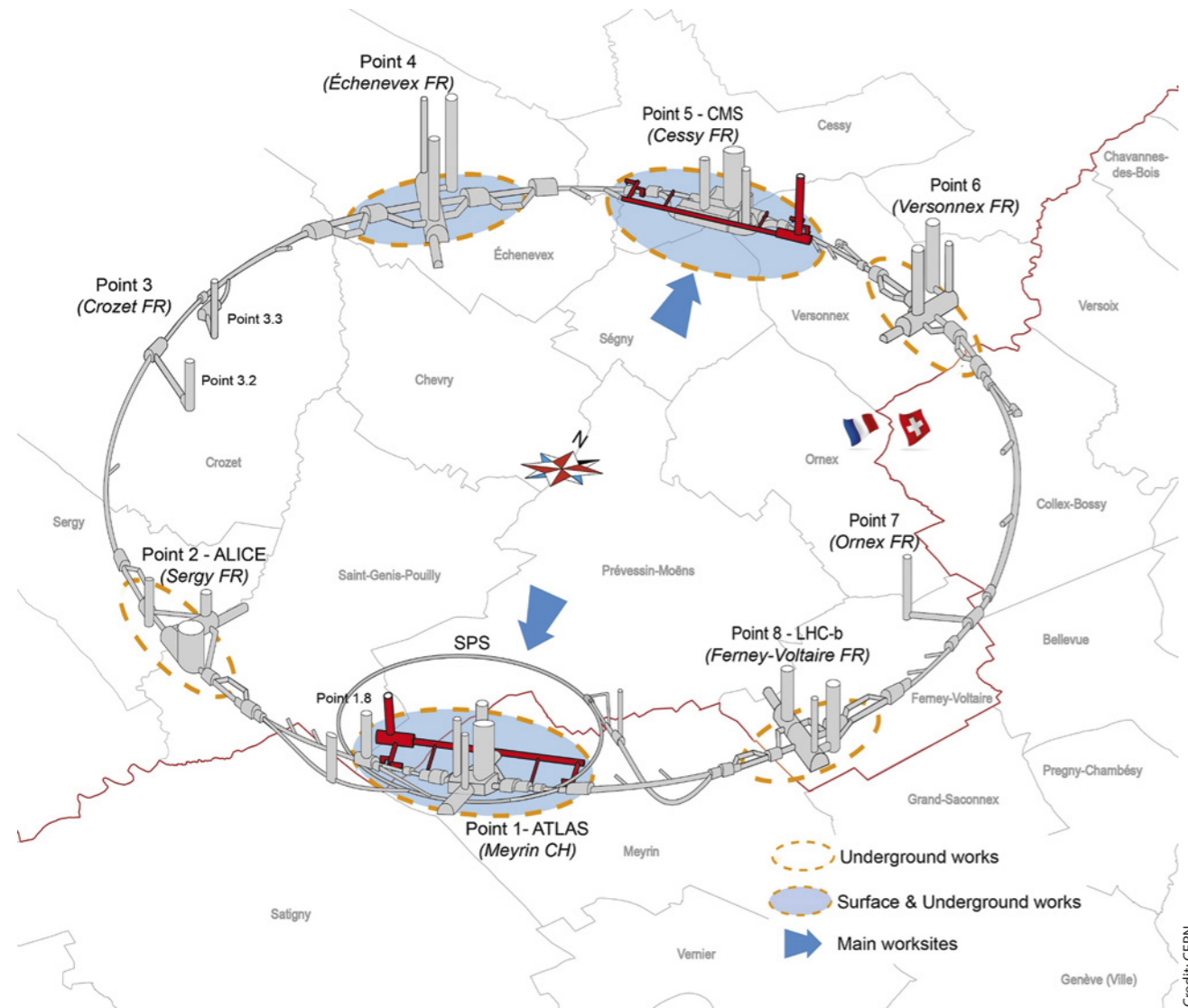
Il progetto LHC ad alta luminosità del CERN interessa due cantieri praticamente identici in Svizzera e nella vicina Francia, nei quali saranno costruiti un nuovo pozzo, una caverna, delle gallerie sotterranee e degli edifici industriali per ospitare le nuove attrezzature dell'acceleratore e i servizi. Le nuove gallerie saranno scavate usando i metodi tradizionali nella molassa, nei pressi delle gallerie esistenti dei rivelatori ATLAS e CMS, e si collegheranno alla galleria esistente del LHC. I lavori sono stati appaltati nel 2017, mentre la costruzione è iniziata nel 2018. Due raggruppamenti temporanei di studi di ingegneria hanno fornito i servizi di progettazione e gestione della costruzione in cantiere. Due Joint Venture di imprese si sono aggiudicate i contratti di costruzione a prezzi unitari del valore di circa 67 milioni di CHF ciascuno per una durata di circa 53 mesi. I lavori sono piuttosto complessi a causa di una varietà di strutture e sezioni di scavo, del collegamento alla galleria LHC esistente e dei limiti di accesso imposti dal pozzo singolo in ciascun cantiere.

higher energy level, and so on. The flagship of this complex is the Large Hadron Collider (LHC), which is presented in Fig. 1.

The LHC accelerator is installed in a 27 km circumference tunnel, about 100 m underground. The civil infrastructure for the LHC re-used the tunnel originally built between 1984 and 1989 for the Large Electron Positron collider (LEP), but was expanded with additional underground and surface structures including new shafts, galleries and large caverns to house the ATLAS and CMS detectors, constructed between 1998 and 2005.

High-Luminosity LHC (HL-LHC or HiLumi LHC) is a project aiming to upgrade the LHC after

2026 in order to maintain scientific progress and exploit the LHC's full capacity. The upgraded collider will be able to generate approximately ten times more particle collisions as before in support of new scientific breakthroughs. The project requires new technical infrastructure to house the new equipment that will power the upgraded accelerator. Equipment upgrades will be made at various Points around the accelerator ring, but the civil works are concentrated at Point 1 (ATLAS) in Meyrin, Switzerland and Point 5 (CMS) in Cessy, France. At both Points 1 and 5, new underground and surface structures will be built. Fig. 2 shows the existing underground infrastructure at CERN in grey, the location of the two main worksites adjacent to the two general-purpose experiments ATLAS and CMS and the new underground infrastructure for HL-LHC in red.



2 Main HL-LHC worksites

The CERN context differs somewhat from the typical context of other underground engineering projects. The main stakeholders are research physicists and accelerator engineers and the civil infrastructure is meant to house highly sophisticated and unique machine equipment. The geometric space requirements of the underground structures are often frozen to proceed with detailed design and construction at a moment in time when the novel accelerator equipment is only partially designed or still being prototyped.

2 The Project

2.1 Two Sites

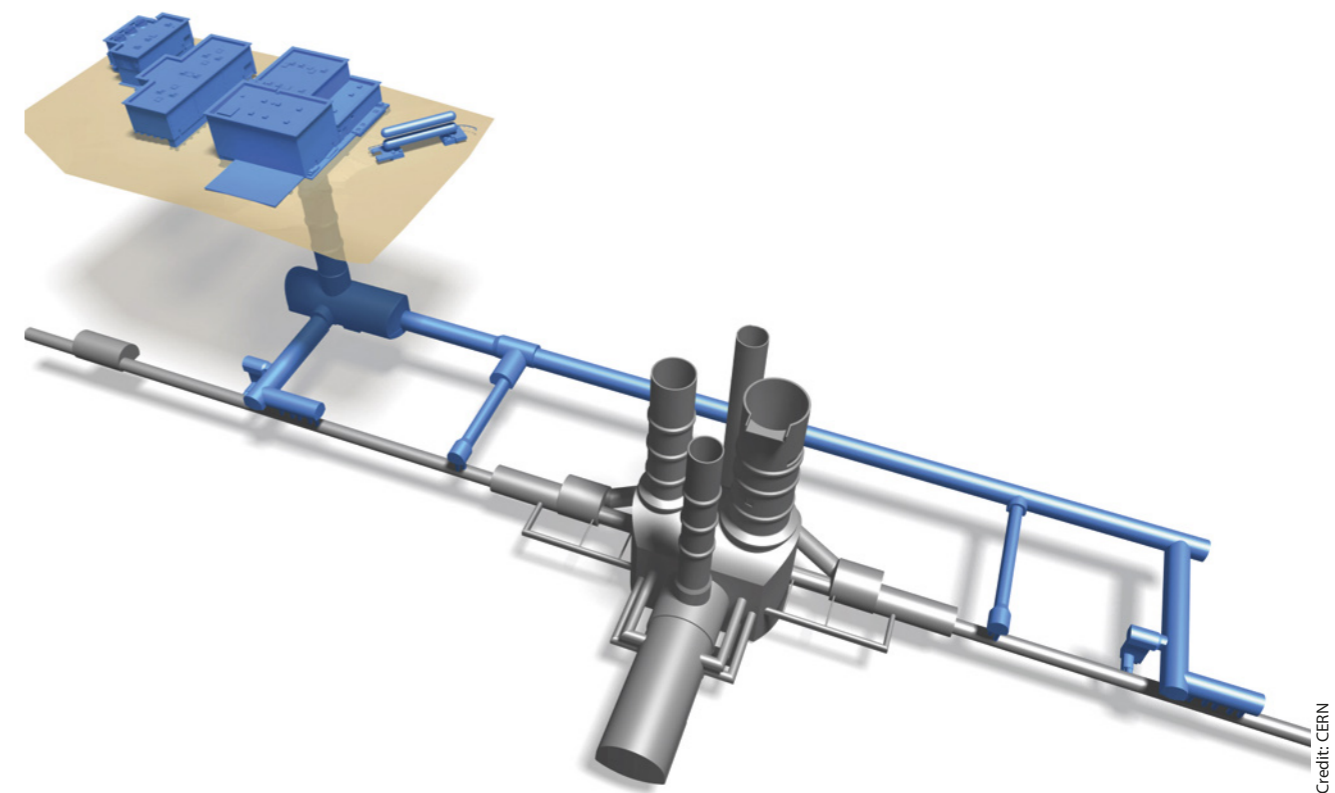
The HL-LHC civil works consist of two nearly identical work sites adjacent to CERN's existing Point 1 (Switzerland) and Point 5 (France). Both existing LHC Points consist of technical buildings at the surface and multiple large diameter shafts that connect to the detector and service caverns, which cut through the 27 km tunnel ring. For the HL-LHC project, these

existing Points will both be enlarged with five new industrial buildings, a new shaft, a new cavern and new galleries with a total length of about 500 m. Figs 3 and 4 show the existing infrastructure in grey and the new HL-LHC infrastructure in blue.

Both the new underground and surface structures are nearly identical at both Points, which differ mainly in terms of the geometry of the existing underground complex, the geometric arrangement of the new buildings at the surface and the sub-surface geology.

2.2 Geology

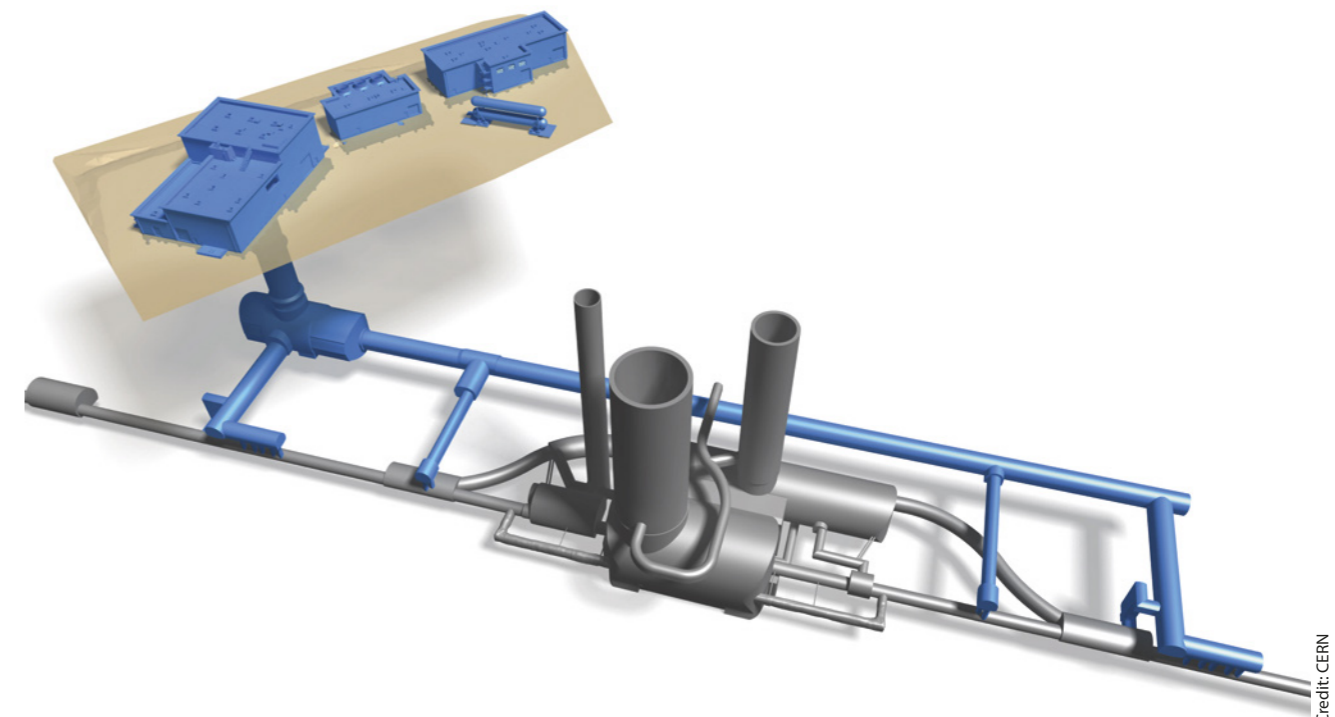
The dominant geology at both sites is molasse, directly overlain by Würm moraine deposits. The Würm moraine is a base moraine and consists of compact and consolidated relatively dense sandy silt with variable amount of sand, clay, cobbles and hard to very hard gravel. The molasse (Chattien Inférieur) consists of sub-horizontal bedded lenses of sedimentary rock, with a progressive lateral and vertical spatial



3 HL-LHC works at Point 1

grading ranging from clay to sand. At Point 5, the Quaternary moraine is covered by a succession of fluvioglacial soils that consist of silty and sandy gravel deposits with cobbles and small boulders. In addition, two aquifers are present at Point 5; an upper aquifer in the fluvioglacial soils and a lower

aquifer in the moraine. Molasse is generally considered as a soft rock and is composed of irregular interbedded marls or platy marls, sandstones and marly-sandstones/sandy-marls. Layers are usually 0.5 to 5 m thick and their stiffness can vary from one layer to another.



4 HL-LHC works at Point 5

The geotechnical investigations and previous experience from underground works at CERN confirm that molasse is a highly heterogeneous rock mass, which sometimes locally contains natural hydrocarbons and gas, particularly in coarser sandstones.

Layers of Molasse	Range of UCS Values [MPa]	SIA 199 Classification
1: Weak marls	0–8	4 – very weak
2: Soft marls	8–20	3 – weak to medium
3: Medium marls	20–35	3 – weak to medium
4: Soft sandstone	5–20	3–4 – very weak to medium
5: Hard sandstone	20–40	3 – weak to medium
6: Very hard sandstone	40–100	2–3 – weak to medium; medium to hard

**Table 1** Expected ranges of values for UCS in the molasse layers

**2.3 Underground Structures**

Figs 2, 3 and 4 provide an overview of the new HL-LHC underground structures in relation to the existing underground infrastructure at CERN. At both Point 1 and Point 5, the following new underground structures will be built:

- Shaft: A shaft with an internal diameter of approximately 10 m and a depth of approximately 60 m provides the connection between the shaft head building at the surface and the underground cavern. A lift in the shaft will provide day-to-day personnel and equipment access, incorporated into leak tight pressurised concrete modules, which also contain an emergency staircase;
- Cavern: The underground cavern measures approximately 16 m wide, 14 m high and 47 m long. It will house the cryogenic equipment and services, spread over the ground floor and a steel mezzanine;
- Power converter gallery: The main underground gallery measures approximately 6 m wide and 300 m long. It will mainly house power converters and the current feed boxes of the superconducting magnets of the accelerator;
- Service and safety galleries: Four 3 to 6 m wide and approximately 50 m long service galleries are required to connect the main gallery back to the existing LHC tunnel. The service galleries will house RF equipment, a cryogenic distribution system and superconducting links. Two of the service galleries will feature emergency staircases that provide access to and from the LHC tunnel.

Vertical cores: A total of twelve vertical linkage cores (with an internal diameter of 1 m and length of approximately 7 m) are foreseen at the ends of the four service galleries to connect the HL-LHC galleries to the LHC tunnel. Cables and services will be guided through the cores to feed the upgraded accelerator in the LHC tunnel.

**2.4 Surface Works**

The surface works at Point 1 and Point 5 consist of five new buildings (per Point), a combination of steel and concrete structures, as well as technical galleries, concrete pads (for helium and nitrogen tanks), roads, drainage and landscap-

ing. The industrial buildings include an access building with an overhead crane used for heavy lifts down the shaft, a ventilation building with underground ventilation equipment, an electrical building, cooling towers and a building that houses compressors for the cryogenic system. The technical galleries provide a route for power supplies, cryogenics and cooling pipes in between buildings and down into the shaft. On the Swiss site, the majority of the excavation muck is reused on site to create a level (earth) platform for the buildings, whereas the muck on the French side is dumped in certified ISDI disposal sites.

**3 Contractual Set-Up**

**3.1 Two Sub-Projects**

The civil works for the HL-LHC project were divided into two sub-projects, each covering a work site, i.e. Point 1 (Switzerland) and Point 5 (France). Even though the works at both Points are nearly identical, a site separation per country was deemed sensible to avoid imposing the particularities of working across similar sites in two different countries on a (design) engineer and/or contractor. The approach also suited the procurement objectives of CERN as an international organisation, to give companies from the different member states more opportunities to bid for parts of the works, in order to diversify the industrial return. Because each site is treated as a stand-alone project, different engineers and contractors were appointed to design and construct the works on each of the sites. The language used for all tenders, the engineering and construction contracts is English (to facilitate the access for companies from all CERN member states), with the exception that all matters related to safety and the building permits are to be treated in French, to meet the requirements of the local Swiss and French authorities.

Credit: JV ORIGIN

**3.2 Schedule Constraints**

The main driver of the construction programme is the operational cycle of CERN’s LHC accelerator. Every few years, after a multi-year physics run, the LHC accelerator is shut down for maintenance and upgrades. The preparation of the civil works for the HL-LHC project was kicked-off in the fall of 2015, with the aim to start on site in 2018 and excavate the shafts. The main excavation works for the caverns and galleries were then to be completed during a long shut-down period of the LHC which spans 2019–2020. The reasons for these schedule constraints are two-fold: On one hand, the sensitivity of the LHC accelerator (when in operation) would not tolerate the vibrations caused by tunnel excavation work carried out at a distance less than 50 m away from the LHC. On the other hand, the new HL-LHC safety galleries have to be connected to the existing LHC tunnel before the LHC accelerator is put back into operation in January 2021. These important schedule constraints imposed by CERN’s LHC physics programme left only two years (2016–2017) to run through the following sequential project preparation phases:

1. Tender the two engineering contracts;
2. Complete the preliminary and tender design of the works;
3. Tender the two construction contracts;
4. Complete the detailed (construction) design of (a part of) the underground structures.

The above sequence of activities allowed the signature of both construction contracts in March 2018, followed by a rapid mobilisation of the contractors on site as of April 2018. The excavation of the shafts was to be completed by December 2018, in order to be ready to start and complete the excavation of the caverns and galleries and connect to the LHC tunnel before the end of 2020. Underground final lining works and the construction of the surface buildings can extend into 2021–2022, as these works would not cause vibration issues for the LHC which is put back into operation in January 2021 for another physics run. The vertical cores that connect the new HL-LHC galleries to the existing LHC tunnel will only be constructed in 2024 (under a separate construction contract for 24 cores that remains to be tendered), when the next long shutdown of the LHC accelerator complex is scheduled to install all HL-LHC equipment. Subsequently, the HL-LHC accelerator will only generate its first particle collisions in 2026.

**3.3 Engineering Contracts**

The separation of both project sites led to the appointment of two engineering joint ventures (one for each Point). In line with CERN’s procurement policy, a joint market survey was carried out to pre-qualify engineering firms and joint ventures coming from the different member states to submit a tender for (one or both of) the two civil engineering consultancy contracts. A double envelope procedure (consisting of technical and commercial bids) was used in combination with a best-value-for-money (BVFM) scoring mechanism to rate the bids. The scoring weight between the quality of the tender and its price was set at 40/60. Both

engineering contracts could not be awarded to the same bidder, i.e. a bidder could only win the contract for one Point and was subsequently excluded from the tender for the other Point.

The engineering contracts for both sites are identical and were drafted and customised for CERN by a law firm in the UK. The contracts build on the experience CERN acquired on the LHC project. The engineering contracts include both design and construction management services and were drafted to be compatible with the duties, obligations and functions of the Engineer as in a FIDIC (Red Book) contract.

The engineering contracts were awarded to joint ventures consisting of civil engineering consultancies from different CERN member states:

- Point 1: JV ORIGIN, consisting of Setec TPI (FR), Rocksoil SpA (IT) and CSD Ingénieurs (CH);
- Point 5: JV LAP, consisting of Lombardi SA (CH), Artelia (FR) and Pini Swiss Engineers (CH).

Both engineers started with preliminary design in June 2016 and produced tender documents that were issued in July 2017 to start construction on site in April 2018. Since setting off on the project in 2016, both engineering joint ventures had to overcome numerous challenges such as the strict time schedule imposed by the LHC operation cycle combined with the cultural and linguistic differences of the different consultancies that are geographically spread across Switzerland, France and Italy. All firms involved had to work hard to create a consistent set of design and tender documents, drafted entirely in English.

The fact that two different engineering joint ventures each had to design their version of what are in essence identical underground structures and buildings, with only slight changes in local geology and for nearby sites in different countries, created a unique situation in which different design solutions were often compared, benchmarked and debated across both Points. Animated discussions about the pros and cons of different approaches to solve mostly similar problems led once again to the notion that underground engineering is more of an art than a science, as many rational arguments to defend a chosen design solution often cut both ways.

**3.4 Construction Contracts**

The engineers for each Point developed similar but different tender documents for each site. The construction contract was identical for both Points, but the technical appendices (e.g. drawings, specifications, bill of quantities) were somewhat different. However, CERN ensured sufficient coordination between the engineers at both Points to avoid critical differences between the tender documents for each Point, which could not be readily and logically explained to contractors bidding for the works at both Points.

In line with CERN's procurement policy, a joint market survey was carried out to pre-qualify contractors and joint ventures coming from the different member states to submit a tender for (one or both of) the two civil engineering construction contracts. A double envelope procedure (consisting of technical and commercial bids) was used in combination with a lowest-cost adjudication mechanism. Again, both construction contracts could not be awarded to a single bidder, i.e. a bidder could only win the contract at one Point and was subsequently excluded from the tender for the other Point. The most expensive construction contract was awarded first, but there was little difference between the accepted contract amounts for both Points, taking into account the CHF/EUR exchange rate at adjudication. In total, CERN received seven bids for each Point. Five contractors submitted bids for both Points and two contractors on each Point submitted only a bid for one of the Points.

The construction contracts for both sites are based on the FIDIC Red Book (1999 Ed.) and were customised for CERN by a law firm in the UK. Again, the contracts build on the experience CERN acquired on the LHC project, for which CERN used the 1987 edition of the FIDIC Red Book. The FIDIC Red Book contract is used for building and engineering works designed by the employer and paid on the basis of a re-measurable bill of quantities, which offers additional flexibility to an employer such as CERN in terms of design changes.

However, the involvement of Swiss consultants in the engineering joint ventures of both Points led to a modification of the standard FIDIC Red Book contract to include a time-adjustment mechanism and baseline schedule for underground excavation works. Such mechanism, as set out in SIA 118/198, is customarily used in Alpine tunnelling projects, using the concepts of planned construction time and construction time for valuation purposes. In addition, the contractual concept of a Geotechnical Baseline Report (GBR) was also implemented in the modified FIDIC Red Book. Assistance and input in making these changes was sought from FIDIC-ITA's Task Group 10, which is currently drafting a new FIDIC form of contract for tunnelling and underground works (with the working title Emerald Book). CERN's objective in making these significant technical and contractual modifications to the standard FIDIC Red Book was to obtain a fair allocation of risk between the employer and the contractor related to (un-) foreseeable ground conditions, and to avoid lengthy discussions about soil conditions whilst excavating which often trouble tunnelling projects.

The construction contracts were awarded to joint ventures consisting of civil works contractors originating from different CERN member states:

- Point 1: JV Marti Meyrin, consisting of Marti Tunnel AG (CH), Marti GmbH Deutschland (DE) and Marti GmbH Österreich (AT);
- Point 5: Consortium IB, consisting of Implenia (CH/FR/DE) and Baresel Tunnelbau GmbH (DE).

Both contractors received letters of intent in February 2018, signed contracts in March 2018 and started mobilising on site in April 2018. The fact that both construction joint ventures have local branches in Western Switzerland meant that the lead times for site mobilisation were small to start with the excavation of the shafts in summer 2018. The excavation of the caverns and galleries extends into 2020, final lining works are due to be completed in 2021 and all buildings and roadworks are scheduled to be taken over in summer 2022.

The engineering contracts are similar to the construction contracts in that two construction joint ventures are essentially building identical civil structures on nearby sites with similar geology but on different sides of the Swiss-French border. Again, interesting discussions can be had (as to the how and why) when comparing the site installations, construction equipment and methods chosen by both contractors. The sites at both Points will gradually reveal which chosen design and construction methods yield the most optimal outcome for CERN in terms of construction quality, cost and time.

### 3.5 Other Contracts

Apart from the two engineering and two construction contracts, a number of smaller contracts were also set up by CERN to prepare and accompany the works:

- Geotechnical Investigation: A geotechnical investigation campaign was specified by a specialist geotechnical consultant and executed before the two engineers started with preliminary design. The close proximity of existing CERN underground infrastructure meant that a wealth of geological and geotechnical information of the area was already available to the design teams;
- Building Permit Architects: CERN logically had to submit and obtain two different building permits for the sites in Switzerland and France, each addressing the particularities of the local authorities of the two countries. CERN's status as an international organisation and pro-active coordination with the local authorities helped to expedite the process. In case you wondered, the approved permit was delivered faster in France than in Switzerland;
- Independent Engineer: The preliminary and tender designs of both engineering joint ventures were reviewed by a third-party checking engineer (JV between Arup (UK) and GeoConsult GmbH (AT)) to determine whether the design documents had been prepared using reasonable skill, care and diligence, and were based on sound technical concepts and in line with current expected good practice;
- Panel of Adjudicators: A FIDIC-type Dispute Adjudication Board (DAB) was set-up to address disputes that may arise between CERN and the engineer or the contractor in the respective engineering and construction contracts. The DAB is composed of two lawyers, two underground engineering experts and one architect specialised in dispute avoidance and resolution. The chairman of the five member DAB will appoint a three member panel for each adjudication, tailored to the issue of the dispute. Adjudica-

tions are binding and can only be referred to arbitration by either party after the issuance of the taking-over certificate for the whole of the works;

- Safety Coordinator: An external safety coordinator reviewed the tender designs for both Points to spot future safety issues. As of the commencement on site in April 2018, a full-time safety coordinator divides his time between both Points to work with the engineers and contractors to ensure a safe construction phase for all involved;
- Minor works: A number of minor works were carried out at both sites to prepare the main worksites for the arrival of the contractors. Some further minor works will undoubtedly be required to clean up any loose ends at the end of the works.

## 4 Current Status of Works

### 4.1 Point 1 (Switzerland)

In January 2019, approximately 95% of the shaft at Point 1 has been excavated and works are underway to cast a reinforced concrete ring beam at the shaft to cavern interface, which is held in place by a series of steel rock bolts. Although the original rock support system along the height of the shaft foresaw the installation of a large number of radial rock bolts, none were finally installed. Circular steel lattice girders at a spacing of 1 m to 2 m embedded within the shotcrete lining were adopted instead, based on a value engineering proposal submitted by the contractor. The shaft was excavated using an electric excavator fitted with a hydraulic rock-breaker, which fortunately did not cause vibration disturbance for the LHC accelerator which was still in operation during 2018. The cavern excavation is foreseen to start in February 2019 and the excavation of the main 300 m power converter gallery is scheduled to kick-off in May 2019. Noteworthy is that at Point 1 the final lining of the main gallery will be cast in parallel with the excavation as it proceeds. This approach is different from the more traditional sequence taken at Point 5, where the secondary lining is only constructed once all excavation works have been completed. Another major design difference between both Points is the extensive use of steel ribs as primary support for the galleries at Point 1, whereas rock bolts dominate at Point 5.



5 Rock support of Point 1 shaft



6 Shaft excavation at Point 1



7 Shaft hall at Point 1



Credit: Antonino Panté (www.antoninopante.com)

8 Shaft top view at Point 1

#### 4.2 Point 5 (France)

The shaft excavation at Point 5 has been completed in December 2018, and the cavern excavation has commenced in January 2019 with the rock bolting of the shaft to cavern interface ring, as was foreseen in the construction programme. The long shutdown of the LHC has started and vibrations linked to heavy excavation equipment are no longer of concern. The top of the Point 5 shaft features

a secant pile wall, which was installed to create a watertight screen against the two aquifers found at shallow to moderate depths. Similar to Point 1, the majority of the radial rock bolts was eliminated from the rock support system along the height of the shaft and the thickness of the shotcrete lining was reduced in-situ to benefit from generally favourable geological conditions. The Point 5 shaft was excavated using an electric excavator equipped with both a bucket (for moraine) and a hydraulic cutter head (for molasse). A rock-breaker was not often used, contrary to Point 1, where abundant layers of hard sandstone were present in the shaft. The excavation of the cavern and the main power converter gallery is foreseen to be completed by the end of 2019.

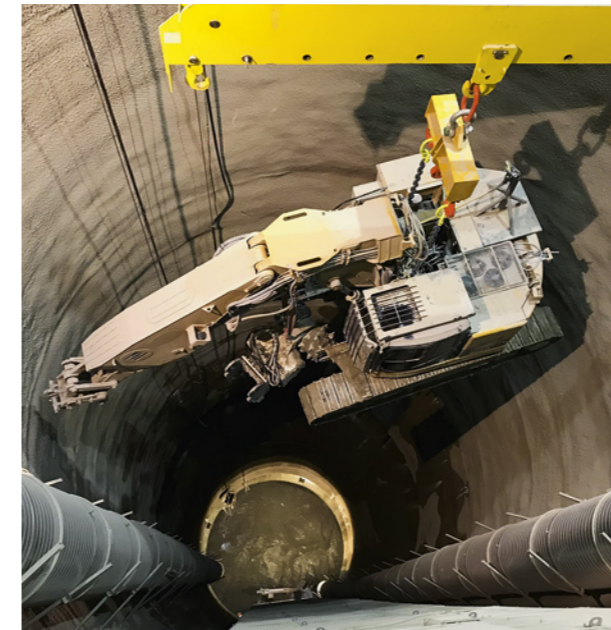
#### 5 Conclusion

The High-Luminosity LHC upgrade requires some significant additions to CERN's existing underground infrastructure. Since 2015, the design and construction phases of two very similar construction sites in Switzerland and neighbouring France have been prepared. The civil works were tendered in 2017 and contractors started on both sites in April 2018 to sink the two shafts. Works will continue in 2019 with the excavation of the two caverns and the main galleries. Underground works including final concrete lining will be completed by mid 2021, and complemented by industrial buildings at the surface scheduled for



Credit: Consortium IB

9 Shaft top view at Point 5



Credit: CERN

10 Shaft excavator being lowered into Point 5 shaft

take-over by mid 2022. Engineering and construction firms from Switzerland, France, Italy, Austria, Germany and the United Kingdom have been working with various CERN engineers from a myriad of nationalities to develop the next civil engineering chapter of CERN's ever-expanding underground accelerator complex. If all goes according to plan the HL-LHC accelerator will be able to push the boundaries of particle physics yet one step further as of 2026. Once the HL-LHC is fully operational, CERN may advance their plans for a post-LHC accelerator such as the Future Circular Collider (FCC), which would require a circular tunnel of about 100 km in circumference embedded in the Geneva basin.



Credit: CERN

11 Shaft excavation at Point 5

#### Acknowledgement

This work is supported by the High-Luminosity LHC Project of CERN.

#### PROJECT DATA

##### Region

Meyrin, Canton Genève, Switzerland (Point 1) and Cessy, Département Ain, France (Point 5)

##### Client

European Organization for Nuclear Research (CERN)

##### Design, site supervision and general construction management

- Point 1 (Switzerland): ORIGIN JV (Setec TPI, Rocksoil SpA, CSD Ingénieurs)
- Point 5 (France): LAP JV (Lombardi SA, Artelia, Pini Swiss Engineers)

##### Excavation

- Point 1 (Switzerland): JV Marti Meyrin (Marti Tunnel AG, Marti GmbH Deutschland, Marti GmbH Österreich)

- Point 5 (France): Consortium IB (Implemia Schweiz/ France/Deutschland, Baresel Tunnelbau GmbH)

##### Key data

- Construction period: ± 53 months
- Start of operations: April 2018
- Construction costs: ± 135 million Swiss francs (Point 1 and Point 5 combined)
- Length: ± 1,250 m, all together for shafts, caverns and galleries at both Points
- Excavated cross section: various different sections between 3 m and 16 m

##### Special features

Underground infrastructure meant to house particle accelerator equipment



Urs Müller, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Projektleiter, IM Maggia Engineering AG, Locarno/CH  
 Michel Ritz, Dipl. Ing. FH/EMBA GM, Gesamtprojektleiter RiSA, SBB AG Infrastruktur, Energie, Zollikofen/CH

## Erneuerung des Kraftwerkes Ritom

Leistungssteigerung mit neuer Kraftwerksanlage zur Bahn- und Drehstromerzeugung

Die Ritom SA, eine Partnergesellschaft des Kantons Tessin (25%), vertreten durch die Azienda Elettrica Ticinese (AET), und der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB, 75%) wird die seit 1920 in Betrieb befindliche Kraftwerksanlage Ritom zwischen dem Ritomsee und Piotta durch ein neues Kraftwerk mit unterirdischem Triebwassersystem sowie frei stehender Zentrale und neuem Unterwasser-Ausgleichsbecken ersetzen.

## Modernisation and Upgrading of Ritom Hydropower Plant

Increasing Capacity with New Power Plant Facility to Generate Traction Power and Three-Phase Power

Ritom SA, a partner company of the canton of Ticino (25%), represented by Azienda Elettrica Ticinese (AET), and of the Swiss Federal Railways (SBB, 75%) will replace the Ritom power plant between Ritom lake/reservoir and the village of Piotta, which has been in operation since 1920. The new power plant will be composed of an underground waterway system, a new powerhouse building and a new re-regulating reservoir.

### 1 Einleitung

Das Kraftwerk Ritom der Schweizerischen Bundesbahnen AG (SBB) nutzt seit 1920 die rund 830 m hohe Gefällstufe zwischen dem Ritomsee und der Zentrale Piotta. Neben den natürlichen Zuflüssen zum Stausee werden die Abflüsse aus dem Unteralp, dem Val Canaria und dem Val Cadlino gefasst und mit Zulaufstollen dem Ritomsee zugeführt (Bild 1).

Das heutige Kraftwerk besteht aus der Wasserfassung mit Schieberkammer beim Ritomsee, dem etwa 900 m langen Druckstollen, dem Wasserschloss, der Apparatekammer und den zwei resp. vier rund 1400 m langen Druckleitungen bis zur Zentrale Piotta. In der Zentrale sind vier horizontalachsige Peltonturbinen mit Einphasen-Synchrongenerator mit einer Ausbauleistung von rund 40 MW installiert, die seit beinahe 100 Jahren in Betrieb stehen. Die heutige mittlere Jahresproduktion beträgt rund 153 Mio. kWh.

Der Konzessionsablauf im Jahre 2005 der Kraftwerksanlagen im Kanton Tessin, das zunehmende Alter und der Zustand der elektromechanischen Ausrüstung sowie der heute und in Zukunft steigende Energie- und Leistungsbedarf haben die SBB und die AET seit den 1990er-Jahren veranlasst, Mög-

### 1 Introduction

Ritom hydropower plant, owned by the Swiss Federal Railways (SBB), has been using a head of 830 m between Ritom reservoir and the Piotta powerhouse since 1920. In addition to the natural tributaries flowing into the reservoir, the runoff from the Unteralp, Canaria and Cadlino valleys is collected and fed into the Ritom reservoir via existing headrace tunnels (Fig. 1).

The existing power plant consists of the power intake and valve chamber at Ritom reservoir, an approx. 900 m long headrace tunnel, surge tank, valve chamber and two or four exposed penstocks to the Piotta powerhouse with a length of approx. 1,400 m. The four horizontal Pelton turbines with a single-phase synchronous generator and an output capacity of around 40 MW in the big powerhouse building have been in operation for almost 100 years. The current average annual production amounts to approximately 153 million kWh.

With the existing concession for water rights of the power plant facilities in the canton of Ticino due to end in 2005, the increasing age and condition of the electromechanical equipment, as well as the growing current and future demand for energy and output, SBB and AET started to explore options

## Renouvellement de l'aménagement hydroélectrique de Ritom

Augmentation de puissance avec un nouvel aménagement hydroélectrique capable de produire de l'électricité ferroviaire monophasée ainsi que de l'électricité triphasée.

Le nouvel aménagement est composé d'une nouvelle prise d'eau dans la retenue de Ritom, d'une courte galerie sous pression jusqu'à la chambre des vannes située directement au sud du barrage de Piotta, d'un puits blindé d'environ 1,9 km de longueur, d'une centrale dégagée contenant trois groupes de machines et un bassin de démodulation pour limiter les effets du marnage (fluctuations du régime de débit) avant la restitution des eaux dans la rivière Ticino. Les travaux ont débuté en automne 2018 et continueront jusqu'à la mise en service des nouveaux groupes prévus pendant l'hiver et le printemps 2022/23. Dans l'ensemble environ 270 Mio. CHF seront investis dans les nouvelles installations de l'aménagement de Ritom.

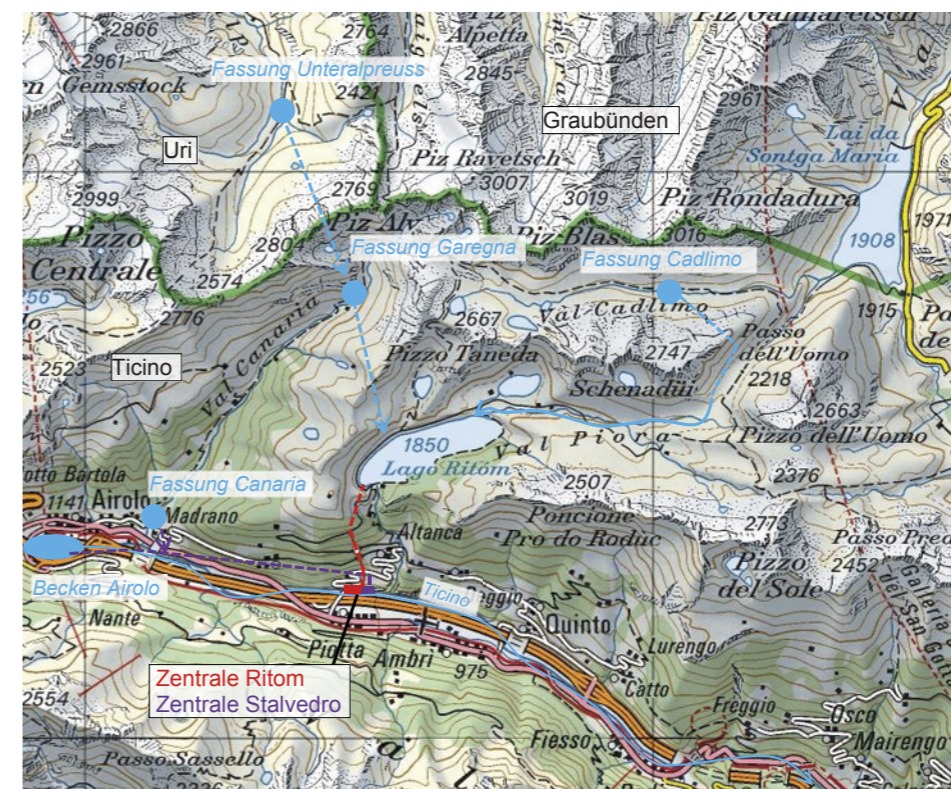
## Rinnovamento della centrale idroelettrica del Ritom

Aumento della potenza con il nuovo impianto della centrale idroelettrica per la produzione di corrente di trazione ferroviaria e trifase

Il nuovo impianto idroelettrico comprenderà una nuova presa nel lago Ritom, una breve galleria sottocarico fino alla camera valvole ubicata direttamente a sud della diga di Piotta, un pozzo forzato lungo circa 1,9 km, una centrale esterna con tre gruppi di macchine e un bacino di compensazione per regolare i deflussi discontinui delle turbine prima dell'immissione nel fiume Ticino. I lavori di costruzione sono iniziati nell'autunno 2018 e dureranno fino all'inverno - primavera 2022/23 con la messa in esercizio dei nuovi gruppi di macchine. Per il nuovo impianto idroelettrico del Ritom saranno investiti circa 270 milioni di CHF.

lichkeiten für eine Erneuerung und den Ausbau des Kraftwerks Ritom zu studieren. Für die Zuleitung der Unteralp-

for refurbishing and expanding Ritom power plant in the 1990s. SBB still has a concession for the water supply of the Unteralpreuss river (canton of Uri) which runs until 2043; a new concession agreement was signed, which applies until 2094 for the water rights of the canton of Ticino rivers and of the Medelser Rhine river (canton of Grisons).

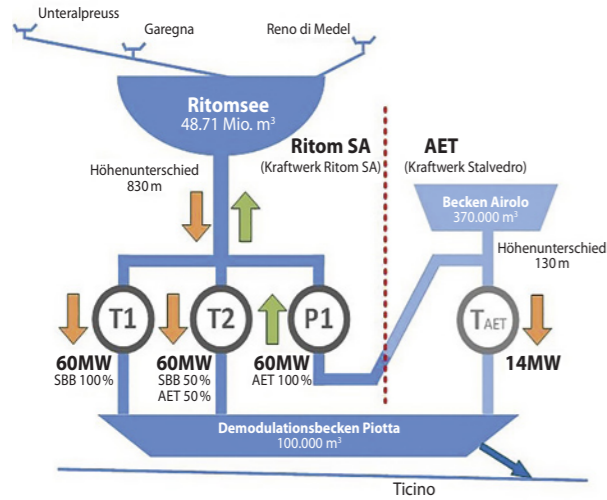


1 Übersichtskarte mit den bestehenden Kraftwerken Ritom SBB und Stalvedro AET  
 Map showing the existing Ritom SBB and Stalvedro AET power plants

In December 2012, SBB acting on behalf of Ritom SA, which was still in the process of being established, submitted the concession application to upgrade the capacity of the new Ritom power plant with a simultaneous increase in production via a pumped storage power plant using water from the River Ticino. The additional water volume will be conveyed from the Airolo regulating reservoir through the existing headrace tunnel of Stalvedro (AET) power plant using a new storage pump and the new pressure shaft into Ritom reservoir.

## Erneuerung des Kraftwerkes Ritom

Leistungssteigerung mit neuer Kraftwerksanlage zur Bahn- und Drehstromerzeugung



Quelle/credit: SBB

2 Vereinfachtes hydraulisches Anlagenschema des Erneuerungsprojekts KW Ritom SA und KW Stalvedro  
Simplified hydraulic diagram of the modernisation project of Ritom SA power plant and Stalvedro power plant

reuss (Kanton Uri) besitzt die SBB eine bis ins Jahr 2043 laufende Konzession, für den Medelser Rhein (Gefällsanteil Kanton Graubünden) wurde eine neue Vereinbarung mit der neuen Konzession des Kantons Tessin harmonisiert, welche bis zum Jahr 2094 gilt.

Im Dezember 2012 hat die SBB im Namen der in Gründung befindlichen Ritom SA das Konzessionsgesuch für eine Leistungssteigerung des neuen Kraftwerks Ritom mit gleichzeitiger Produktionserhöhung durch einen Pumpspeicherbetrieb mit Wasser aus dem Fluss Ticino eingereicht. Das zusätzliche Wasservolumen soll ab dem Ausgleichsbecken Airolo über das bestehende Triebwassersystem des KW Stalvedro (AET) mit einer neuen Speicherpumpe durch den neuen Druckschacht in den Ritomsee gefördert werden.

Das Kraftwerk Stalvedro der AET wurde 1968 in unmittelbarer Nähe des Kraftwerks Ritom erstellt und verarbeitet das Gefälle von rund 130 m zwischen dem Becken Airolo und Piotta.

Nach der Konzessionserteilung im März 2015 durch den Grossen Rat des Kantons Tessin wurde im August 2015 die Ritom SA (RiSA) als Partnerwerk mit 75 % Beteiligung der SBB und 25 % Beteiligung des Kantons Tessin, im Projekt vertreten durch die AET, gegründet.

Ab November 2015 wurde von der Planergemeinschaft «Consortio Ritom Ticino» (IM Maggia Engineering AG (FF), Lombardi AG, Pagani & Lanfranchi AG – Guscetti Architetti (Subplaner)) das Bau- und Auflageprojekt erarbeitet, das im Juni 2017 in den Gemeinden Quinto und Airolo öffentlich aufgelegt wurde. Parallel zum Baubewilligungsverfahren wurden die Submissionen der Bauarbeiten und elektromechanischen Ausrüstungen vorbereitet und öffentlich ausgeschrieben. Nach Erteilung der Baubewilligung und Vergabe der Hauptarbeiten im Sommer 2018 erfolgte mit dem Spatenstich am 17. Oktober 2018 der offizielle Baubeginn

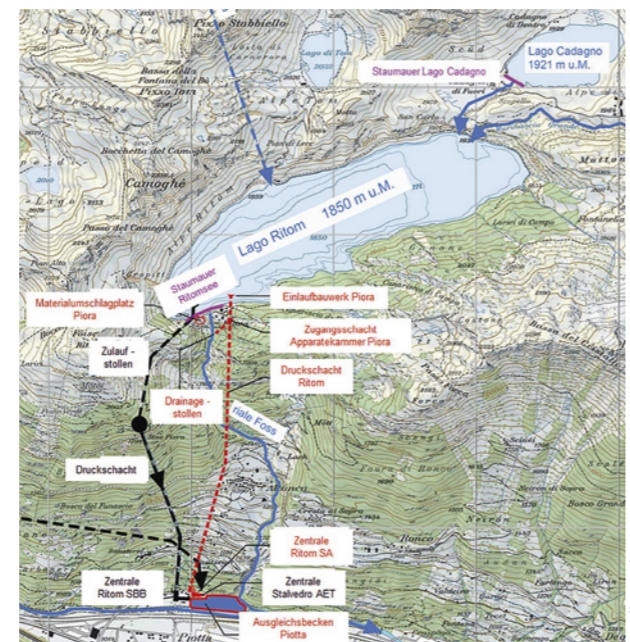
AET's Stalvedro power plant was constructed directly next to the Ritom power plant in 1968 and uses a head of around 130 m between Airolo reservoir and Piotta.

Once the concession had been granted in March 2015 by the legislative authority, the Grand Council of Canton Ticino, the Ritom SA (RiSA) company was founded in August 2015 with a 75 % share held by SBB and a 25 % share held by the canton of Ticino, represented by AET.

The engineering consultancy consortium "Consortio Ritom Ticino" (IM Maggia Engineering Ltd. (Lead), Lombardi Ltd., Pagani & Lanfranchi Ltd. – Guscetti Architetti (sub-planner)) started the planning works with the final design in November 2015. Details of the project were publicly released in the municipalities of Quinto and Airolo in June 2017. In parallel with the construction permit process, tender documents were prepared and issued for the civil construction works and electromechanical equipment. After the building permit had been issued and the main works had been contracted in the summer of 2018, the ground-breaking ceremony on 17 October 2018 marked the official start of construction for the modernisation and upgrading of Ritom power plant. The construction works will take around four years to complete, and the new power plant is scheduled to go into operation between winter 2022 and spring 2023.

### 1.1 Overview of the New Power Plant Facility

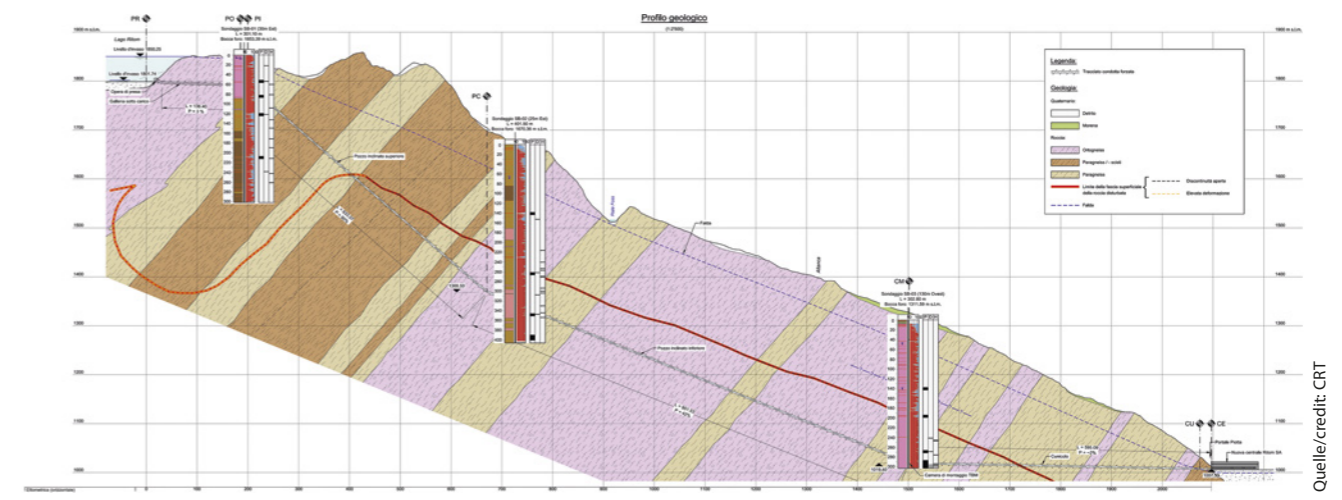
The Ritom power plant modernisation project involves the connection of the hydropower systems of Ritom



3 Übersicht über Projektperimeter im Bereich des Kraftwerks Ritom mit bestehenden Anlagen (schwarz) und Neuanlagen (rot)  
Overview of the project perimeter in the area of the Ritom power plant with existing facilities (black) and new facilities (red)

## Modernisation and Upgrading of Ritom Hydropower Plant

Increasing Capacity with New Power Plant Facility to Generate Traction Power and Three-Phase Power



4 Längsenprofil der Geologie im Bereich des neuen Triebwassersystems  
Longitudinal profile of the geology in the area of the new waterway system

für die Erneuerung des Kraftwerks Ritom. Die Bauarbeiten werden rund vier Jahre dauern, und die Inbetriebnahme des neuen Kraftwerks ist vom Spätherbst 2022 bis Frühjahr 2023 geplant.

### 1.1 Übersicht über die neue Kraftwerksanlage

Das Projekt der Erneuerung des Kraftwerks Ritom umfasst eine Verbindung der Triebwassersysteme des Kraftwerks Ritom (SBB) und des Kraftwerks Stalvedro (AET), womit eine optimale Nutzung des in der Region anfallenden Nutzwassers zur Erzeugung von Bahnstromenergie (16,7 Hz) und Drehstromenergie (50 Hz) erreicht wird. Neben einer reinen Nutzung des im Ritomsee und im Ausgleichsbecken Airolo anfallenden Wassers im Turbinenbetrieb kann mit der neuen Anlage Wasser vom Becken Airolo in den Ritomsee gepumpt und damit eine Veredelung der Energie sowie eine sichere und optimierte Speichernutzung erreicht werden. Die entsprechenden Anschlüsse an das Triebwassersystem des Kraftwerks Stalvedro wurden bereits bei der Erstellung der Anlage vorgesehen. Ein vereinfachtes hydraulisches Anlagenschema ist in Bild 2 dargestellt.

Die Erneuerung des Kraftwerks Ritom umfasst folgende Anlageteile (Bild 3):

- Einlaufbauwerk im Ritomsee
- Druckstollen Piora (L = 160 m) zwischen Einlaufbauwerk und Apparatekammer Piora
- Apparatekammer Piora mit vertikalem Zugangsschacht
- Druckschacht zwischen der Apparatekammer Piora und der Zentrale Ritom SA (Schrägschacht L = 1,3 km, Flachstrecke L = 0,6 km)
- Zentrale Ritom SA mit zwei Pelton-turbinen à 60 MW Leistung (16,7 Hz und 50 Hz) und einer Speicherpumpe von 60 MW Leistung
- Unterwasser-Ausgleichsbecken Piotta (V = 100 000 m³) am Auslauf der Kraftwerke Ritom SA und Stalvedro zur Schwall-/Sunkdämpfung im Unterlauf des Flusses Ticino
- Schaltanlage 50 kV/50 Hz für die Netzanbindung der 50-Hz-Turbinengruppe und der Speicherpumpengruppe

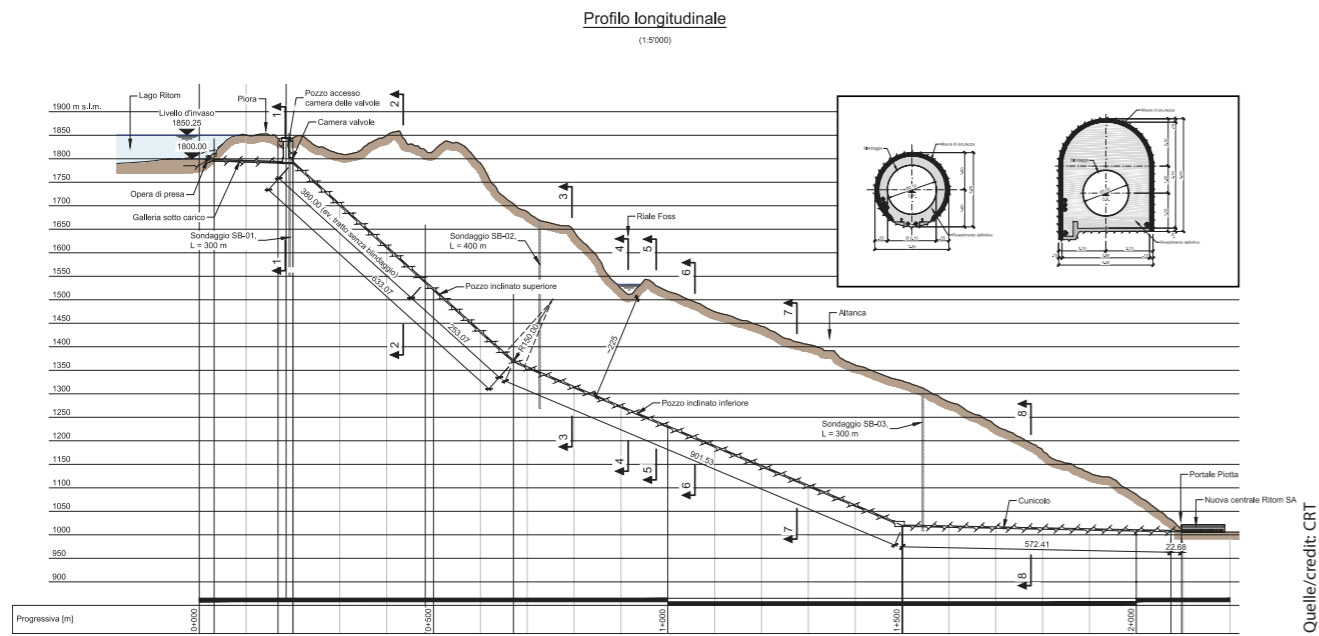
power plant (SBB) and that of Stalvedro power plant (AET), thereby achieving optimum utilisation of the water resources in the region to generate traction power (16.7 Hz) and three-phase power (50 Hz). In addition to using water from Ritom reservoir and Airolo regulating reservoir in turbine operation mode, the new plant can pump water from Airolo reservoir into Ritom reservoir, thereby improving current energy production and achieving safe and optimised storage utilisation. The respective connections to the headrace tunnel system of Stalvedro power plant had already been provided for during the original construction of the plant. A simplified hydraulic system diagram is shown in Fig. 2.

The modernisation of the Ritom power plant comprises the following plant parts (Fig. 3):

- Intake structure at Ritom reservoir
- Piora headrace pressure tunnel (L = 160 m) between the intake structure and Piora valve chamber
- Piora valve chamber with vertical access shaft
- Pressure shaft between Piora valve chamber and Ritom SA powerhouse (inclined shaft L = 1.3 km, horizontal section L = 0.6 km)
- Ritom SA powerhouse with two Pelton turbines each with an output of 60 MW (16.7 Hz and 50 Hz) and a pumping group with a capacity of 60 MW
- Piotta downstream re-regulating reservoir (V = 100,000 m³) at the outlet of Ritom SA and Stalvedro power plants for the reduction of hydropeaking in the River Ticino
- Switchgear 50 kV/50 Hz for network connection of the 50 Hz turbine group and the 50 Hz pump group
- Frequency inverter 40 MVA between AET's 50 kV/50 Hz network and SBB's 132 kV/16.7 Hz traction power network
- Accompanying environmental measures such as renaturalisation of the River Ticino between Piotta and the Audan zone, safeguarding fish migration around Airolo regulating reservoir, ecological flow allocation at the existing water intakes and at Piora dam, related landscape and forest projects, etc.

## Erneuerung des Kraftwerkes Ritom

Leistungssteigerung mit neuer Kraftwerksanlage zur Bahn- und Drehstromerzeugung



5 Längenprofil und Normalprofile des neuen Triebwassersystems (Druckschacht) zwischen dem Ritomsee und Piotta  
Longitudinal profile and standard cross sections of the new waterway system (pressure shaft) between Ritom reservoir and Piotta

- Frequenzumrichter 40 MVA zwischen dem 50-kV/50-Hz-Netz der AET und 132-kV/16,7-Hz-Bahnstromnetz der SBB
- ökologische Begleitmassnahmen zum Projekt wie Renaturierung des Flusses Ticino zwischen Piotta und der Zone Audan, Sicherstellung der Fischmigration im Raum Ausgleichsbecken Aiolo, Restwasserdotierung bei den Wasserfassungen und der Staumauer Piora, landschaftliche und forstliche Begleitprojekte usw.

## 2 Lage des Projektgebietes und Geologie

### 2.1 Lage und Topografie

Das Projektgebiet befindet sich östlich des Gotthardgebietes in der oberen Leventina im Bereich der Kantone Tessin, Uri und Graubünden. Die Anlagen befinden sich knapp am südlichen Rand des Alpenhauptkamms zwischen 1000 und 2230 m ü. M. (Bild 3).

### 2.2 Geologie des Projektgebietes

Das Ritomgebiet befindet sich innerhalb des Alpenhauptkamms an einer tektonischen Nahtstelle erster Ordnung, die das Gotthardmassiv im Norden von der Penninischen Gneiszone im Süden trennt. Diese Grenze verläuft von West nach Ost praktisch mitten durch das Projektgebiet. In Kontakt stehen die Serien der Trias der südlichen Sedimentbedeckung des Gotthardmassivs und die Lucomagnogneise des Penninikums. Die linke Talflanke der Leventina im Bereich des neuen Triebwassersystems wird hauptsächlich durch die steil einfallenden Lucomagnogneise aufgebaut (Bild 4).

Die heutige Ausbildung der linken Talflanke der Leventina, in welcher sämtliche neuen Anlagenteile zu liegen kommen, ist das Ergebnis der Erosion der letzten Glazialzeit. Die Seitenerosion des Talgletschers führte generell zu einer U-för-

## 2 Location of the Project Area and Geology

### 2.1 Location and Topography

The project area is located to the east of the Gotthard area in the upper Leventina district in the cantons of Ticino, Uri and Grisons. The facilities are located just on the southern edge of the main ridge of the Alps at an altitude of between 1,000 and 2,230 m above sea level (Fig. 3).

### 2.2 Geology of the Project Area

The Ritom area is located within the main ridge of the Alps on a primary tectonic fault, which separates the Saint-Gotthard Massif in the north from the Penninic gneiss zone in the south. This boundary runs practically straight through the middle of the project area from west to east. The Triassic series of the southern sediment nappe of the Saint-Gotthard Massif and the Lukmanier gneiss of the Penninic nappe are in contact with one another. The left flank of the Leventina valley in the area of the new hydropower system is mainly forged by the steeply sloping Lukmanier gneiss (Fig. 4).

The current formation of the left flank of the Leventina valley, in which all new plant parts will be located, is the result of the erosion of the last glacial period. The lateral erosion of the valley glacier has generally resulted in a valley cross section in a U-shaped formation, which means that the flanks of the valley are extremely steep, especially on the upper slopes. As the valley glacier retracted, the steep inwardly sloping rock series lost its support, which led to buckling and loosening of the outer layers to form a flatter site. This requires the new Ritom underground waterway system to be positioned at a sufficient depth below ground level. This depth was verified using three deep exploratory boreholes as part of the final design. The headrace system with the intake structure, pressurised headrace tunnel, valve chamber, pressure shaft and

## Modernisation and Upgrading of Ritom Hydropower Plant

Increasing Capacity with New Power Plant Facility to Generate Traction Power and Three-Phase Power

migen Ausbildung des Talquerschnitts, das heisst, speziell in den oberen Hangbereichen sind die Talflanken ausgesprochen steil. Mit dem Rückzug des Talgletschers verloren die steil hangeinwärts einfallenden Gesteinsserien ihre Abstützung, was zu Abknickungen und Auflockerungen der äusseren Schichten in eine flachere Lage führte. Dies bedingt, dass das neue Triebwassersystem des Kraftwerkes Ritom in genügender Tiefe unterhalb der Geländeoberkante angeordnet werden muss. Dies wurde im Rahmen des Bauprojekts mit drei tiefen Sondierbohrungen verifiziert. Der Triebwasserweg mit Einlaufbauwerk, Druckstollen, Apparatkammer, Druckschacht und die Zentralenfundation am Hangfuss in Piotta befinden sich grösstenteils in der Zone der Ortho- und Paragneise resp. der Paraschiefer der Lucomagnodecke.

Der Untergrund der Zentrale Ritom SBB, des Unterwasser-Ausgleichsbeckens und weiterer Bauwerke ist wie die ganze Ebene bei Ambri-Piotta vorwiegend aus grobkörnigen, gut durchlässigen Ticino-Alluvionen aufgebaut. Die Sondierbohrungen zeigten keine setzungsempfindlichen Schichten im Bereich der geplanten Bauwerke, und der Aufbau besteht aus locker gelagerten Sanden und Kiesen, durchsetzt mit verschiedenen Steinen und Blöcken. Wie durchgeführte Messungen zeigen, verläuft der Grundwasserspiegel im Mittel etwa rund 10 m unter der Terrainoberfläche. Weil der Fluss Ticino ein dichtes Flussbett besitzt, wirkt er nicht als

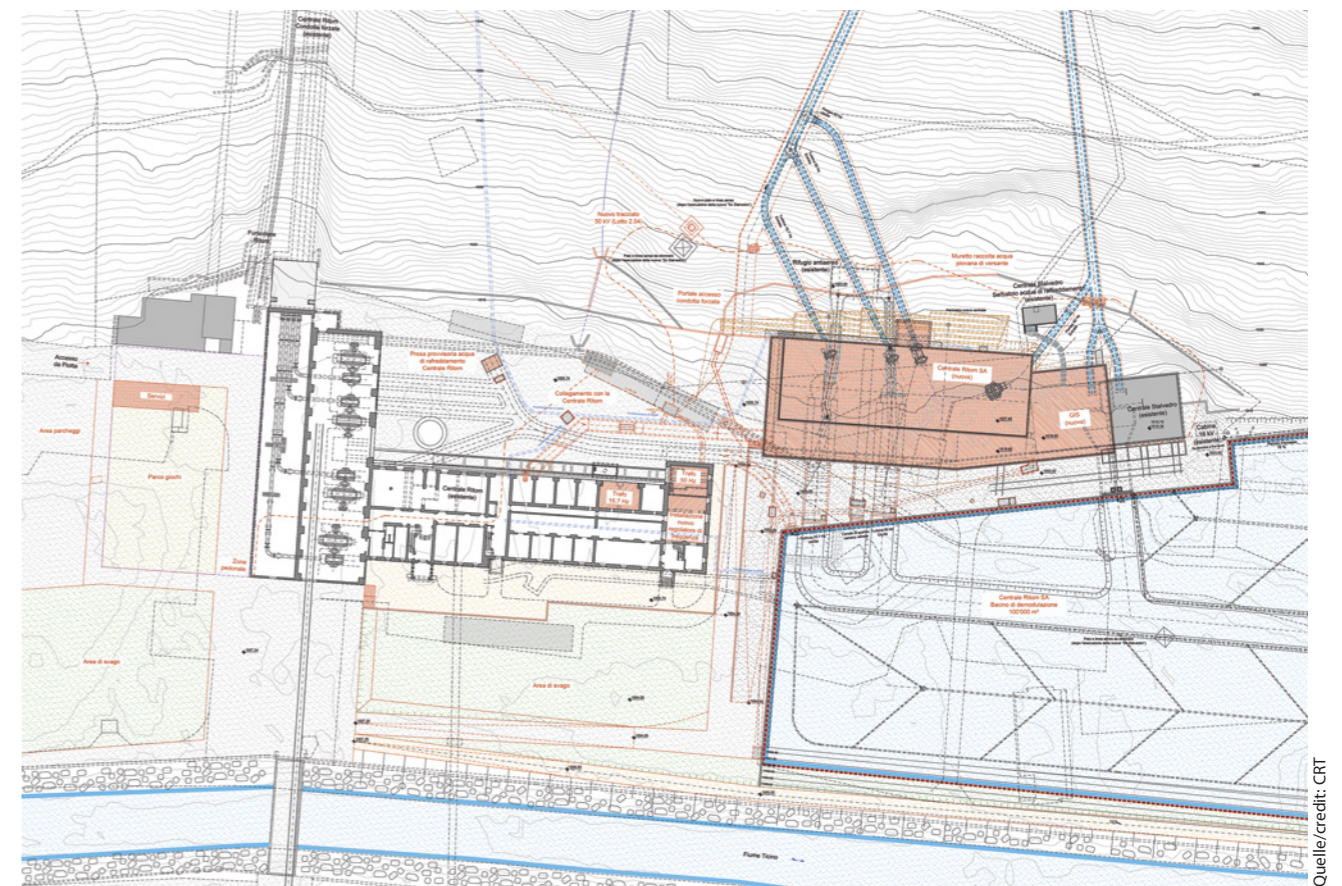
the powerhouse foundation at the bottom of the slope in Piotta are largely located within the zone of the orthogneiss and paragneiss or the paraschale of the Lukmanier nappe.

The substrate of the SBB Ritom powerhouse, of the underwater re-regulating reservoir and of other structures, is mainly composed of coarse and very porous Ticino alluviums, as is the entire Ambri-Piotta plain. The exploratory bores did not show any strata susceptible to settlement in the area of the planned structures. The composition consists of loose sands and gravels interspersed with various stones and blocks. Measurements performed show that the average groundwater level is approx. 10 m below the terrain surface. As the River Ticino has a dense riverbed, it does not act as an infiltrant. Even during flood periods, the maximum groundwater level is still around 3 m below the terrain surface, meaning the foundation soil conditions are generally favourable for the construction of the powerhouse and the re-regulating reservoir.

## 3 New Power Plant Parts

### 3.1 Piora Intake Structure

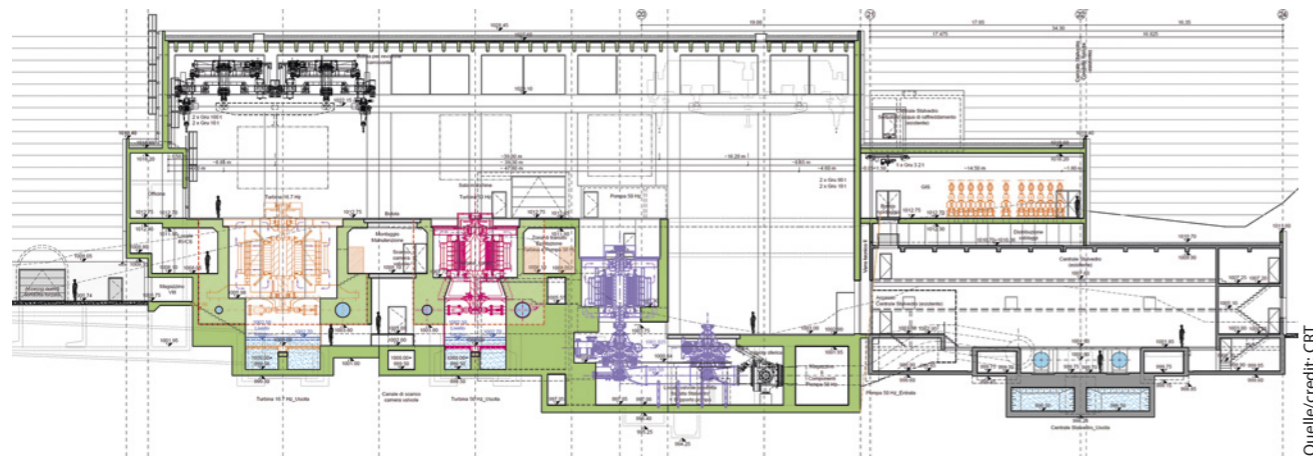
As part of the measures to modernise Ritom power plant, a new intake structure is being constructed in the Ritom reservoir to the east of the existing Piora dam. The new in-



6 Übersicht über die neue Kraftwerkszentrale Ritom SA zwischen den beiden bestehenden Zentralen Ritom SBB und Stalvedro AET in Piotta  
Overview of the new Ritom SA powerhouse between the two existing Ritom SBB and Stalvedro AET powerplant buildings in Piotta

## Erneuerung des Kraftwerkes Ritom

Leistungssteigerung mit neuer Kraftwerksanlage zur Bahn- und Drehstromerzeugung



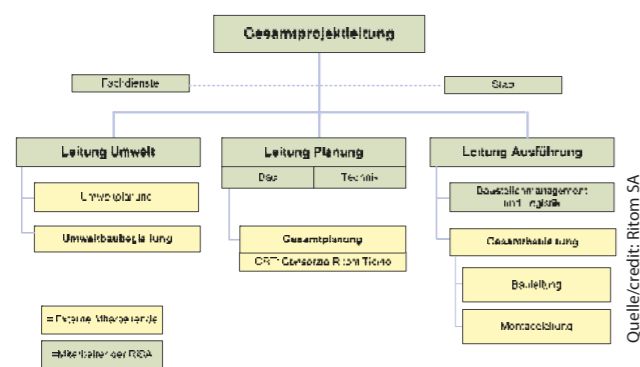
7 Längsschnitt der neuen Kraftwerkszentrale Ritom SA  
Longitudinal cross section of the new Ritom SA powerhouse

Infiltrant. Auch in Hochwasserperioden liegt der maximale Grundwasserspiegel immer noch rund 3 m unter der Terrainoberfläche, was für den Bau der Zentrale und des Demolitionsbeckens insgesamt günstige Baugrundbedingungen erwarten lässt.

### 3 Die neuen Kraftwerksanlagenteile

#### 3.1 Einlaufbauwerk Piora

Für die Erneuerung des Kraftwerkes Ritom wird östlich der bestehenden Staumauer Piora ein neues Einlaufbauwerk im Ritomsee erstellt. Das Einlaufbauwerk ist komplett unabhängig vom bestehenden Kraftwerk und liegt leicht höher als der bestehende Einlauf in das heutige Drucksystem. Damit kann das neue Betonbauwerk etappenweise mit einer Wasserhaltung mit dem heutigen Kraftwerk innerhalb einer umspundeten Baugrube im Bereich des natürlichen Seebeckens während zweier Seeabsenkungen im Spätwinter/Frühjahr 2020/21 bis zum Einsetzen der Schneeschmelze erstellt werden. Die geplanten Bauarbeiten während der Wintermonate auf 1800 m ü. M. stellen hohe Anforderungen an die Unternehmungen, die Baulogistik sowie eine lawinen- und winter-sichere Erschließung der Baustellen.



8 Projektorganisation Erneuerung Kraftwerk Ritom  
Organisational structure of the Ritom power plant modernisation project

take structure is positioned slightly higher than the existing inlet into the current pressure system. This means that the new concrete structure can be constructed step by step using a water drainage system with the current power plant within a construction trench enclosed by a sheet pile wall in the area of the natural lake basin. The works will be executed over the course of two lake lowering periods in late winter/spring 2020/21 until the snow starts to melt. The planned construction work during the winter months at 1,800 m above sea level will place high demands on the contractors and on construction logistics. It will require safe access to the construction sites and infrastructure to be protected against avalanches and hard winter conditions.

The new intake structure will be equipped with a trash rack and a stoplog as a temporary inspection closure for operation and maintenance.

#### 3.2 Piora Headrace Pressure Tunnel and Valve Chamber

The Piora headrace pressure tunnel is part of the new waterway system and connects the intake structure in the Ritom reservoir with the Piora valve chamber. The pressure tunnel, with a length of approx. 160 m and an internal diameter of 2.80 m, is being excavated from the valve chamber by the drilling and blasting method, and the entire tunnel will be lined with in-situ concrete.

The Piora valve chamber consists of an access building, a 35 m deep access shaft, the valve chamber and a drainage tunnel. The excavation work involving drilling and blasting the various tunnels and chambers is initially carried out via the vertical access shaft using a special construction crane. The steel lining with 9 m long pipes erected by the hydraulic steelwork contractor and the concrete lining of the pressure shaft are incorporated later. The valve chamber with a vertical access shaft is provided in the final state with shotcrete lining and waterproofing membrane and provides space for the operating and revision butterfly valve, the oil hydraulic power units and control equipment required for operation.

## Modernisation and Upgrading of Ritom Hydropower Plant

Increasing Capacity with New Power Plant Facility to Generate Traction Power and Three-Phase Power

Für Betrieb und Unterhalt wird das neue Einlaufbauwerk mit einem Einlaufrechen und einem Dammbalken als temporärem Revisionsabschluss ausgestattet.

### 3.2 Druckstollen und Apparatekammer Piora

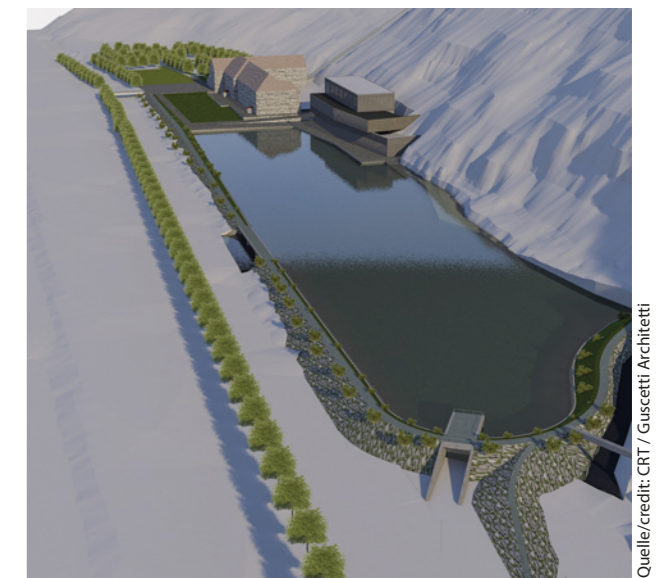
Der Druckstollen Piora ist Teil des neuen Triebwassersystems und verbindet das Einlaufbauwerk im Ritomsee mit der Apparatekammer Piora. Der rund 160 m lange Druckstollen mit 2,80 m Innendurchmesser wird im Sprengvortrieb ab der Apparatekammer ausgebrochen und durchgehend mit Ort-beton verkleidet.

Die Apparatekammer Piora besteht aus einem Schachtkopfgebäude, einem 35 m tiefen Zugangsschacht, der Apparatekammer und einem Drainagestollen. Über den vertikalen Zugangsschacht werden mittels Baukrans zuerst die Ausbrucharbeiten im Sprengvortrieb der verschiedenen Stollen und Kammern ausgeführt sowie später die Panzerrohre des Stahlwasserbauers und der Verkleidungsbeton des Druckschachtes eingebracht. Die Apparatekammer mit vertikalem Zugangsschacht wird im ausgebauten Zustand mit einer Spritzbetonverkleidung und dahinterliegender Abdichtungsfolie versehen und bietet Platz für die Betriebs- und Revisionsdrosselklappe sowie die für die Bedienung benötigten Ölhydraulikaggregate und Einrichtungen der Steuerung.

### 3.3 Druckschacht Apparatekammer Piora – Zentrale Ritom SA

Das Erneuerungsprojekt mit der angestrebten Erhöhung der Ausbauleistung (Ausbauwassermenge 16,8 m<sup>3</sup>/s) bedingt die Erstellung eines neuen Triebwasserweges. Von der unterirdischen Apparatekammer fällt der gepanzerte Druckschacht von 2,10/2,00 m Innendurchmesser in direkter Linie mit zwei verschiedenen Neigungen (L<sub>1</sub> = 633 m, J = 90 % – L<sub>2</sub> = 901 m, J = 42 %) bis zum horizontalen Druckleitungsabschnitt (L<sub>3</sub> = 572 m, J = 2 %) und zu den Verteilleitungen vor der Zentrale Ritom SA (Bild 5).

Der horizontale Teil des Druckschachtes wird von Piotta aus im konventionellen Vortrieb (Ausbruchquerschnitt 19,2 m<sup>2</sup>, B = 4,20 m, H = 5,00 m) ausgebrochen, anschliessend wird ab einer Schachtfusskaverne der geneigte Druckschacht mit einer offenen Hartgesteins-Tunnelbohrmaschine von 3,20 m Durchmesser mit spezieller Rückfallsicherung in steigendem Vortrieb aufgeföhren und später mit einer einbetonierten Stahlpanzerung ausgekleidet. Die vertikale Linienführung ist so gewählt, dass einerseits der Ausbruch des Schrägschachtes einen genügenden Abstand zur bis maximal 200 m tiefen oberflächlichen Felsauflockerung entlang des linken Talhanges aufweist und andererseits die Stahlpanzerung eine genügende Überdeckung zur Mobilisierung einer Felsmittragwirkung und weiterer Sicherheiten aufweist. Optimierungsstudien mit Untersuchung von Varianten ohne die Verwendung von Stahlpanzerungen über die ganze Schachtlänge oder mit einer tiefer liegenden Linienführung scheiterten an zu tiefen Felskennwerten, die in Bohrloch-Hydrofrac-Versuchen ermittelt wurden.



9 3-D-Darstellung des neuen Ausgleichsbeckens Piotta mit den Zentralenbauwerken  
3D representation of the new Piotta re-regulating reservoir with the powerhouse buildings

### 3.3 Pressure Shaft from Piora Valve Chamber to Ritom SA Powerhouse

The modernisation project with a planned increase in output capacity (water flow rate 16.8 m<sup>3</sup>/s) requires the construction of a new headrace waterway. From the underground valve chamber, the steel-lined pressure shaft with an internal diameter of 2.10/2.00 m continues with two different inclinations (L<sub>1</sub> = 633 m, J = 90 % – L<sub>2</sub> = 901 m, J = 42 %) towards the horizontal penstock section (L<sub>3</sub> = 572 m, J = 2 %) and the bifurcation in front of the Ritom SA powerhouse (Fig. 5).

The horizontal part of the pressure shaft is excavated from Piotta using conventional tunnelling methods (excavation cross section 19.2 m<sup>2</sup>, B = 4.20 m, H = 5.00 m). Then, starting from a cavern at the bottom of the shaft, the inclined pressure shaft is excavated with an upward drive using an open hard rock tunnel boring machine with a diameter of 3.20 m and a special safety system to prevent the TBM from falling in this steep inclined tunnel. It is later steel-lined and concreted. Vertical alignment is selected so that on the one hand, the excavation of the inclined shaft is a sufficient distance from the fractured rock surface at a maximum depth of 200 m along the left valley slope, and on the other hand, the steel lining has sufficient rock coverage to create a rock load-bearing effect and provide additional security against hydro-cracking. Optimisation studies with an examination of technical alternatives without using steel lining across the entire length of the shaft or with a deeper alignment failed because the rock parameters determined in borehole/hydraulic fracturing experiments were insufficient.

The steel lining is placed in sections in 9 to 12 m pipe lengths, the gap up to the excavation profile is backfilled

## Erneuerung des Kraftwerkes Ritom

Leistungssteigerung mit neuer Kraftwerksanlage zur Bahn- und Drehstromerzeugung

Die Stahlpanzerung wird abschnittsweise in 9 bis 12 m langen Rohrschüssen montiert und der Zwischenraum zum Ausbruchprofil mit Beton hinterfüllt. Die Montage der Panzerung erfolgt gleichzeitig vom Fuss des Schrägschachtes aus in zwei Richtungen. Einerseits werden dabei die Panzerrohre von der Apparatekammer Piora in den Schrägschacht, andererseits aus Richtung der Zentrale Ritom in den horizontalen Stollenabschnitt eingefahren, mit den bereits montierten Rohren verschweisst und anschliessend einbetoniert.

Am unteren Ende der Flachstrecke ermöglicht eine Verteilung mit zwei Abzweigern die Wasseraufteilung auf die drei neuen Maschinengruppen in der Zentrale Ritom SA.

### 3.4 Kraftwerkszentrale Ritom SA

Die neue Zentrale Ritom SA liegt zwischen der Zentrale Ritom SBB und der Zentrale Stalvedro (Lageplan in Bild 6) und wird direkt an das bestehende Gebäude der Zentrale Stalvedro angebaut. Die Zentrale bietet Platz für drei neue Maschinengruppen: Gruppe 1 mit der Pelton turbine 16,7 Hz/60 MW, Gruppe 2 mit der Pelton turbine 50 Hz/60 MW und Gruppe 3 mit der mehrstufigen Speicherpumpe, 60 MW. Weiter sind im Zentralengebäude die Abschlussorgane (Kugelschieber) der drei Maschinengruppen, die Maschinentransformatoren 16,7 und 50 Hz sowie die mechanischen und elektrischen Hilfsbetriebe und Steuerungen untergebracht (Bild 7). Die 50-kV-GIS-Schaltanlage (50 Hz) wird auf dem bestehenden Kraftwerksgebäude

with concrete. The armoured steel pipes are mounted in two directions simultaneously from the bottom of the inclined shaft, on one side from the Piora valve chamber into the inclined shaft, and on the other side from the Ritom powerhouse into the horizontal tunnel section. They are welded to the pipes that are already mounted and then encased in concrete.

At the lower end of the horizontal section, a distribution line with two branches allows the water to be distributed to the three new machine groups in the Ritom SA powerhouse.

### 3.4 Ritom SA Powerhouse

The new Ritom SA powerhouse is located between the existing Ritom and Stalvedro powerplant buildings (site plan in Fig. 6) and is directly attached to the existing Stalvedro powerhouse. The new powerhouse provides space for three new machine groups: Group 1 with the 16.7 Hz/60 MW Pelton turbine, group 2 with the 50 Hz/60 MW Pelton turbine and group 3 with the 60 MW multistage storage pump. Furthermore, the spherical high pressure valves of the three machine groups, the 16.7 and 50 Hz transformers, as well as the mechanical and electrical auxiliary systems and controls (Fig. 7) will be located in the powerhouse building. The 50 kV GIS switchgear (50 Hz) is being installed in the existing Stalvedro powerhouse building as an additional structure in the extension of the new build-



10 Fotomontage der neuen Kraftwerkszentrale Ritom SA  
Photo composition of the new Ritom SA powerhouse

## Modernisation and Upgrading of Ritom Hydropower Plant

Increasing Capacity with New Power Plant Facility to Generate Traction Power and Three-Phase Power

Stalvedro als Erweiterungsbau in der Verlängerung der neuen Zentrale installiert. An diese neue Schaltanlage werden die Energieab- resp. -zuleitungen der beiden bestehenden Maschinengruppen Stalvedro sowie die neue Maschinengruppe 50 Hz und die Speicherpumpengruppe Ritom angeschlossen.

Die neue grosse Kraftwerkszentrale liegt unmittelbar neben dem als Kulturdenkmal geschützten eindrücklichen Zentralengebäude Ritom der SBB. Der architektonischen Gestaltung und Eingliederung in die Landschaft wurde grosses Gewicht beigemessen und die bestehende Zentrale Stalvedro in das neue Gebäude integriert (Bild 10).

### 3.5 Frequenzumrichter

Die SBB installiert im Ostflügel der Zentrale Ritom SBB einen neuen Frequenzumrichter. Der Frequenzumrichter ermöglicht den Energietransfer zwischen dem 50-Hz-Drehstromnetz der AET und dem 16.7-Hz-Bahnstromnetz der SBB. Damit kann die mit der einen oder anderen Maschinengruppe (16.7 und 50 Hz) produzierte Energie sowohl für den Leistungs- und Energiebedarf im Bahn- als auch im Drehstromnetz sicher gedeckt werden. Die Inbetriebnahme des Frequenzumrichters erfolgt im Herbst 2020. Damit können das Bahnstromnetz und die vom KW Ritom zu garantierende Notstromversorgung des Gotthard-Basistunnels auch während der Betriebsunterbrüche oder Betriebseinschränkungen durch die Bauarbeiten am KW Ritom sicher und redundant gedeckt werden.

### 3.6 Ausgleichsbecken Piotta

Im Ausgleichsbecken Piotta mit 100 000 m<sup>3</sup> Nutzinhalt wird das turbinierete Wasser des bestehenden Kraftwerkes Stalvedro und des neuen Kraftwerkes Ritom SA zurückgehalten, bevor es geregelt in den Fluss Ticino zurückgegeben wird. Das Becken ermöglicht einen flexiblen Betrieb der Anlagen mit häufigen Lastwechseln, ohne dass der Betriebsbereich der Maschinengruppen durch die zulässigen Schwall-Sunk-Vorschriften für die Wasserrückgabe in den Fluss Ticino eingeschränkt werden muss. Die Abflussmengen im Fluss Ticino dürfen dabei zukünftig nur noch zwischen 3 m<sup>3</sup>/s und 24 m<sup>3</sup>/s – mit klar definierten Schwall- und Sunkraten – variieren. Der Ausgleich und die Regelung der Ausflüsse in den Fluss Ticino erfolgt durch zwei Segmentschützen, welche im Auslaufbauwerk des Beckens installiert sind.

Das Ausgleichsbecken verfügt über einen Hochwasserüberlauf zum Fluss Ticino, welcher im Notfall bei blockierten Auslaufschützen eine sichere Ableitung des Betriebswassers der beiden Zentralen Ritom und Stalvedro garantiert. Das Ausgleichsbecken wird aus technischen und betrieblichen Gründen mit einer Asphaltabdichtung versehen.

Das gut ins Gelände zwischen dem linken Talhang, den Zentralen, dem Fluss Ticino und dem Fossbach eingepasste Ausgleichsbecken (Bild 9) wird in mehreren Etappen gebaut. Die Etappierung ist so vorgesehen, dass es nur zu kurzen Betriebsunterbrüchen in den beiden bestehenden Kraftwerkszentralen kommt.

ing. The two 50 kV overhead lines of the regional electrical network, the two existing Stalvedro machine groups as well as the new 50 Hz machine group and the Ritom pumping group are connected to this new switchgear.

The new large powerhouse is located directly next to the impressive SBB Ritom powerhouse building, which is protected as a cultural landmark. A lot of attention has been paid to the architectural design of the structure and its integration into the landscape, as well as to the integration of the existing Stalvedro powerhouse into the new building (Fig. 10).

### 3.5 Frequency Converter

SBB is installing a new frequency converter in the east wing of the existing Ritom SBB powerhouse. The frequency converter enables the transfer of energy between the AET 50 Hz three-phase grid and SBB's 16.7 Hz traction power grid. This means that the energy produced using either machine group (16.7 and 50 Hz) can be safely covered for the power and energy requirements in both the traction and the three-phase grid. The frequency converter will start operating in the autumn of 2020. This will ensure that the traction power network and the emergency power supply of the Gotthard Base Tunnel, that is actually to be guaranteed by the Ritom power plant, can be reliably and redundantly covered, even during operation interruptions or operational restrictions due to the construction work on the new Ritom power plant.

### 3.6 Piotta Re-Regulating Reservoir

The Piotta re-regulating reservoir with a 100,000 m<sup>3</sup> capacity will retain the water released through turbines from the existing Stalvedro power plant and the new Ritom SA power plant before it is returned to the River Ticino in a controlled manner. The reservoir allows flexible operation of the facilities with frequent load changes, without having to restrict the operating range of the machine groups due to hydropeaking regulations for the return of water to the River Ticino. In future, the discharge rates into the River Ticino may only vary between 3 m<sup>3</sup>/s and 24 m<sup>3</sup>/s – with clearly defined hydropeaking rates. Outflows into the Ticino river are regulated and controlled by means of two segment gates which are being installed in the outlet structure of the reservoir.

The regulating reservoir has a spillway into the Ticino river, which in an emergency event of blocked outlet gates ensures the outflow of the turbine water for the two Ritom and Stalvedro powerhouses. The re-regulating reservoir is lined with an asphalt seal for technical and operational reasons.

The re-regulating reservoir (Fig. 9), which is designed to suit the terrain between the left valley slope, the powerhouses, the Ticino river and the Fossbach creek, is being built in several stages. The phasing will ensure that there are only brief interruptions to the operation of the two existing powerhouses.

## Erneuerung des Kraftwerkes Ritom

Leistungssteigerung mit neuer Kraftwerksanlage zur Bahn- und Drehstromerzeugung

### 4 Erschliessung der Baustellen und Bauinstallationen

Die Transportwege und der Zugang zu den Baustellen während der Ausführung des Erneuerungsprojekts befinden sich weitgehend in bereits erschlossenen Gebieten im Bereich Piora, Altanca und Piotta. Neben einer lokal beschränkten Anpassung der bestehenden Strasse nach Piora wird die Haupterschliessung der Baustelle beim Ritomsee mit einer 12/14-Tonnen-Transportseilbahn zwischen Altanca und Piora sichergestellt. Dadurch kann die Zufuhr von Baumaterialien und technischen Installationen wesentlich vereinfacht und die Zufahrtsstrasse zur Staumauer Piora entlastet werden. Zu beachten sind die saisonalen Einschränkungen der Zufahrt zur Staumauer Piora, welche nach starken Schneefällen und im Winter stark beeinträchtigt ist und spezielle Lawinenschutzmassnahmen erfordert.

Die bestehende Standseilbahn zwischen Piotta und Piora wird im Winter ausserhalb der öffentlichen Betriebszeiten für die touristische Erschliessung der Region auch für den Transport von Baustellenpersonal nach Piora genutzt.

Der Installationsplatz in Piotta ist über das öffentliche Strassennetz oder ab einer temporären Autobahnausfahrt der A2 erschlossen. Zudem ist das Zentralengelände mit einer bestehenden Schienenverbindung an das Netz der SBB angeschlossen. Über dieses Gütergleis erfolgt der Abtransport des überschüssigen Aushub- und Ausbruchmaterials per Bahn in eine definitive Deponie in der Deutschschweiz.

### 5 Projektorganisation

Das Organigramm in Bild 8 zeigt die allgemeine Organisationsstruktur für die Planung und Realisierung des Projekts. Das Projektteam der RiSA setzt sich aus Mitarbeitern der SBB Energie und der AET sowie externen Ingenieuren und Beratern zusammen.

### 6 Gesamtbauprogramm

Für die Erneuerung des Kraftwerks Ritom gelten folgende Schlüsseltermine:

- Mitte Oktober 2018 Baubeginn Hauptbauarbeiten
- Februar 2020 Fertigstellung Ausbruch Schrägschacht (Durchschlag)
- Juli 2020 Beginn Panzerungsmontage Schrägschacht
- September 2020 Montagebeginn Elektromechanik in Zentrale Ritom SA
- November 2020 Inbetriebnahme Frequenzumrichter
- Oktober 2022 Triebwassersystem bereit zur Erstfüllung
- November 2022 Beginn Inbetriebnahme erste Maschinengruppe
- Juli 2023 kommerzielle Inbetriebnahme der neuen Anlage

### 4 Access to the Construction Sites and Building Installations

Transport routes and access points to the construction sites during the execution of the renewal project are mainly located in zones that are already accessible in the Piora, Altanca and Piotta area. In addition to locally contained adaptations made to the existing road to Piora dam, main access to the Ritom reservoir construction site will be ensured by a 12/14-tonne cable car system between Altanca and Piora. This will make supplying building materials and technical installations significantly easier and will reduce traffic on the narrow access road to the Piora dam. Seasonal access restrictions to the Piora dam must be taken into account. Interruptions are severely affected by heavy snowfall and winter conditions and require special avalanche protection measures.

The existing funicular between Piotta and Piora will also be used to transport construction site personnel to Piora during the winter months, outside of the public operating hours for tourist access to the region.

The installation site in Piotta is accessible via the public road network or from a temporary motorway exit on the A2. The powerhouse area is also accessible from the SBB network via an existing rail connection. Excess excavated and break-out material will be removed from the site by train and taken to a permanent landfill site in Switzerland.

### 5 Project Organisation

The organisational chart in Fig. 8 shows the general organisational structure for the design and implementation of the project. The RiSA project team is made up of employees from SBB Energie and AET as well as external engineers and consultants.

### 6 Overall Construction Schedule

The refurbishment of the Ritom power plant has the following key dates:

- Mid October 2018 Start of main construction work
- February 2020 Completion of the inclined shaft excavation
- July 2020 Start of installation of the steel liner in the inclined shaft
- September 2020 Start of installation of the electro mechanical equipment in the Ritom SA powerhouse
- November 2020 Commissioning of the frequency converter
- October 2022 Waterway system ready for initial filling
- November 2022 Start of commissioning of the first machine group
- July 2023 Commercial operation of the new facility begins

## Modernisation and Upgrading of Ritom Hydropower Plant

Increasing Capacity with New Power Plant Facility to Generate Traction Power and Three-Phase Power

### 7 Zusammenfassung

Die Erneuerung des Kraftwerkes Ritom mit der teilweisen Integration des Kraftwerks Stalvedro erlaubt den Schweizerischen Bundesbahnen (SBB) wie auch der Azienda Elettrica Ticinese (AET) eine höhere Anlagenverfügbarkeit und Flexibilität im Betrieb. Zudem entsteht mit der Neuanlage eine grössere Regulierfähigkeit mit einer wesentlichen Verbesserung der Energieerzeugung in diesen Anlagen und damit verbunden zu einer langfristigen Sicherung der zukünftigen Energieversorgung des Bahnstromnetzes und der Region.

Dank dem zukünftig möglichen Pumpbetrieb zwischen dem Ausgleichsbecken Airole und dem Ritomsee kann einerseits die Erzeugung wertvoller Spitzenenergie und andererseits die Wasserspeicherung der gesamten Kraftwerkskette der Leventina erhöht und optimiert werden. Der Pumpspeicherebetrieb sichert eine genügende Leistungsbereitstellung über das ganze Jahr und garantiert eine sichere saisonale Füllung des Ritomsees auch in niederschlagsarmen Jahren.

Für die Erneuerung des Kraftwerks Ritom wird mit Anlagekosten von rund 270 Mio. CHF gerechnet.

### 7 Summary

The modernisation of the Ritom power plant with the partial integration of the Stalvedro power plant will enable the Swiss Federal Railways (SBB) and the Azienda Elettrica Ticinese (AET) to increase plant availability and flexibility in operation. The new plant will also enable significant improvements in the generation of energy in these facilities, thereby providing a long-term, secure future energy supply for the traction power network and the region.

The possible future pumping operation between Airole re-regulation reservoir and Ritom lake will enable to increase and optimise the generation of valuable peak energy on the one hand, and the water storage of the entire Leventina power plant chain on the other. The pumped storage facility ensures sufficient power supply throughout the year and guarantees reliable seasonal filling of Ritom reservoir, even during years with low precipitation.

The modernisation of Ritom power plant is expected to cost approximately CHF 270 million.

#### PROJEKTDATEN

##### Region

Kanton Tessin – obere Leventina – Gemeinde Quinto

##### Bauherr, Projekt- und Oberbauleitung

Ritom SA (c/o SBB Energie und Azienda Elettrica Ticinese)

##### Planung und Bauleitung

- Planung: Consorzio Ritom Ticino (IM Maggia Engineering AG (FF), Lombardi AG, Pagani & Lanfranchi AG)
- Bauleitung: Consorzio Ingegneri CORI (R. Tarchini Cantieri & Contratti AG (FF), Gruner AG, Stucky AG)

##### Ausführung Bauarbeiten

Consorzio Marti – Ferrari Ritom (Marti Tunnel AG (FF), Ennio Ferrari SA)

##### Kenndaten

Bauzeit: 2018–2023  
 Inbetriebnahme: 2022/2023  
 Baukosten Kraftwerk: 270 Mio. Schweizer Franken  
 Gesamtlänge: Druckschacht ca. 1,9 km  
 Ausbruchquerschnitt: Druckstollen Piotta 19,4 m<sup>2</sup>, Druckschacht 8,0 m<sup>2</sup>

##### Besondere Merkmale

Neue Kraftwerksanlage mit neuem Druckschacht, neuer Zentrale und Unterwasser-Ausgleichsbecken

#### PROJECT DATA

##### Region

Canton of Ticino – Upper Leventina – Municipality of Quinto

##### Client, project management and general site supervision

Ritom SA (c/o SBB Energie and Azienda Elettrica Ticinese)

##### Design and construction management

- Design: Consorzio Ritom Ticino (IM Maggia Engineering Ltd. (Lead), Lombardi Ltd., Pagani & Lanfranchi Ltd.)
- Local site supervision: Consorzio Ingegneri CORI (R. Tarchini Cantieri & Contratti Ltd. (Lead), Gruner Ltd., Stucky Ltd.)

##### Execution of construction work

Consorzio Marti – Ferrari Ritom (Marti Tunnel Ltd. (Lead), Ennio Ferrari SA)

##### Key data

Construction period: 2018–2023  
 Start of operation: 2022/2023  
 Power plant construction costs: 270 million Swiss francs  
 Total length: Pressure shaft approx. 1.9 km

##### Excavation

cross-section: Piotta pressure tunnel 19.4 m<sup>2</sup>, pressure shaft 8.0 m<sup>2</sup>

##### Special features

New power plant facility with new pressure shaft, new powerhouse and downstream re-regulating reservoir

Thomas Jesel, MSc, Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH  
Mattias Roslin, MSc, Trafikverket, Stockholm/SE

## Förbifart Stockholm

### Unterquerung Lövstavägen – Erfahrungen aus der Planung und Realisierung

Bei der Unterquerung Lövstavägen handelt es sich um den ersten als kritisch und sensibel eingestuftem Bereich im Rahmen der Ausbrucharbeiten für das Projekt Förbifart. Zwei Rampentunnel queren die vier-spurige Strasse Lövstavägen mit nur wenig Überdeckung. Insgesamt ergibt sich eine sehr herausfordernde Gesamtsituation, in der an der Ortsbrust gleichzeitig hartes Grundgebirge wie auch wasserführendes Lockergestein beherrscht werden müssen.

## Förbifart Stockholm

### Lövstavägen Underpass – Experiences from the Design and Execution

The Lövstavägen underpass is the first area classified as critical and sensitive within the scope of the excavation work for the Förbifart project. Two ramp tunnels cross the four-lane Lövstavägen road with very little coverage. This results in a very challenging situation where both hard bedrock as well as water-bearing soft ground must be controlled at the face simultaneously.

#### 1 Einleitung

Stockholm ist eine der am schnellsten wachsenden Metropolen in Europa. Ca. 40.000 Personen ziehen jedes Jahr hinzu. Damit verbunden sind umfangreiche und grossräumig angelegte Projekte, um neuen Wohnraum zu schaffen. Folgerichtig muss natürlich auch die städtische Infrastruktur mitwachsen. Zurzeit werden zahlreiche Projekte umgesetzt, oder sie befinden sich in Planung; darunter ein substanzieller Ausbau der Metro oder eben auch – erstmalig seit den 1970er-Jahren – ein wesentlicher Ausbau im Bereich der Hochleistungsstrassen.

Förbifart Stockholm ist eine neue Teilstrecke der Autobahn E4, welche westlich der Stadt das südliche mit dem nördlichen Stockholm verbindet. Um die Auswirkungen auf die kulturell wertvolle und umwelttechnisch sensible Umgebung zu minimieren, verlaufen 18 der total 21 Kilometer unter Tag (Bild 1). Unter anderem wird ein Teil des UNESCO-Weltkulturerbes Drottningholm unterquert. Der Druck, die Emissionen so gering wie möglich zu halten, geht so weit, dass die Anschlüsse Kungens Kurva, Vinsta und Lovö unter Tag erstellt werden. Dadurch ergeben sich sehr komplexe unterirdische Anlagen, die mit grossen und kleinen Stollen, Verzweigungen, Kreuzungen und schmalen Pfeilern zahlreiche Herausforderungen mit sich bringen (Bild 2). Nach der Eröffnung wird Förbifart Stockholm damit zu einem der längsten Strassentunnel der Welt.

Die beiden Rampen 411 und 412 (1.400 resp. 1.250 m lang, 11,7 m breit, ca. 90 m<sup>2</sup>) sind Teile des Bauwerkes FSE403 – Jo-

#### 1 Introduction

Stockholm is one of the fastest growing metropolitan areas in Europe. Approximately 40,000 people move there every year. This has led to extensive, large-scale projects to create new living space. The city infrastructure must logically grow alongside the population growth. Numerous projects are currently being implemented or planned, including a substantial extension of the metro as well as the first significant high-capacity road expansion since the 1970s.

Förbifart Stockholm is a new section of the E4 motorway which connects south and north Stockholm to the west of the city. To minimise the impact on the culturally valuable and environmentally sensitive environment, 18 of the total 21 kilometres are underground (Fig. 1). Among other places, it runs under the UNESCO world heritage site of Drottningholm. The pressure to keep emissions as low as possible goes as far as to place the Kungens Kurva, Vinsta and Lovö connections underground. This results in very complex underground facilities which involve numerous challenges with larger and smaller tunnels, bifurcations, crossings and narrow pillars (Fig. 2). Once open, Förbifart Stockholm will become one of the longest road tunnels in the world.

The two ramps 411 and 412 (1,400 and 1,250 m long respectively, 11.7 m wide, approx. 90 m<sup>2</sup>) are parts of the FSE403 construction section – Johannelund. They connect the roundabout at Vinsta with the main tunnel and pass the four-lane main road Lövstavägen with little or, in some cases, no rock cover at all (Fig. 3). The previously executed ground

## Förbifart Stockholm

### Traversée souterraine Lövstavägen – Expériences tirées des phases de conception et de réalisation

La conception débutée en 2013 prévoyait le recours au jet-grouting depuis la surface, et à une voûte parapluie à partir du tunnel. Le soutènement, qui devait être installé immédiatement après chaque avancée, comprenait la pose d'ancrages et de béton fibré. Pour garantir une durée de vie de 120 ans, un revêtement en béton coulé sur place avait été prévue ainsi qu'un dispositif d'étanchéité avec système de drainage.

Dans le cadre des travaux d'excavation et de jet-grouting, force était de constater que la surface de la roche était parfois bien plus profonde que ce qui avait été envisagé. En outre, le chantier a rencontré une zone dont les paramètres géotechniques se sont révélés nettement différents de ceux pris en compte lors de la conception. En revanche, le volume de travail à réaliser par jet-grouting a pu être considérablement réduit grâce aux optimisations effectuées par ailleurs.

Finale, les travaux se sont déroulés plus rapidement qu'initialement prévu, ceci grâce à une réaction rapide et réfléchie, mais aussi grâce à la nouvelle conception proposée lors des travaux.

hannelund. Sie verbinden den Kreisel bei Vinsta mit dem Haupttunnel und passieren dabei die vierspurige Hauptstrasse Lövstavägen mit wenig oder stellenweise gar keiner Felsüberdeckung (Bild 3). Die vorgängig ausgeführte Baugrunderkundung zeigt über dem kristallinen Grundgebirge mehrere Meter mächtiges Lockergestein, welches lokal auch deutlich in das geplante Tunnelprofil hineinragt. Damit ergibt sich eine tunnelbautechnisch komplexe Herausforderung mit hartem Grundgebirge und wasserführendem Lockergestein. Seit Beginn der Planungsarbeiten wurden daher umfangreiche Bauhilfsmassnahmen mittels Jetgrouting von der Oberfläche aus und einem Rohrschirm aus dem Vortrieb als erforderlich erachtet.

#### 2 Planungsphase (Projekt)

##### 2.1 Geologische Prognose

Während der Planungsphase wurden kristallines Grundgebirge und mit  $Q_{bas} > 10$  sehr gute Felsverhältnisse vorausgesagt ( $Q_{bas}$  = Q-Wert ohne Jw, Korrektur «Joint Water Parameter» und ohne SRF, Korrektur «Stress Reduction Factor»). Diese Annahmen basierten auf den Unterlagen der früheren Planungsphasen, der geologischen Aufnahme der in der Gegend zahlreich vorhandenen Felsaufschlüsse und der Dokumentation der in der Nähe ausgebrochenen Metrostation Johannelund. Über dem Fels zeigte die Erkundung 7 bis 10 m mächtiges Lockergestein, welches sich zuoberst aus künstlichen Auffüllungen, dann einer Schicht aus sehr

## Förbifart Stockholm

### Sottopassaggio Lövstavägen – esperienze dalla progettazione alla realizzazione

La progettazione, iniziata nel 2013, prevedeva la realizzazione sia di jet grouting dalla superficie, sia di un ombrello di infillaggi da galleria. La messa in sicurezza dello scavo, costituita da bulloni di ancoraggio e da calcestruzzo spruzzato rinforzato con fibre d'acciaio, è stata applicata immediatamente dopo ciascuna volata di avanzamento. Al fine di garantire la vita utile di progetto pari a 120 anni è stato inoltre previsto un guscio interno di calcestruzzo gettato in opera con un'impermeabilizzazione parziale in condizioni drenate.

Durante i lavori di perforazione ed esecuzione del jet grouting, si è riscontrato come la superficie rocciosa si trovasse in alcune aree sensibilmente più in profondità di quanto presunto. Inoltre, è stata incontrata una zona disturbata non predetta, i cui parametri si sono rivelati notevolmente al di fuori della iniziale variazione di progetto considerata. D'altro canto, la mole dei lavori di jet grouting è stata notevolmente ridotta in altri punti grazie a diverse ottimizzazioni in corso d'opera. Grazie ad una gestione del progetto esistente rapida e coerente e ad una riprogettazione di accompagnamento della costruzione, è stata addirittura possibile un'accelerazione dei lavori rispetto allo scenario iniziale.

survey shows several metres of massive soft ground over the crystalline bedrock, which also considerably protrudes locally into the tunnel profile. This results in a complex challenge with hard bedrock and water-bearing soft ground. Extensive auxiliary measures were therefore deemed necessary from the beginning of the design work by means of jet grouting from the surface and a pipe roof umbrella installed from inside the tunnel.

#### 2 Planning Phase (Project)

##### 2.1 Geological Prediction

During the planning phase, crystalline bedrock with  $Q_{bas} > 10$ , very good rock ratios, were predicted ( $Q_{bas}$  = Q value without Jw, correction "Joint Water Parameter" and without SRF, correction "Stress Reduction Factor"). These assumptions were based on the documentation of earlier planning phases, the geological survey of the numerous rock outcrops in the area and the documentation of the metro station Johannelund, which had been excavated nearby. Above the rock, the exploration showed 7 to 10 metres of soft ground composed of artificial backfilling at the top, then a layer of very soft clay, and finally an often non-cohesive and sometimes strongly water-bearing moraine, resting directly on the bedrock. The moraine in particular was classified as critical both for the excavation and the rock support as well as for the lining.



weich gelagertem Ton und schliesslich einer oft kohäsionslosen und teilweise stark wasserführenden und direkt auf dem Fels aufliegenden Moräne zusammensetzt. Insbesondere die Moräne wurde sowohl für den Ausbruch und die Ausbruchsicherung als auch für die Verkleidung als kritisch eingestuft.

### 2.2 Planung

Für die Unterquerung der Strasse Löfstavägen wurden verschiedene Bauhilfsmassnahmen untersucht. Durch die Adressierung der unterschiedlichen Gefährdungen mit jeweils spezifischen Massnahmen konnten der Auftraggeber und die Prüfinstanzen von der Machbarkeit eines bergmännischen Vortriebes überzeugt werden. Im Vorfeld war dies wiederholt in Zweifel gezogen worden, und als Rückfallebene blieb stets auch die Erstellung des Tunnels in offener Bauweise im Gespräch.

#### 2.2.1 Jetgrouting

Nach intensiven Diskussionen mit dem Auftraggeber und diversen zugezogenen Experten wurde entschieden, im Bereich der wasserführenden Moräne einen Jetgrouting-Körper von der Oberfläche aus zu erstellen. Hauptziel war die Reduktion der Durchlässigkeit der Moräne, aber auch die Erhöhung ihrer Steifigkeit. Um die strengen Kriterien für den Wassereintrag in den Tunnel zu erfüllen (4 l/min/100 m), wurden zudem, wie in Skandinavien üblich, im Fels und im Jetkörper Abdichtungsinjektionen aus dem Vortrieb angeordnet (18 m lange Bohrungen, Zement: CEM-I gemäss SS-EN 197-1).

#### 2.2.2 Rohrschirm

Für die Beherrschung lokaler Instabilitäten erfolgte in der Firste in Bereichen mit einer Felsüberlagerung von kleiner als 3 m die Planung eines Rohrschirms (Bild 4). Für die Bemessung wurde ein einfaches Stabmodell mit einer Spannweite von 1,5 mal die Abschlagslänge verwendet (Bild 5). Sowohl die Belastung aus dem Baugrund (Versagen Jetgrouting – Lockermaterial als Auflast) als auch der

### 2.2 Design

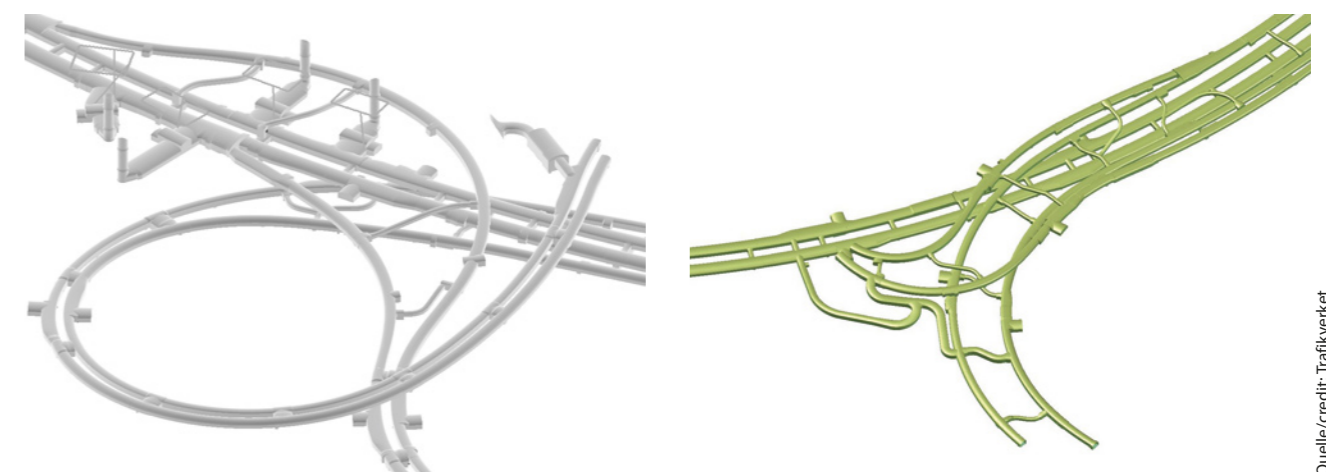
Various auxiliary measures were designed for the underpass of the Löfstavägen road. By addressing the various hazards with specific measures in each case, the client and the third party reviewer were convinced of the feasibility of the proposed mined tunnelling method. Prior to the feasibility assessment this was repeatedly put into question and the cut and cover solution remained under discussion as a fall-back.

#### 2.2.1 Jet Grouting

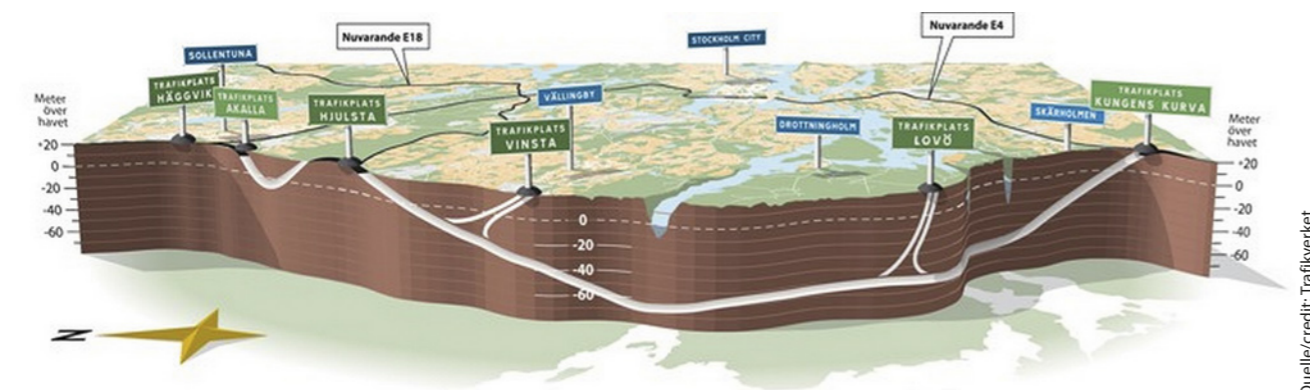
Following extensive discussions with the client and various consulted experts, the decision was made to create a jet-grouting body from the surface into the area of the water-bearing moraine. The main goal was to reduce the permeability of the moraine, while also increasing its stiffness. In order to meet the strict criteria for the water ingress into the tunnel (4 l/min/100 m), a grouting campaign was also arranged from inside the tunnel into the rock and the jet body to reduce water inflow, as is common in Scandinavia (18 m long bore holes, cement: CEM-I according to SS-EN 197-1).

#### 2.2.2 Pipe Roof Umbrella

In order to control local instabilities, a pipe roof umbrella was designed in areas with a rock cover below 3 m (Fig. 4). A simple rod model with a span of 1.5 × the round length was used for the calculations and the design (Fig. 5). Both the load from the adjacent ground (failed jet grouting body – soft ground as dead load) and the water pressure were applied, ignoring the improvements of the ground properties by jet grouting. With this conservative approach, potential defects in the jet body were taken into account. The result was a pipe roof umbrella design (Ø 114/6.3 S355) with 15 m long sections, a pipe spacing of 33 cm and an overlap of 3 m, inclined 4 degrees outwards. The round length was limited to one metre. As a result, the span could be reduced, for which the pipe roof umbrella had to bridge ground loads.



2 Anschluss Lovö und Kungens Kurva  
Connection between Lovö and Kungens Kurva



1 Förfart Stockholm – Übersicht und Profil  
Förfart Stockholm – overview and profile

Quelle/credit: Trafikverket

Quelle/credit: Trafikverket



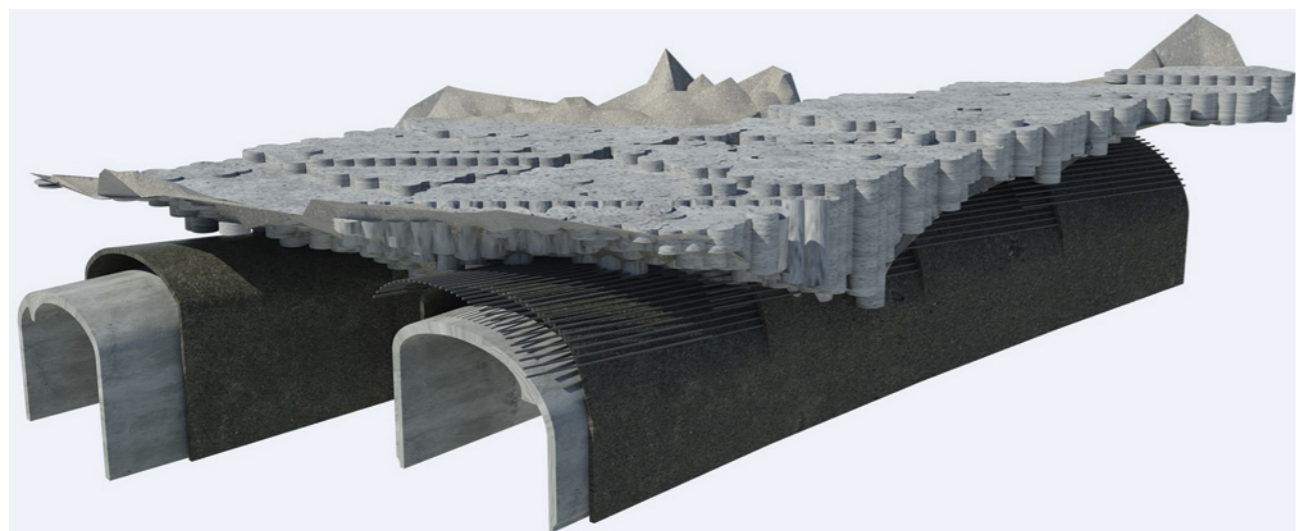


3 Situation Rampen 411 und 412 in Johannelund  
Situation for ramps 411 and 412 in Johannelund

Wasserdruck wurden angesetzt, die Verbesserungen der Baugrundeigenschaften durch das Jetgrouting hingegen vernachlässigt. Mit diesem konservativen Ansatz wurde potenziellen Fehlstellen im Jetkörper Rechnung getragen. Es resultierte ein Rohrschirmdesign (Ø 114/6,3 S355) mit 15 m langen Etappen, einem Rohrabstand von 33 cm und einer Überlappung von 3 m, 4 Grad nach aussen geneigt. Die Abschlagslänge wurde auf einen Meter begrenzt. Da-

### 2.2.3 Rock Support

The stability was examined and the rock support was determined using a numerical analysis (2D continuum model). The rock and ground were modelled elastically, and perfectly plastically. The parameters can be found in Table 1. The rock and the moraine were modelled as drained due to their properties, whereas the clay was modelled undrained due to its low permeability. The vertical stresses ( $\sigma_v$ ) were derived



4 Situation Unterquerung Löfstavägen, Jetgrouting «as built»  
Löfstavägen underpass situation, jet grouting "as built"

	Q <sub>bas</sub> [-]	Dichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Kohäsion c [MPa]	Reibungswinkel $\Phi$ [°]	Poissonzahl $\nu$ [-]	Yongmodul E [GPa]
Fels, Gneis <sup>1)</sup>	4-10/0,1-1	26,5	2,0/0,5	50,0/30,0	0,25	25,0/3,0
Ton	-	19,0	0,003	30,0	0,4	0,012
Moräne	-	19,0	0,0	35,0	0,3	0,025
Jetgrouting	-	21,0	1,0 *	35,0	0,3	0,25/1,8

Table 1 Fels- und Bodenkennwerte für die numerische Analyse

1) Rot markiert: angepasste Werte  
\* Angepasster Wert entspricht einer Druckfestigkeit von 4 MPa, eher konservativ mit Blick auf die Resultate der Kernbohrungen.

Table 1 Rock and ground parameters for the numerical analysis

1) Marked in red: adjusted values  
\* Adjusted value corresponds to a compressive strength of 4 MPa, rather conservative with regard to the results of the core drilling.

durch konnte die Spannweite reduziert werden, für die der Rohrschirm die Lasten aus dem Baugrund überbrücken musste.

### 2.2.3 Ausbruchsicherung

Anhand einer numerischen Analyse (2-D-Kontinuum-Modell) wurde die Stabilität überprüft und die Ausbruchsicherung festgelegt. Fels und Boden wurden elastisch, perfekt plastisch modelliert. Die Parameter können der Tabelle 1 entnommen werden. Der Fels und die Moräne wurden aufgrund ihrer Eigenschaften drainiert modelliert, der Ton aufgrund der geringen Durchlässigkeit hingegen undrainiert. Die Vertikalspannungen ( $\sigma_v$ ) wurden aus der Überlagerung abgeleitet und die Horizontalspannungen in alle Richtungen als  $\sigma_h = 0,75 \cdot \sigma_v$  angesetzt. Mit dieser Vorgehensweise resultierten eine Spritzbetonstärke von 300 mm, faserverstärkt, und 3 m lange Anker (Durchmesser: 25 mm, Korrosionsklasse: Im 3) in den Paramenten mit einem Raster von 2,0 x 2,0 m (Bild 6).

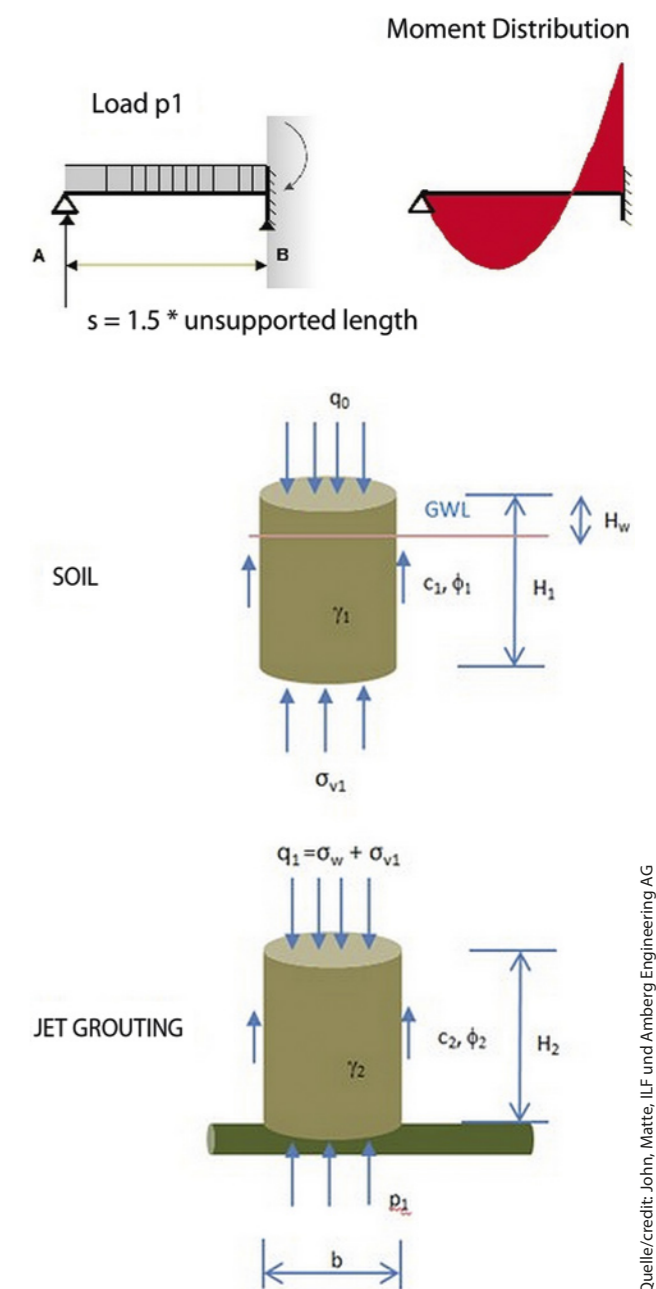
## 3 Ausführungsphase

### 3.1 Geologischer Befund

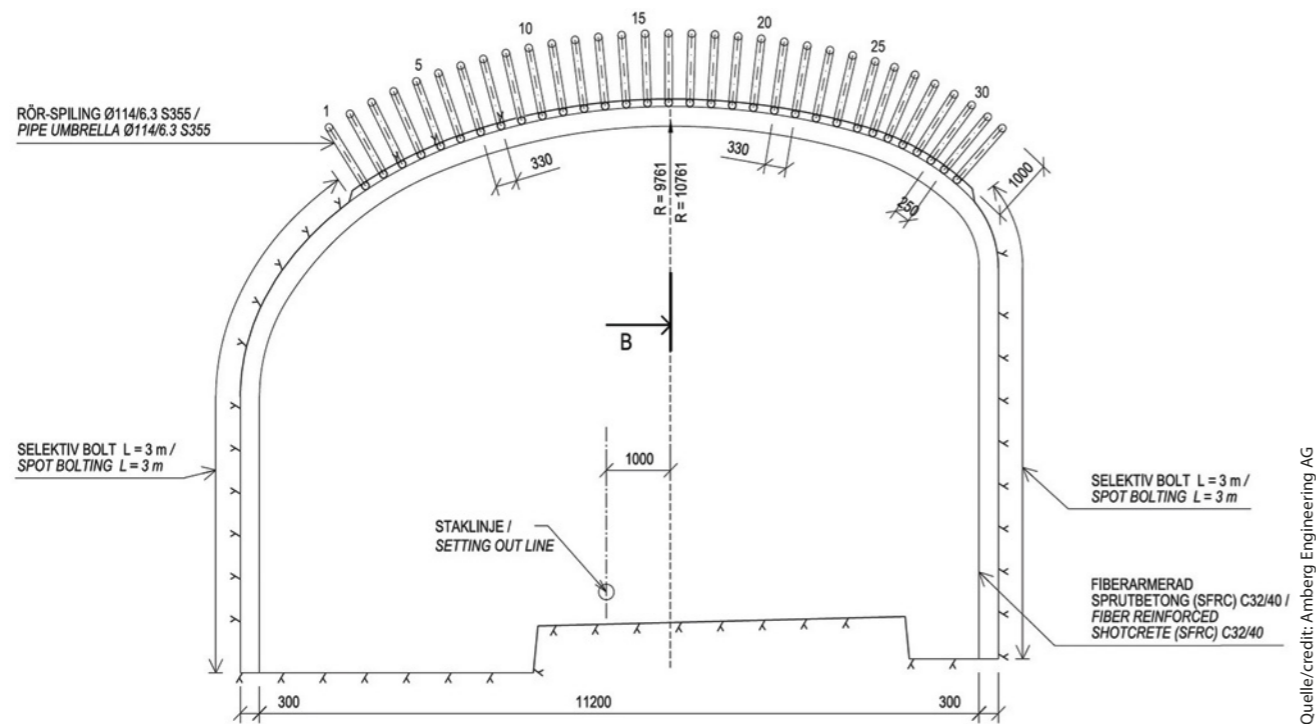
Durch das dichte Bohrraster während der Erstellung des Jetgrouting-Körpers konnten die Felsoberfläche und die für den Vortrieb kritischen Zonen sehr genau detektiert werden. Dabei wurde erkannt, dass die Felsoberfläche in einigen Bereichen relevante Abweichungen gegenüber der Prognose aufwies. Die Kernbohrungen für die Qualitätssicherung der gejetteten Bereiche wurden zusätzlich mehrere Meter weiter in den Fels abgeteuft. Sie zeigen, dass die günstige Prognose aus der Planungsphase (Angebotsphase) nicht für den gesamten Bereich unter der Strasse gelten würde und dass eine Störzone wahrscheinlich beide Rampentunnel queren würde. Der aus den gewonnenen Bohrkernen ermittelte Q<sub>bas</sub> lag mit einem Wert von 0,1 deutlich unterhalb der Bandbreite für die Gültigkeit der Planung (Q<sub>bas</sub> > 4, siehe Tab. 1). Eine entsprechende Überprüfung der Ausbruchsicherung und der Verkleidung wurde erforderlich.

### 3.2 Projektoptimierungen während des Baus

Die tiefer liegende Felsoberfläche, die in den Bohrungen angezeigte Störzone, aber auch die deutlich besseren Festigkeitsparameter des Jetgrouting-Körpers führten dazu, dass



5 Vereinfachtes Modell für die Überprüfung des Rohrschirms  
Simplified model for design of the pipe umbrella



6 Ausbruchsicherung Rampe 411, Station 1/190  
Rock support ramp 411, station 1/190

zahlreiche Anpassungen und Optimierungen umgesetzt werden konnten. Damit wurden Bauzeit und Kosten gespart im Vergleich zu dem im Rahmen der Planungsphase ausgearbeiteten Projekt.

### 3.2.1 Jetgrouting

Im Rahmen der Planungsphase war im Projekt auf einer Fläche von 1100 m<sup>2</sup> die Erstellung von total 1070 Jetsäulen mit einem Durchmesser von 1,5 m und einer Gesamtlänge von 3600 m vorgesehen. Aufgrund des Befundes während der Erstellung der geplanten Säulen wurde erkannt, dass über der Rampe 411 der zu behandelnde Bereich um ca. 10 m erweitert werden muss. Dies hatte natürlich auch direkte Auswirkungen auf den Ausbau im Tunnel, denn der Rohrschirm musste ebenfalls um einen Schuss und die Innenschale um einen Block verlängert werden. Im Bereich der Rampe 412 lag die Felsoberfläche stellenweise höher als prognostiziert, wodurch einige Reihen (ca. 70 Stück) Jetsäulen eingespart werden konnten. Da es keinen Sinn machte, den über der Moräne liegenden Ton zu jetten, konnte auch die Oberkante des Jetkörpers, in Funktion des Befundes vor Ort, lokal etwas gesenkt werden. Um die Auswirkungen auf die Kosten und Termine weiter zu optimieren, wurde zusätzlich die Notwendigkeit von Jetsäulen zwischen den beiden Rampen überprüft. Diese Säulen wurden schliesslich weggelassen. Am Ende waren total 1094 (+2%) Jetsäulen mit einer totalen Länge von 3448 m (-4%) zu erstellen (Bild 7).

Die aus dem Jetgrouting-Körper entnommenen Kernbohrungen zum Zweck der Qualitätssicherung zeigten, dass

from the respective depth and the horizontal stresses in all directions were set as  $\sigma_h = 0.75 \cdot \sigma_v$ . This procedure resulted in a shotcrete thickness of 300 mm, fibre-reinforced, and 3 m long rock bolts (diameter: 25 mm, corrosion class: Im 3) in the walls with a grid of 2.0 x 2.0 m (Fig. 6).

## 3 Construction Phase

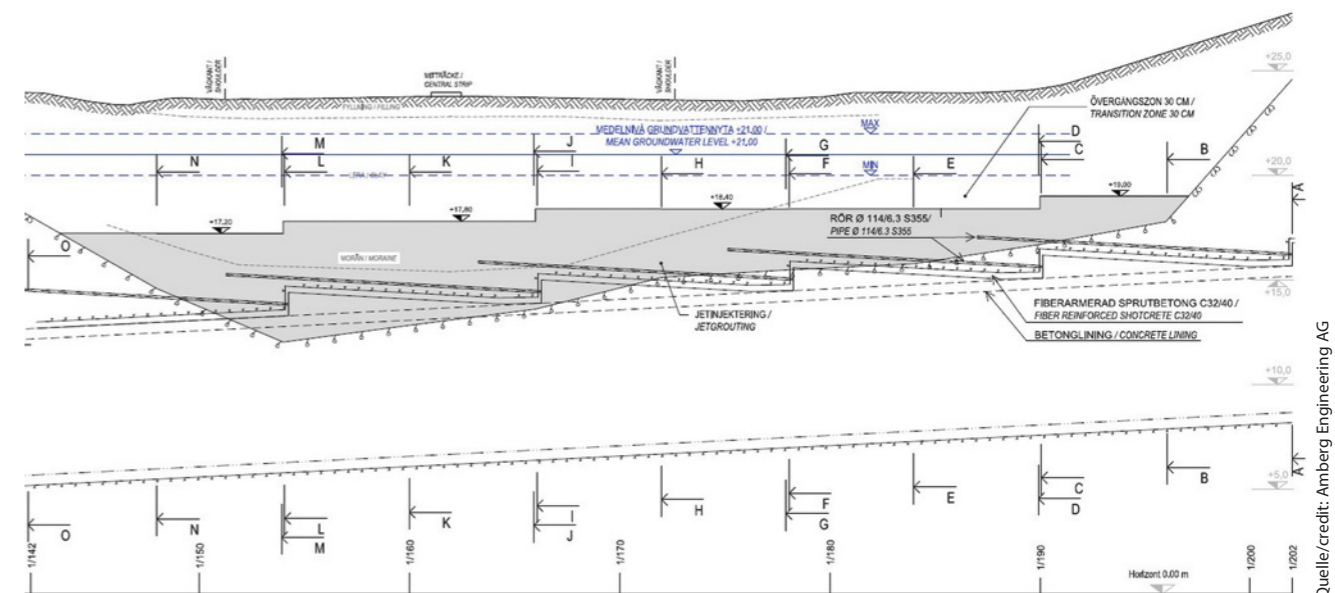
### 3.1 Geological Findings

The dense grid of columns during the construction of the jet grouting body allowed the rock surface and zones critical for the excavation to be precisely detected. It was identified that in some areas, the rock surface had relevant deviations from the prediction. The core drillings for the quality assurance of the jetted areas were additionally drilled several metres into the rock. They show that the positive prediction from the planning phase (bidding phase) would not apply to the entire area under the road and that a fault zone would probably cross both ramp tunnels. With a value of 0.1, the  $Q_{bas}$  determined from the drill cores was well below the range for the applicability of the design ( $Q_{bas} > 4$ , see Table 1). An appropriate revision of the rock support and lining was required.

### 3.2 Project Optimisation during Construction

The lower rock surface, the fault zone indicated in the drill holes as well as the significantly better strength parameters of the jet grouting body meant that numerous adjustments and optimisations could be implemented. This saved construction time and costs compared to the design developed during the planning phase.

Quelle/credit: Amberg Engineering AG



7 Jetgrouting und Rohrschirm bei der Rampe 411  
Jet grouting and pipe roof umbrella for ramp 411

die Druckfestigkeit des Jetkörpers mit 6–16,5 MPa deutlich über den in der Bemessung angesetzten 2 MPa lag (Bild 8). Dies führte zu einer Abminderung der Einwirkungen, und die schlechteren Gebirgseigenschaften im Bereich der entdeckten Störzone konnten weitestgehend kompensiert werden.

### 3.2.2 Rohrschirm

Im Vorfeld stellte der Unternehmer u. a. die Frage, ob die Abschlagslängen unter dem Rohrschirm – vor allem vor dem Hintergrund einer Optimierung der Bauzeit – nicht vergrößert werden könnten. Diese Fragestellung wurde mithilfe desselben Stabmodells wie in der Planung untersucht. Für den Jetkörper wurden nun eine Kohäsion von 1 MPa und ein Reibungswinkel von 35° angesetzt. Diese Werte waren zuvor anhand von Proben aus den Kernbohrungen zur Qualitätssicherung bestätigt worden. Die Resultate in Tabelle 2 zeigen, dass die Abschlagslängen in Abhängigkeit von der Mächtigkeit des Jetkörpers und den anstehenden Felseigenschaften durchaus signifikant erhöht werden können. Zusätzlich konnte auch der Abstand der Rohre auf 500 mm erhöht werden. Um im Felsbereich das Risiko zu

### 3.2.1 Jet Grouting

During the planning phase, the project aimed to create a total of 1,070 jet columns with a diameter of 1.5 m and a total length of 3,600 m over an area of 1,100 m<sup>2</sup>. Based on the findings during the construction of the planned columns, it was identified that the relevant area had to be extended by about 10 m through ramp 411. This naturally had a direct effect on the development in the tunnel as the pipe roof umbrella had to be extended by one shot and the inner lining by one block. In the ramp 412 area, the rock surface was sometimes higher than predicted, so some rows (about 70) of jet grouting columns could be axed. Since it did not make sense to jet the clay above the moraine, the upper edge of the jet grouting body could be lowered slightly based on the local findings. To further optimise the impact on costs and deadlines, the need for jet grouting columns between the two ramps was also reviewed. These columns were ultimately left out. In the end, a total of 1,094 (+2%) jet columns with a total length of 3,448 m (-4%) had to be created (Fig. 7).

The core drillings taken from the jet grouting body for the purpose of quality assurance showed that the jet body com-

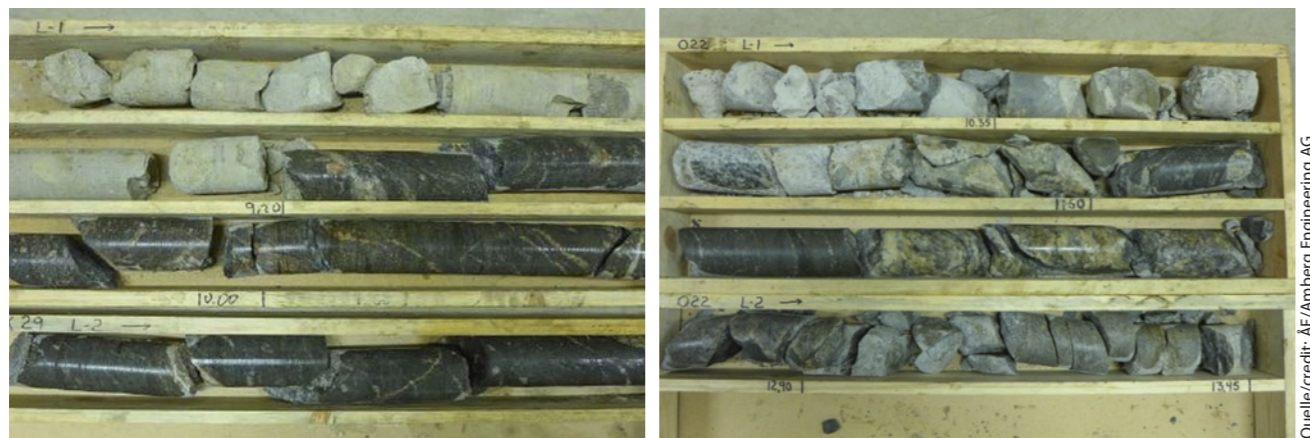
	Jetgrouting		Felseigenschaften		Abschlagslänge erlaubt [m]		
	Dicke [m]	c [kPa], $\Phi$ [°]	Dicke [m]	c [kPa], $\Phi$ [°]	2 [m]	3 [m]	4 [m]
Fall# 1	1	1000, 35	–	–	ja	ja	ja
Fall# 2	1	1000, 35	1	1000, 45	ja	ja	ja
Fall# 3	0,5	1000, 35	2	40, 17	ja*	nein	nein
Fall# 4	0,5	1000, 35	2	150, 21	ja	ja	nein

Tabelle 2 Resultate Überprüfung Abschlagslängen

\* Abstand der Rohre auf 350 mm reduziert. Ist die Mächtigkeit des Jetgrouting > 1 m, kann auch ein Abstand von 500 mm verwendet werden.

Table 2 Results of the round length examinations

\* Pipe distances reduced to 350 mm. If the thickness of the jet grouting > 1 m, then a distance of 500 mm can also be used.



8 Bohrkern durch den Jetgrouting-Körper bis in den Fels  
Drill cores through the jet grouting body into the rock

minimieren, dass bei Bohrabweichungen Rohre in das Profil hineinragen, wurde zudem die Neigung nach aussen auf 6° angepasst.

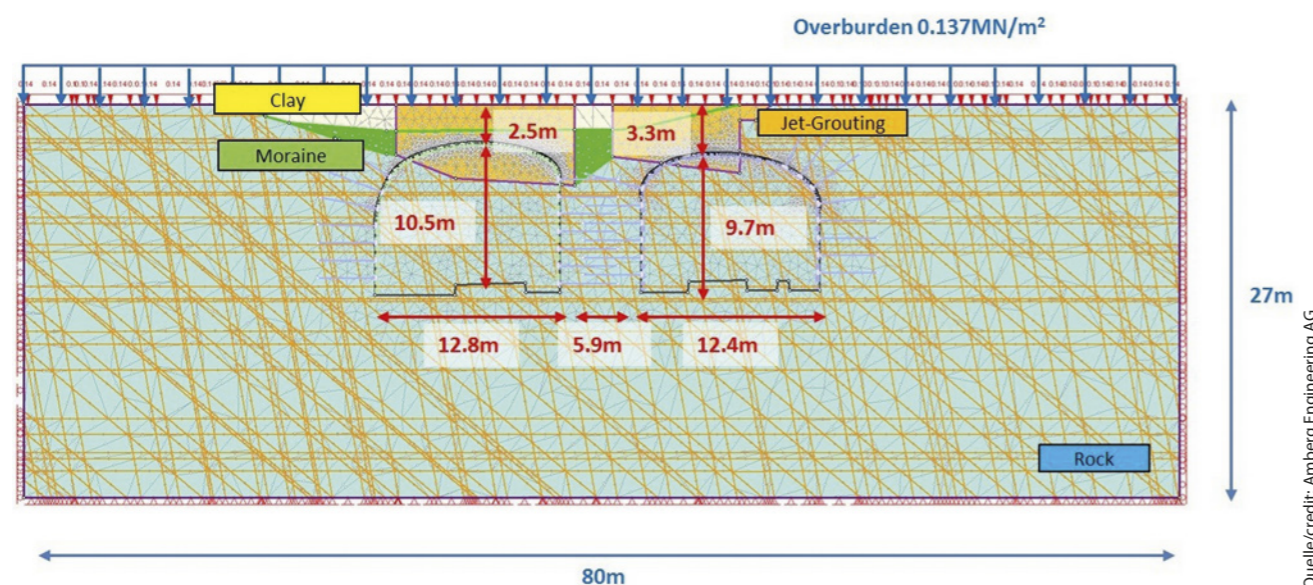
### 3.2.3 Ausbruchsicherung

Wegen der schlechteren Felseigenschaften und der stellenweise niedrigeren Felsdeckung mussten neue numerische Berechnungen durchgeführt werden, um die Stabilität (Gewölbeeffect durch Jetgrouting und Kluftkörper) im Vortrieb garantieren zu können. Im Gegensatz zu den Berechnungen in der Planungsphase wurde nun ein Diskontinuum-Modell eingesetzt, damit allfällige Instabilitäten im Zusammenhang mit den vor Ort aufgenommenen Strukturen besser untersucht werden konnten (Bild 9). Die verwendeten Parameter wurden auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse gemäss Tabelle 1 angepasst. Zusätzlich wurde zwischen dem Jetgrouting und dem Fels bzw. dem Boden ein Interface mit Kohäsion 0 und einem Reibungswinkel  $\varphi = 25^\circ$  eingeführt

pressive strength of 6–16 MPa was well above the estimated 2 MPa (Fig. 8). The effects were thus reduced and the poorer rock properties in the area of the discovered fault zone could be largely compensated.

### 3.2.2 Pipe Roof Umbrella

The contractor initially posed the question (among others) of whether the round lengths under the pipe roof umbrella – particularly considering the construction time optimisation – could be increased. This question was investigated using the same rod model as in the planning phase. A cohesion of 1 MPa and a friction angle of 35° were set for the jet grouting body. These values had previously been confirmed by samples from the core drillings for quality assurance. The results in Table 2 show that the round lengths can be increased significantly depending on the thickness of the jet grouting body and the local rock properties. In addition, the spacing of the pipes could be increased to 500 mm. To



9 Während der Ausführung untersuchter Querschnitt  
Cross section that was reviewed



10 Bohren des Rohrschirms und des Jetgrouting-Körpers in der Ortsbrust der Rampe 412  
Drilling the pipe roof umbrella and the jet grouting body at the work face of ramp 412

sowie die In-situ-Spannungen mit modelliert. Die gewonnenen Resultate führten zu einer angepassten Ausbruchsicherung in beiden Rampen. Der Spritzbeton konnte wie geplant belassen werden, hingegen wurde die Systemankerung, abhängig von der Felsqualität, teilweise deutlich stärker ausgeführt:

- $0,1 < Q_{bas} < 1,4$  m, Raster  $1,3 \text{ m} \times 1,3 \text{ m}$
- $1 < Q_{bas} < 1,4$  m, Raster  $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$
- $Q_{bas} > 1,4$  m, Raster  $2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$

## 4 Bauablauf

Im März 2017 erreichten die beiden Vortriebe den Bereich Löfstavägen. Die aus den Jetgrouting-Arbeiten gewonnenen Daten deuteten darauf hin, dass die Rampe 412 als weniger kritisch zu betrachten war. Aus diesem Grund wurde entschieden, mit der Rampe 412 zu beginnen, um die getroffenen Annahmen und den Erfolg der Bauhilfsmassnahmen zu verifizieren, bevor mit der kritischeren Rampe 411 begonnen wird. Die Erstellung eines Rohrschirms und die Ausführung der erforderlichen Abdichtungsinjektionen dauerten in der Regel ca. eine Woche. Danach konnte der Unternehmer jeweils alle zwei bis drei Tage einen Abschlag sprengen. Dies erfolgte gemäss angepasstem Projekt und in Abhängigkeit von der angetroffenen Felsqualität mit Abschlagslängen zwischen 2 und 4 m (Bild 10). Die erforderliche Ausbruchsicherung wurde unmittelbar nach jedem Abschlag appliziert. Der Spritzbeton wurde in Lagen von jeweils 10 cm aufgetragen, wodurch die vollständige Stärke von 300 mm erst drei Abschläge hinter der Tunnelortsbrust erreicht wurde.

Eine Ausnahme bildeten die Spritzbetonbögen, die jeweils zu Beginn jeder Rohrschirmetappe als Widerlager für den Rohrschirm hergestellt worden waren und bei denen die volle Stärke umgehend aufgetragen wurde. Mit diesem Vorgehen konnte bei der Rampe 412 eine Rohrschirmetappe in zwei bis drei Wochen erstellt und der gesamte Bereich bis Juni 2017 ohne kritische Ereignisse unterquert und abgeschlossen werden.

minimise the risk that pipes would protrude into the profile in the rock area during drill deviations, the inclination to the outside was adjusted to 6°.

### 3.2.3 Rock Support

Due to the poorer rock properties and the occasional lower rock cover, new numerical calculations had to be carried out to guarantee the stability (arching effect through jet grouting body and blocks) while excavating the tunnel. In contrast to the calculations in the planning phase, a discontinuum model was used to better investigate possible instabilities in connection with the structures recorded on site (Fig. 9). The parameters used were adjusted based on the findings made according to Table 1. In addition, an interface with cohesion 0 and a friction angle  $\varphi = 25^\circ$  was introduced between the jet grouting body and the rock/ground and the in-situ stresses were modelled with. The results obtained led to an adapted rock support in both ramps. The shotcrete lining could be applied as planned but the systematic rock bolt pattern was in some places carried out much stronger, depending on the rock quality:

- $0,1 < Q_{bas} < 1,4$  m, grid  $1,3 \text{ m} \times 1,3 \text{ m}$
- $1 < Q_{bas} < 1,4$  m, grid  $1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$
- $Q_{bas} > 1,4$  m, grid  $2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}$

## 4 Construction Process

In March 2017, the two headings reached the Löfstavägen area. The data obtained from the jet grouting work indicated that the 412 ramp was less critical. The decision was therefore taken to start with ramp 412 to verify the assumptions and the proper work of the jet grouting and pipe roof umbrella before starting on the more critical ramp 411. The creation of a pipe roof umbrella and the implementation of the required grouting (sealing) usually took approximately one week. After that, the contractor was able to blast a round every two to three days. This was done according to the adapted design and depending on the encountered rock quality with round lengths between 2 and 4 m (Fig. 10). The required rock support was installed immediately after each round. The shotcrete lining was



11 Rohrschirm und Jetgrouting in der Ortsbrust der Rampe 411  
Pipe roof umbrella and jet grouting at the face of ramp 411

Auf Basis der guten Erfahrungen mit der Rampe 412 wurde entschieden, auch bei der Rampe 411 nach demselben Konzept vorzugehen. Der Bereich mit niedriger oder gar keiner Felsdeckung war deutlich grösser und reichte stellenweise bis weit in das Profil hinein. In einigen Bereichen bereitete das Bohren und Installieren des Rohrschirms dann auch tatsächlich einige Schwierigkeiten. Da der Rohrschirm mittels Vortriebsjumbo erstellt wurde, mussten die Rohre häufig gestossen werden. Diese Rohrstösse versagten ab und zu beim Weiterbohren, und die entsprechenden Rohre mussten dann aufgegeben werden. In der Folge wurde die Abschlagslänge in diesen Bereichen auf 2 m pro Abschlag beschränkt. Vereinzelt wurden in Bereichen mit grösserer Abschlagslänge auch Rohre infolge der Sprengwirkung beschädigt oder sind gar heruntergefallen. Wegen der günstigen Verhältnisse in diesen Bereichen hatte dies jedoch keine negativen Auswirkungen. Schliesslich konnte die Rampe 411 im Oktober 2017 ebenfalls erfolgreich durchörtert werden (Bild 11).

### 5 Geotechnische Messungen

Während der gesamten Vortriebsarbeiten war ein intensives Messprogramm mit drei unterschiedlichen Messsystemen aktiv:

- Extensometer von der Oberfläche in den Jetgrouting-Körper hinein;
- Konvergenzmessungen im Tunnel;
- Inklinometermessungen in den Rohrschirmrohren.

Ziel der Messungen war es, mithilfe der Extensometer vorseitende Setzungen zu erkennen und ein klares Verständnis des Systemverhaltens in Funktion des fortschreitenden Vortriebs zu erhalten. Die Messwerte wurden periodisch überprüft und bestätigten im gesamten Bereich die aufgrund der numerischen Analyse vorausgesagten Werte (23 mm). Mit 5 bis 11 mm im Tunnel und 10 mm an der Oberfläche lagen die Werte stets unterhalb des Alarmwertes (Niveau III, Bild 12).



Quelle/credit: Trafikverket/Amberg Engineering AG

applied in layers of 10 cm, whereby the full thickness of 300 mm was only reached three rounds behind the tunnel working face.

One exception was the shotcrete arches, which were installed at the beginning of each pipe roof umbrella section as an abutment for the pipes and whereby the full thickness was applied immediately. With this approach, a pipe roof umbrella section could be created in two to three weeks for ramp 412, and the entire area could be crossed under and completed by June 2017 without critical occurrences.

Based on the good experience with ramp 412, the decision was made to follow the same concept for ramp 411 as well. The area with low or no rock cover was significantly larger and sometimes reached far into the profile. In some areas, the drilling and installation of the pipe roof umbrella did cause some difficulties. Since the pipes were installed using a tunnelling drilling rig, the pipes often had to be jacked. While drilling, the pipe strikes occasionally failed and the corresponding pipes then had to be abandoned. As a result, the round length in these areas was limited to 2 m per round. In a few cases, in areas with larger round lengths, pipes were damaged or even fell down due to the blasting effect. Owing to the good conditions in these areas, however, this had no negative effects. Ramp 411 was ultimately also successfully drilled through in October 2017 (Fig. 11).

### 5 Geotechnical Measurements

An intensive measurement programme with three different measuring systems was active throughout the excavation work:

- Extensometer from the surface into the jet grouting body;
- Convergence measurements in the tunnel;
- Inclinator measurements in the pipe roof umbrella pipes.

### 6 Fazit

Die im Rahmen der Jetgrouting-Arbeiten gewonnenen Daten spielten eine entscheidende Rolle bei der rechtzeitigen Erkennung von Abweichungen der Verhältnisse vor Ort gegenüber der Prognose. Dadurch konnten die numerischen Berechnungen besser kalibriert und das Projekt hinsichtlich des Bauablaufs und der einzusetzenden Ausbruchsicherung massgeblich optimiert werden. Dabei sind folgende Aspekte besonders hervorzuheben:

- exakte und engmaschige Erkundung der tatsächlichen Lage der Felsoberfläche (Jetgrouting-Bohrungen);
- gute Definition der Felsqualität vor Beginn der Ausbruchsarbeiten durch die Kernbohrungen;
- die gute Qualität des Jetgroutings konnte die schlechteren Felsverhältnisse weitestgehend ausgleichen.

Das ursprüngliche Projekt hatte zwar gute Felseigenschaften berücksichtigt, aber der stabilisierende Effekt des Jetgroutings auf das Lockergestein konnte nicht angesetzt werden. Dadurch wurde der Rohrschirm projektiert, um die Vortriebsarbeiten in diesem als kohäsionslos angenommenem Material mit einer Abschlagslänge von 1,0 m zu ermöglichen. Erst durch die positiven Erfahrungen mit dem Jetgrouting auf der Baustelle wurde die Möglichkeit eröffnet, das Gesamtsystem im Hinblick auf die Gegebenheiten vor Ort zu optimieren. In der Folge konnte trotz schlechterer Felseigenschaften die Abschlagslänge vergrössert werden unter der Voraussetzung, dass die vorgesehenen 300 mm Spritzbeton aufgetragen werden und die Ankerung im Fels bis nach vorne nachgezogen wird.

Bergmännische Vortriebe im Lockergestein stellen im Raum Stockholm nach wie vor eher die Ausnahme dar. Als Folge davon ist der entsprechende Genehmigungszyklus nicht auf solche Arbeiten ausgelegt, und es ergaben sich unzählige Be-

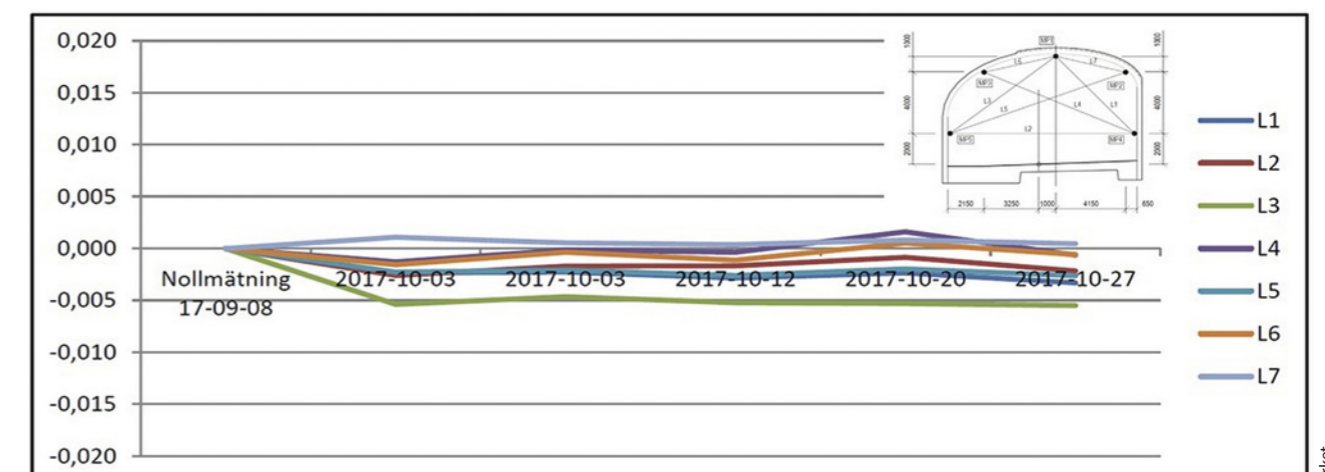
The aim of the measurements was to detect settlements ahead by using the extensometer and to obtain a clear understanding of the system behaviour in function of the advancing excavation front. The measurements were checked periodically and confirmed the predicted values of the numerical analysis (23 mm) for the entire area. With 5 to 11 mm in the tunnel and 10 mm at the surface, the values were always below the alarm level (level III, Fig. 12).

### 6 Summary

The data collected during the jet grouting work played a significant role in the prompt detection of deviations of local conditions in comparison to predictions. As a result, the numerical calculations could be better calibrated and the design optimised with regard to the construction process and the rock support to be used. The following aspects should be highlighted in particular:

- Close and precise investigation of the actual position of the rock surface (jet grouting drill holes);
- Good definition of the rock quality before beginning the excavation work through core drilling;
- The good quality of the jet grouting could largely compensate for the poor rock conditions.

Although the original design had factored good rock properties, the stabilising effect of jet grouting on the soft ground could not be taken into account. The pipe roof umbrella was thus designed to allow the excavation with a 1.0 m round length in this material, assumed to be non-cohesive. It was not until the positive experience with the jet grouting on the construction site that the opportunity was opened up to optimise the whole system with regard to the local conditions. As a result, the round length could be increased despite the



Gränsvärden:  
Nivå I = 5mm  
Nivå II = 10mm  
Nivå III = 15mm

Synpunkt av skissen: sektionsriktning  
(+) förlängning av avståndet  
(-) förkortning av avståndet

12 Konvergenzmessungen in Rampe 411, km 1/164  
Convergence measurements in ramp 411, km 1/164

Quelle/credit: Trafikverket

sprechungen bzw. Erläuterungsrunden und, davon abgeleitet, Anpassungen am Projekt. Der erforderliche Zeitaufwand war beträchtlich. Auf der Baustelle hingegen zeigte sich eine vollkommen andere Situation, indem alle Beteiligten von Anfang an engagiert am Tisch sassen und Tag für Tag die anstehenden Arbeiten im Rahmen ihres Kompetenzbereichs optimierten und umsetzten. Dadurch konnte der erforderliche Zeitaufwand für die Durchörterung dieser Zone gegenüber dem vorgesehenen Projekt erheblich verkürzt werden – mit grossen Vorteilen sowohl für den Bauherrn als auch für den Unternehmer.

Da im lokalen Kontext Tunnels im Lockergestein üblicherweise im Tagbau und nicht bergmännisch erstellt werden, haben die Kenntnisse einer integralen Projektbearbeitung mit der Kombination von bergmännischem Vortrieb im Lockergestein, Felstunnelbau und abgedichteten Ortbetoninnenschalen wesentlich zum Projekterfolg beigetragen.

#### Literatur/References

- [1] John Max, Bruno Mattle, Design of tube umbrellas, Tunnel c.3/2002, p. 4–11
- [2] Mattias Roslin, Jan Vesely, Per Salomonson, Bergdagarna 2017

poorer rock properties, as long as the designated 300 mm shotcrete lining was applied and the rock bolts were pulled forward to the front.

Excavation works in soft ground is still the exception in the Stockholm area. The corresponding approval process is therefore not designed for such work, and many discussions and explanatory sessions were held, resulting in adjustments to the design. The time required was considerable. The situation on the construction site, however, was the complete opposite – all participants sat down for discussion from the start to optimise and implement the ongoing work within the scope of their area of expertise. The time required to cut through this zone could thus be significantly reduced compared to the proposed design – with major benefits for both the client and the contractor.

Because tunnels in the local context are usually built with the cut and cover method when in soft ground rather than as mined tunnel, the integral knowledge and project handling with the combination of tunnelling in soft ground, rock tunnel construction and sealed in-situ concrete inner lining significantly contributed to the project's success.

#### PROJEKTDATEN

##### Region

Skandinavien

##### Bauherr, Projekt- und Oberbauleitung

Trafikverket, Swedish Transport Administration

##### Planung und Bauleitung

Die Planung erfolgt durch eine IG aus ÄF und AECOM, mit Amberg als Subunternehmen im Bereich Tunnelbau und Verkleidung. Die Arbeiten haben im September 2011 begonnen und umfassen neben der eigentlichen Planung auch die projekttechnische Unterstützung der Baustelle, nicht aber die Bauleitung.

##### Ausführung

Auf allen Baustellen wurden die Arbeiten unterdessen begonnen. Das Los 403 – Johannelund mit der Unterquerung der vierspurigen Strasse Löfstavägen wird durch Implenia ausgeführt. Mit der Unterquerung Löfstavägen konnten die Ausbrucharbeiten im Bereich der ersten kritischen Zone abgeschlossen werden. Zurzeit ist die Unterquerung der beiden Wasserarme des Sees Mälaren die grösste Herausforderung. Während der Bauphase haben Erkenntnisse hinsichtlich der tatsächlich vorhandenen Geologie, gepaart mit dem neu anzusetzenden Wasserdruck, umfangreiche Projektanpassungen gegenüber der ursprünglichen Planung erforderlich gemacht. In Zukunft werden sicherlich die Arbeiten für den Innenausbau hinsichtlich Abdichtung, Drainage und Bauausführung generell noch einige Herausforderungen bergen, weil das Konzept der drainierten Ortbetoninnenschale nicht oft eingesetzt wird in Schweden.

##### Kenndaten

Bauzeit:	2015 – 2026
Inbetriebnahme:	2026
Baukosten Tunnel:	3,5 Mia. Schweizer Franken
Gesamtlänge:	21 km (18 km Tunnel)
Ausbruchquerschnitt:	80 bis 300 m <sup>2</sup>

##### Besondere Merkmale

Förbifart ist das grösste laufende Infrastrukturprojekt in Schweden. Es werden für den dreispurigen Autobahntunnel Querschnitte bis 300 m<sup>2</sup> ausgebrochen, und für die Unterbringung sämtlicher Anlagen und unterirdischer Anschlüsse ist ein ganzes Labyrinth von Stollen erforderlich. Neben guten Felsverhältnissen werden an einigen Orten auch Störzonen angefahren, oder der Tunnel muss mit wenig Felsdeckung oder stellenweise im Lockergestein vorgetrieben werden.

#### PROJECT DATA

##### Region

Scandinavia

##### Client, project and general site management

Trafikverket, Swedish Transport Administration

##### Design and site management

The design is carried out by a Joint Venture of ÄF and AECOM, with Amberg as a subconsultant for the tunnel and lining design. The work begun in September 2011 and comprises the actual design as well as project support at the construction site but not the site supervision.

##### Construction

Work has begun on all construction sites in the meantime. Lot 403 – Johannelund with the underpass of the four-lane road Löfstavägen is carried out by Implenia. With the Löfstavägen underpass, the excavation works the first critical zone could be completed. Crossing under the two tributaries of lake Mälaren is currently the biggest challenge. During the construction phase, extensive adjustments compared to the original design were required owing to the findings about the actual geology coupled with the water pressure that had to be applied as a new requirement. The interior work in terms of waterproofing, drainage and construction will certainly still pose some challenges in the future, as the concept of drained in-situ concrete inner lining is not often used in Sweden.

##### Key data

Construction period:	2015–2026
Commissioning:	2026
Tunnel construction costs:	3.5 billion Swiss francs
Total length:	21 km (18 km tunnels)
Excavation cross-section:	80–300 m <sup>2</sup>

##### Special features

Förbifart is the largest ongoing infrastructure project in Sweden. Cross-sections of up to 300 m<sup>2</sup> are being excavated for the three-lane motorway tunnel, and a whole labyrinth of tunnels will be required to accommodate all facilities and underground connections. In addition to good rock conditions, fault zones are also hit in some areas, or the tunnel must be excavated with little rock cover or sometimes within soft ground.

François Redoutey, ingénieur civil des mines, BG Ingénieurs Conseils SAS, Aix-les-Bains/FR  
Lionel Milesy, responsable CAP, Conception d'Automates de Pilotage (CAP), Chevilly-Larue/FR

## Métro de Rennes – Ligne B

### L'analyse de données au service du pilotage du tunnelier

Le projet de réalisation de la ligne B du métro automatique de Rennes Métropole (région Bretagne) consiste en la création d'un tronçon d'environ 13 km et de 15 stations. Les travaux se décomposent en quatre lots de génie civil et un lot d'équipements pour un coût global estimé à 1,2 milliard d'euros. Le lot 1, qui comprend notamment un tunnel de 8,1 km, a été réalisé entre 2014 et 2018.

## Rennes Metro – Line B

### Using Data Analysis to Help Guide Tunnel Boring Machines

The project to build the new Line B of the Rennes Métropole automated metro network (Brittany) involved the construction of a section around 13 km long with 15 stations. The works were split into four civil engineering lots and one lot for the equipment, with a total estimated cost of € 1.2 billion. Lot 1, which notably included an 8.1 km long tunnel, was carried out between 2014 and 2018.

#### 1 Introduction

##### 1.1 Description du projet

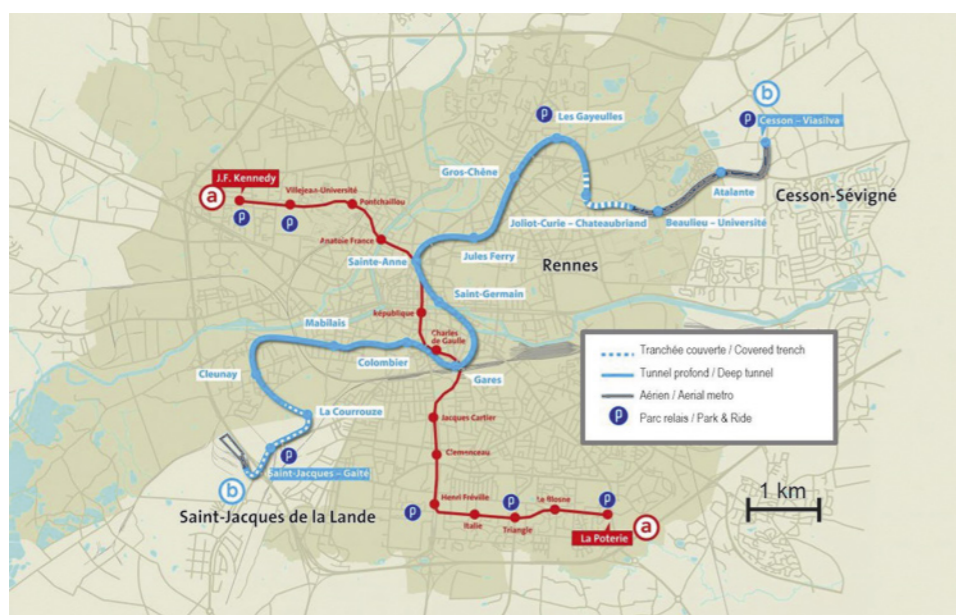
Quelques années après la mise en service de la ligne A en 2002 et fort du succès de cette première ligne empruntée par 30 millions de voyageurs chaque année [2], Rennes Métropole (via son mandataire Semtcar) a décidé de se doter d'une seconde ligne automatique à forte capacité. Complé-

#### 1 Introduction

##### 1.1 Description of the Project

A few years after the opening of Line A in 2002 and buoyed by the success of this initial line used by 30 million passengers each year [2], Rennes Métropole (through its representative Semtcar) decided to add a second high capacity automated line. The 13 km winding route of this new line runs from south-west to north-east to supplement Line A and to enhance the town's public transport network.

Lot 1 of Line B comprises an 8.1 km long tunnel dug by a tunnel boring machine, nine stations (two of which interconnect with Line A), four ventilation and safety shafts and shafts for inserting the tunnel boring machine. The digging of the tunnel, carried out by the consortium Dodin Campenon Bernard and Spie Batignolles TPCI, was completed at the start of 2018. BG was involved in the final three kilometres of boring, as part of its appointment to provide geotechnical expertise for the



1 Plan du réseau de métro de Rennes Métropole  
Map of the Rennes Métropole metro network

## Métro Rennes – Linie B

### Datenanalyse zur Steuerung der Tunnelbohrmaschine

Der Tunnel wird von den Bauunternehmen Dodin Campenon Bernard und Spie Batignolles TPCI mithilfe eines Erddruckschildes (EPB – earth pressure balance shield) mit einem Durchmesser von 9,44 m aufgeföhren. Die neue Linie verläuft entlang bzw. unterhalb mehrerer sensibler Bauwerke (Einkaufszentren, ein Krankenhaus, Linie A usw.) in einem Stadtgebiet mit hoher baulicher Dichte und einer äusserst komplexen Geologie. Um im Falle von Schwierigkeiten beim Bohren schnellstmöglich reagieren zu können, mussten Werkzeuge (Hilfsmittel) und Methoden zur Datenanalyse für die jeweils auftretenden Probleme entwickelt werden.

mentaire de la ligne A, cette nouvelle ligne au tracé sinueux de 13 km orienté sud-ouest/ nord-est vient renforcer le réseau de transports en commun de l'agglomération.

Le lot 1 de la ligne B est constitué d'un tunnel d'environ 8,1 km foré au tunnelier, de neuf stations (dont deux interconnectées avec la ligne A), de quatre puits de ventilation et de secours et du puits d'introduction du tunnelier. Le creusement du tunnel, exécuté par le groupement d'entreprises Dodin Campenon Bernard et Spie Batignolles TPCI, s'est achevé début 2018. BG est intervenu sur les trois derniers kilomètres de creusement, dans le cadre d'une mission d'expertise géotechnique visant à analyser et interpréter les données d'avancement du tunnelier.

##### 1.2 Conditions d'excavation

Le substratum rennais est constitué majoritairement de terrains à dominante sédimentaire d'âge Briovérien (≈ 670 à 540 millions d'années), très déformés et à pendage subvertical [3, 4]. Leur nature varie de schistes silto-argileux à des grès fins à moyens plus ou moins indurés/altérés, en alternances métriques à plurimétriques. Le tracé recoupe une succession de plis synclinaux et anticlinaux ainsi qu'un certain nombre de failles. Cette géométrie complexe engendre des variations importantes des conditions d'excavation le long de la ligne : en direction, à travers-banc avec ou contre le pendage, et en conditions intermédiaires.

Une altération récente est observée sur les 3 à 10 premiers mètres. Les terrains superficiels sont constitués de remblais anthropiques ou d'alluvions.

Au nord-est de la ville, on rencontre également des intrusions plus ou moins massives de granodiorite, sous forme d'épanchements magmatiques parallèles aux strates sédimentaires (sills) ou de filons recoupant l'encaissant briovérien (dykes), avec un état plus ou moins altéré selon la localisation [3].

## Metropolitana di Rennes – Linea B

### Analisi dei dati per l'utilizzo della fresa

La galleria è stata realizzata da Dodin Campenon Bernard et Spie Batignolles TPCI, utilizzando una TBM a pressione di terra di 9,44 m di diametro. Il percorso della linea intercetta diverse strutture sensibili (centri commerciali, ospedali, linea A, ecc.) in un contesto urbano denso e in condizioni geologiche particolarmente complesse. Per potere rispondere il più rapidamente possibile in caso di anomalie di scavo, è stato necessario sviluppare strumenti e metodi di analisi dei dati adeguati ai problemi incontrati.

analysis and interpretation of progress data from the tunnel boring machine.

##### 1.2 Excavation Conditions

The bedrock in Rennes consists largely of predominantly sedimentary soils from the Brioverian era (approximately 540-670 million years old), highly deformed vertically dipping [3, 4]. They vary in nature from clayey-silty shale to fine-to-medium sandstones which are hardened/alters to a greater or lesser extent, alternating every metre or every few metres. The route cuts across a series of syncline and anticline folds as well as a certain number of faults. This complex geometry creates significant variations in the excavation conditions along the line: in direction, banks with or without dips as well as intermediary conditions.

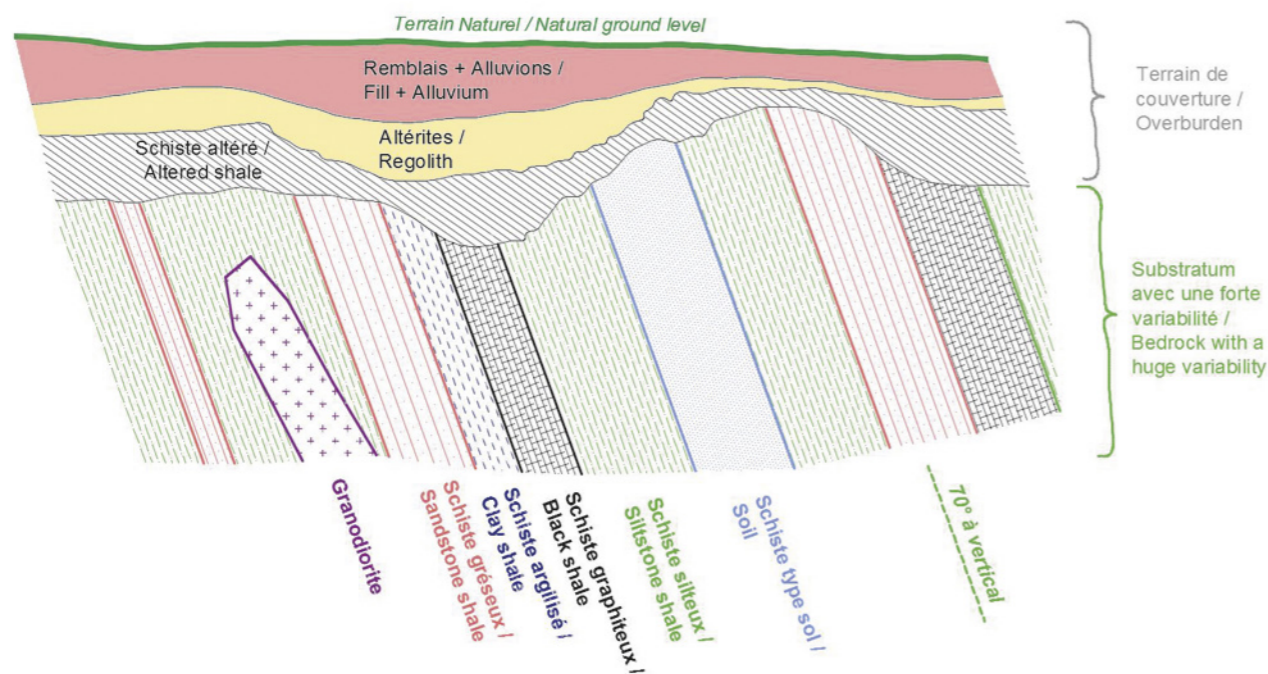
A recent alteration was observed in the first 3 to 10 metres and the surface soils are formed of human-made backfill or alluvial deposits.

To the north-east of the town, there are also intrusions of varying size of granodiorite, in the form of magma outpourings parallel to the sedimentary strata (sills) or veins which cut across the surrounding Brioverian rock (dykes), with a condition that altered to a greater or less extent depending on the location [3].

Experience gained in the first few kilometres of boring, the excavation of the surface works and the collaboration with the University of Rennes enabled us to put together a geological reference model, shown in Fig. 2.

##### 1.3 The Problem and the Challenges

The tunnel excavation takes place in soil which is very variable and difficult to deal with. Due to the tightly packed alternation in lithology and the level of alteration and fracturing of the shale in certain zones, the soil proved to be very sensitive to confinement pressure and favourable to the triggering



2 Modèle géologique de référence  
Geological reference model

Le retour d'expérience des premiers kilomètres creusés, l'excavation des ouvrages à ciel ouvert ainsi que la collaboration avec l'Université de Rennes ont permis d'élaborer le modèle géologique de référence présenté sur la fig. 2.

1.3 Problématique et enjeux

L'excavation du tunnel s'effectue dans un terrain très variable et difficile à traiter. Du fait des alternances lithologiques resserrées et du niveau d'altération et de fracturation du schiste dans certaines zones, le terrain s'est avéré très sensible à la pression de confinement et favorable au décrochement de dièdres au niveau de la calotte du tunnel, pouvant entraîner des hors-profils importants. Les difficultés rencontrées pour le creusement des stations et du tunnel, tant sur la ligne A il y a 20 ans que sur la ligne B, ont été nombreuses (hors-profils, claquages de terrain, rencontres d'éléments anthropiques, fontis) et témoignent de la complexité des conditions d'excavation.

En outre, le creusement s'effectue très majoritairement dans un contexte urbain dense (centre-ville historique, tours, routes fréquentées, centres commerciaux, hôpital, ligne de métro existante, immeubles collectifs), avec une hauteur de couverture parfois inférieure à 9 m. Dans un tel contexte, il est primordial de réagir très rapidement en cas d'imprévu au cours du creusement. L'enjeu est donc de détecter au plus vite les indices d'anomalies et de réagir en ajustant rapidement les paramètres de pilotage de la machine.

L'analyse des données d'auscultation et des paramètres d'avancement du tunnelier, grâce au retour d'expérience des premiers kilomètres du tracé et à une meilleure compréhension de la géologie rennaise, a permis de modéliser efficace-

of cracks around the lining of the tunnel which may cause significant overbreaks. Numerous problems were encountered in the digging of the stations and the tunnel, for both Line A 20 years ago and for Line B (overbreaks, soil strain, finding human-made elements, subsidence) and demonstrate the complexity of the excavation conditions.

In addition, the boring has mainly been conducted in a very dense urban environment (historic town centre, tower blocks, busy roads, shopping centres, hospital, existing metro line, apartment buildings) with a depth of cover sometimes less than 9 m. In such a situation, it is essential to react very quickly in the event of unforeseen circumstances during the excavation. The challenge is therefore to detect signs of abnormalities as quickly as possible and to react by adjusting quickly the machine control parameters.

Analysis of the monitoring data and the tunnel boring machine advancement parameters, thanks to experience gained from the first few of the kilometres of the route and a better understanding of the Rennes geology, has meant that the soil-machine interaction can be effectively modelled and special procedures and a reactive decision-making chain could be put in place.

2 Analysis Method and Control of Tunnel Boring Machine

2.1 The Tunnel Boring Machine

The machine used to bore the tunnel is an earth pressure balance tunnel boring machine (EPB) (Fig. 3) with 7 segments, the main properties of which are shown in Table 1.

Crédit/credit: Référence 4]

Fabricant / Manufacturer	Herrenknecht
Diamètre d'excavation / Boring diameter	9.44 m
Poussée totale / Total thrust force	60 MN
Couple maximal / Breakout torque	26 MN.m
Taux d'ouverture / Opening rate	32 %
Nombre total de molettes / Total number of disc cutters	31
Longueur voussoirs / Segment length	1.3 or 2 m
Épaisseur voussoirs / Segment thickness	40 cm

Tableau 1 Données techniques du tunnelier (sélection)  
Table 1 Results of the round length examinations

Crédit/credit: Référence 8]

ment l'interaction terrain-machine et de mettre en place des procédures spécifiques et une chaîne décisionnelle réactive.

2 Méthode d'analyse et pilotage du tunnelier

2.1 Le tunnelier

La machine utilisée pour forer le tunnel est un tunnelier à pression de terre (fig. 3) posant 7 voussoirs, dont les principales caractéristiques sont présentées dans le tableau 1.

Le tunnelier a dû subir plusieurs modifications au cours du chantier dues aux aléas géologiques rencontrés. La plus importante a été l'ajout d'un système d'injection de bentonite dans la chambre d'abattage permettant l'imprégnation du terrain à front pour en réduire la perméabilité. Cette imprégnation peut être réalisée à chaque pose d'anneau, elle améliore la tenue de la pression de confinement.

2.2 Le système CAP

Le tunnelier est équipé du système CAP, développé en interne chez VINCI. Créé en 1987, celui-ci permettait à l'origine de contrôler la navigation et de permettre le guidage automatique d'un tunnelier. Aujourd'hui, CAP intègre un module de supervision qui permet l'acquisition, l'enregistrement et l'accès en temps réel à l'ensemble des paramètres issus des capteurs installés sur le tunnelier (plus de 2000 sur celui-ci). C'est un système largement paramétrable, adaptable aux besoins spécifiques de chaque projet.

La collaboration étroite entre les équipes travaux et les équipes de CAP tout au long du projet a permis de développer les outils nécessaires au suivi et à l'analyse des combinaisons de paramètres de creusement spécifiques au contexte de Rennes. Parallèlement aux adaptations du tunnelier décrites précédemment, de nombreux éléments ont été ajoutés dans CAP afin de pouvoir exploiter ces modifications : synoptiques dédiés au suivi des modes de bentonite, enregistrement des mesures de fontimètres, synoptique de suivi des indicateurs machine, etc. Un module graphique de suivi du tassement a également été développé spécialement dans CAP. Il permet d'analyser l'évolution du tassement au passage du tunnelier et de relayer l'information en cabine de pilotage afin d'adapter la conduite de la machine.

The tunnel boring machine has undergone several modifications during the project due to the geological changes encountered. The most important of these modifications was the addition of a bentonite injection system in the excavation chamber to allow for the impregnation of the soil at the face to reduce its permeability. This impregnation can be applied each time a ring is installed in place, improving the stability of the face against the earth pressure.

2.2 The CAP System

The tunnel boring machine is fitted with the CAP system, developed internally by VINCI. Created in 1987, it was originally used for controlling navigation and to allow the tunnel boring machine to be automatically guided. Today, CAP incorporates a supervision module which is used to acquire, store and access in real-time all parameters from the sensors installed on the tunnel boring machine (more than 2000). It is a highly configurable system, adaptable to the specific requirements of each project.

The close collaboration between the construction teams and the CAP teams throughout the project has meant that the necessary tools could be developed for monitoring and



3 Tunnelier assemblé chez le fabricant Herrenknecht  
Tunnel boring machine assembled at the premises of the manufacturer, Herrenknecht

Crédit/credit: Référence 7]

Le déploiement d'une maquette 3D (CAP3D) synthétisant sur un même support l'ensemble des données liées au creusement (tunnelier, géologie, auscultation) permet par ailleurs de réduire le temps d'analyse et ainsi d'accroître la réactivité des équipes.

### 2.3 Échelles de temps

La seule analyse a posteriori des paramètres d'excavation ne permet pas de déterminer avec certitude la cause d'une modification des paramètres de creusement. Le recouplement des paramètres avec des informations qualitatives, comme l'examen du marin ou le feedback du pilote, permet de consolider les données pour les interpréter et, le cas échéant, d'ajuster les consignes de pilotage. Une conséquence directe pour le pilotage est de ne modifier, dans la mesure du possible, qu'un seul paramètre à la fois afin de distinguer les actions subies des actions commandées.

Compte tenu du flux important de données, l'analyse de l'ensemble des informations se fait à trois échelles.

- À l'échelle d'une foration (de l'ordre d'une heure) : les principaux paramètres (tassements, guidage, pesée, vitesses, poussées, couple, pression de confinement, élongation du fontimètre, injection de mortier, traitement de terrain, etc.) sont analysés et comparés aux valeurs des anneaux précédents.
- À l'échelle d'une journée : une synthèse d'avancement est réalisée (position du tunnelier en surface, auscultation, géologie rencontrée, synthèse et interprétation des paramètres du TBM, adaptation de consignes et conditions attendues pour la journée à venir) et diffusée à l'ensemble

analysing boring parameter combinations specific to the Rennes environment. In parallel with the adaptations to the tunnel boring machine described above, several elements have been added in CAP in order to be able to operate these modifications: dedicated visual displays for monitoring the bentonite modes, recording the measurements of the "fontimeter" (a telescopic jack used to measure annular gap), visual display of machine parameters, etc. A graphics module for monitoring settlement has also been specially developed in CAP. It is used to analyse changes in settlement as the tunnel boring machine passes through and relays the information to the operator cabin in order to adjust the driving of the machine.

The implementation of a 3D model (CAP3D) summarising in a single format all of the data relating to the boring (tunnel boring machine, geology, monitoring) also helps to reduce analysis time and therefore increase the reactivity of the teams.

### 2.3 Time Scales

Only analysing excavation parameters after the event is not sufficient to determine with certainty the cause of a modification of the tunnelling parameters. The cross-referencing of parameters with qualitative information, such as inspection of the muck or feedback from the controller helps to consolidate the data for interpretation and, where necessary, to adjust the control settings. One of the direct consequences for the driving of the machine is to only change, as far as is possible, one parameter at a time in order to distinguish the actual actions from the commanded actions.

des acteurs du chantier (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, groupement).

- À l'échelle d'un tronçon : un récolement géologique ainsi que des rétro-analyses sont effectués en prévision de la réalisation des prochaines interstations.

### 2.4 Principe de réaction

Le retour d'expérience ainsi que les modèles de calcul existants montrent qu'en amont du front de taille, les tassements constatés en surface sont de l'ordre du millimètre. La prévision du dépassement d'un seuil de tassement absolu (ex.: 10 mm) à partir des valeurs mesurées en amont du front n'est pas possible (fig. 4). Le moyen le plus efficace d'anticiper les déformations d'un point est d'analyser les tendances (allure de la courbe) lors du passage du bouclier au droit du point de mesure. Le retour d'expérience du creusement des premiers kilomètres avait ainsi permis d'introduire l'indicateur suivant : si 25 % du seuil de tassement était atteint lors du passage de la roue de coupe, le point finirait probablement par dépasser ce seuil une fois stabilisé.

Du fait de l'impossibilité de prévoir la valeur du tassement final avant le passage du tunnelier, il est donc impératif d'analyser au plus vite la vitesse de développement et l'ampleur du tassement au passage de la tête de coupe afin d'affiner au mieux le pilotage de la machine – il en va de même pour les données du tunnelier. Si les reconnaissances géologiques et le retour d'expérience permettent de définir des modes de pilotage en fonction des terrains attendus, l'ajustement de la conduite se fait en réaction et non pas en anticipation. L'enjeu réside donc dans l'aptitude d'effectuer une analyse croisée des différents paramètres et de définir si nécessaire des ajustements de consignes de pilotage le plus rapidement possible.

## 3 Quelques exemples

### 3.1 Méthode d'évaluation de la masse volumique du terrain

De façon classique, la pesée du matériau excavé sert à identifier les éventuelles sur-excavations. Cette pesée est réalisée à l'aide de bascules intégratrices implantées près de la vis de marinage afin de mesurer en temps réel la quantité de marin extrait de la chambre d'abattage. Les additions de fluides (eau, mousse, bentonite) sont déduites de la pesée afin de mesurer les caractéristiques du terrain en place et non celles du marin. Ainsi, à partir de la pesée totale sur l'anneau P, de la longueur forée L et de la section d'excavation S, on peut déduire la différence  $\Delta V$  entre le volume réellement excavé et le volume théorique, à condition de déterminer la masse volumique  $\rho$  du terrain en place :

$$\Delta V = P/\rho - L \cdot S$$

L'estimation de cette masse volumique (ou densité) est complexe dans le cas présent compte tenu de la variabilité des

Given the large amounts of data, analysis of all of the information is done at three levels.

- After each ring (around one hour): the main parameters (settling, guidance, weighing, speeds, dust, torque, overburden pressure, elongation of the fontimeter, injection of grout, treatment of the soil, etc.) are analysed and compared with the values for the previous rings.
- For each day: a summary of progress is produced (position of the tunnel boring machine on the surface, monitoring, geology encountered, summary and interpretation of TBM parameters, changes to settings and expected conditions for the next day) and circulated to all people involved in the site (client, project manager, consortium).
- For each section: a geological review as well as retro-analyses performed in anticipation of the construction of the next sections between stations.

### 2.4 Reaction Principle

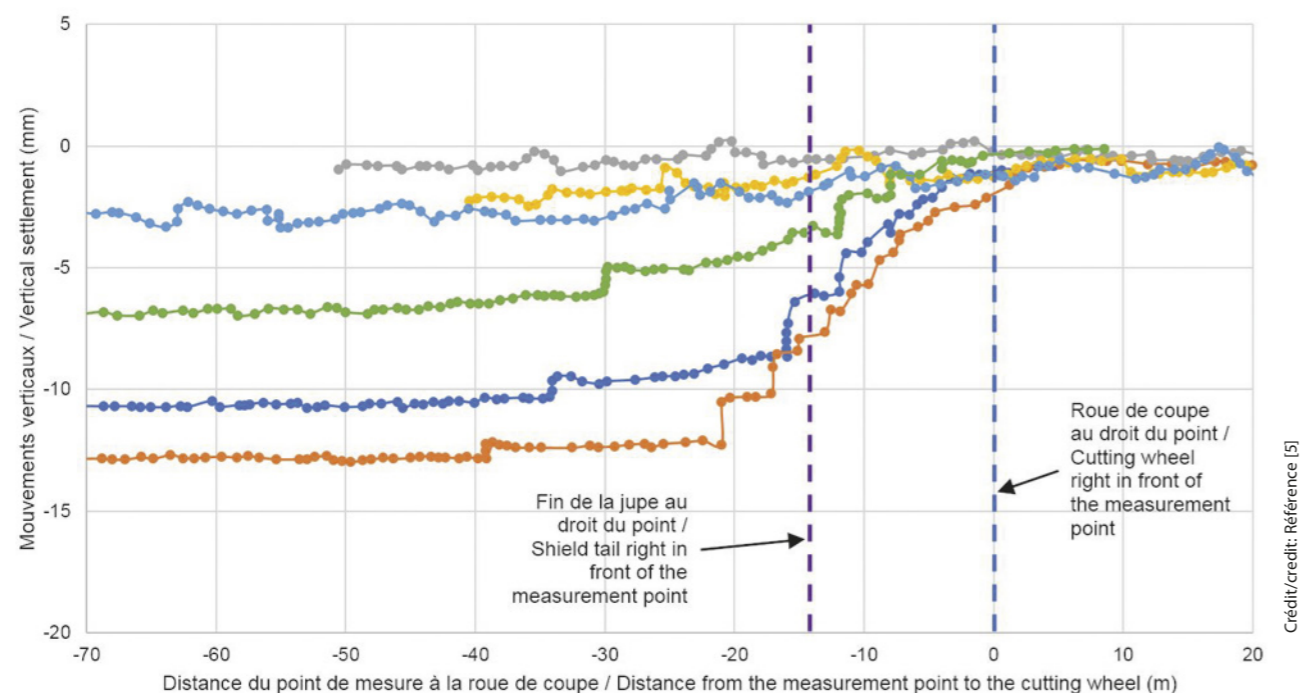
The lessons learned and the existing calculation models show that upstream of the cutting face, the settling noted on the surface amounted to a few millimetres. The forecasting of an absolute settling threshold being exceeded (e.g. 10 mm) from the values measured upstream of the face is not possible (Fig. 4). The most effective means of anticipating deformation at a point is to analyse the trends (shape of the curve) as the tunnel boring machine passes close to the measuring point. Lessons learned from digging the first few kilometres allowed the following indicator to be introduced: if 25 % of the settling threshold is reached when the cutting wheel passes, the point would probably end up exceeding this threshold once it has stabilised.

As it is impossible to forecast the final settlement value before the tunnel boring machine passes, it is therefore vital to analyse as quickly as possible the speed of development and the extent of settlement as the cutting head passes in order to fine-tune the controlling of the machine – the same also applies for the tunnel boring machine data. While geological surveys and lessons learned are used to define the control mode according to the expected soil conditions, the driving of the machine is adjusted reactively and not in advance. The challenge therefore lies in performing a cross-analysis of the various different parameters and defining, if necessary, the adjustments to the control settings as quickly as possible.

## 3 Some Examples

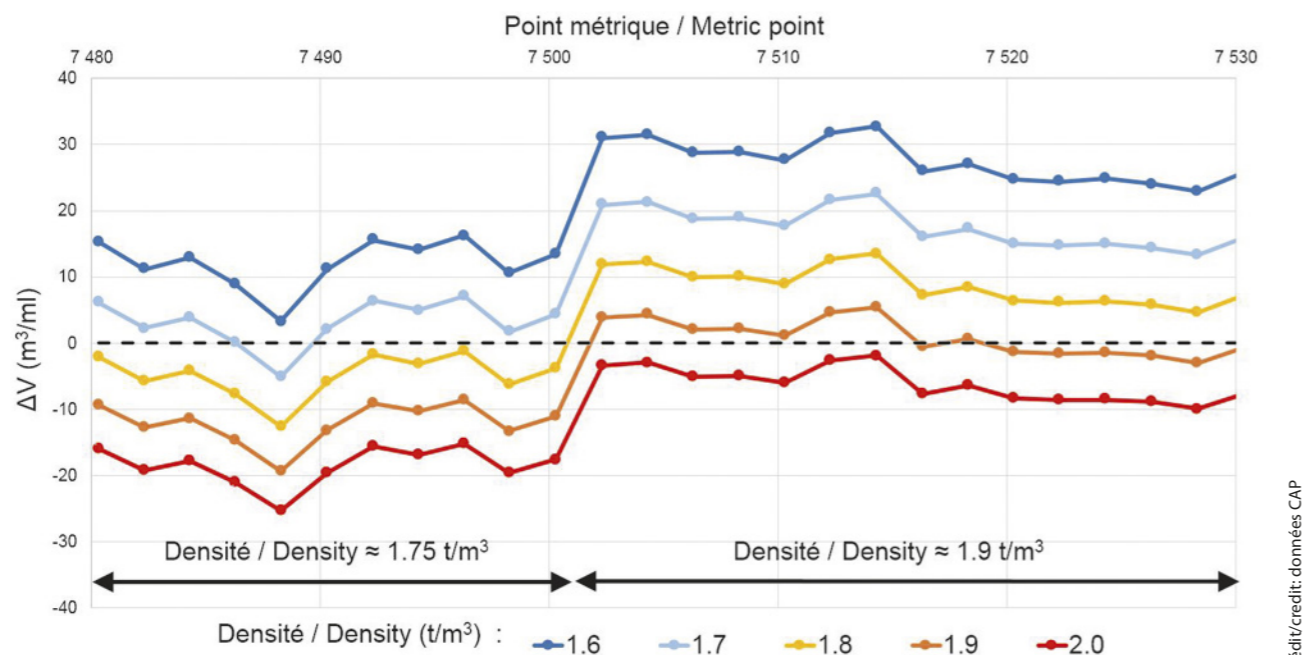
### 3.1 Method for Assessing the Density of the Soil

Traditionally, the weight of the material excavated is used to identify a potential over-excavation. This weight is taken using belt weighers located close to the mucking screw conveyor for real-time measurement of the quantity of muck extracted from the excavation chamber. The additions of fluids (water, foam, bentonite) are deducted from the weight in order to measure the properties of the soil in place and not those of the muck. In this way, using the total weight



4 Courbes expérimentales de tassement en fonction de la distance au front  
Experimental settlement curves according to the distance from the face





Crédit/credit: données CAP

5 Méthode d'estimation de la densité du terrain en place  
Method for estimating the density of the soil in place

terrains. La méthode décrite ci-après présente l'avantage de s'affranchir de mesures physiques. Elle repose sur l'hypothèse suivante : le taux de remplissage de la chambre d'abattage au début de la foration de l'anneau est le même qu'à la fin. En mode pression de terre, cette hypothèse est vérifiée : la chambre est entièrement remplie pendant la pose d'anneaux, le niveau de remplissage ne variant qu'au cours de la foration.

À l'échelle de quelques anneaux, la densité moyenne du terrain en place est quasi constante. Par conséquent, en l'absence de sur-excavation importante ( $\Delta V \approx 0$ ), un calcul itératif de  $\Delta V$  à partir de plusieurs hypothèses de densité  $\rho_i$  permet de déterminer la masse volumique du terrain en place (fig. 5). En cas d'apparition d'une augmentation brusque de densité, il convient de vérifier si cela correspond à un changement de terrain ou à une sur-excavation.

La précision de cette méthode d'évaluation avec les instruments équipant le tunnelier de Rennes est de l'ordre de  $5 \text{ m}^3$  par mètre linéaire foré, pour une section d'excavation de  $70 \text{ m}^2$  et un volume de la chambre d'abattage de  $100 \text{ m}^3$ . Elle ne permet pas de détecter de petits hors-profils mais sert à repérer les soutirages importants et persistants de matériaux.

### 3.2 Niveau de remplissage de la chambre d'abattage et ratios

La maîtrise du taux de remplissage de la chambre est un élément central dans le fonctionnement d'un tunnelier à pression de terre. Ce taux peut être évalué à l'aide des capteurs de pression de terre disposés contre la cloison étanche et de deux caméras implantées dans la chambre d'abattage en ca-

on the ring P, the length drilled L and the excavation cross-sectional area S, we can work out the difference  $\Delta V$  between the volume actually excavated and the theoretical volume, provided that we know the density  $\rho$  of the soil excavated through:

$$\Delta V = P/\rho - L \cdot S$$

The estimate of this density is complex in this case given the variability of the soils. The method described below explains the benefit of moving away from physical measurements. It is based on the following assumption: the fill rate of the excavation chamber at the start of the boring of the ring is the same as at the end. In earth pressure mode, this assumption is verified: the chamber is entirely filled whilst positioning the ring, the fill level does only varies during boring.

Across several rings, the average density of the soil in place is virtually constant. As a result, in the absence of a significant over-excavation ( $\Delta V \approx 0$ ), an iterative calculation of  $\Delta V$  based on several hypotheses for density  $\rho_i$  is used to determine the density of the soil in place (Fig. 5). If a sudden increase in density appears, it should be checked whether this corresponds to a change in soil or to an over-excavation.

The precision of this evaluation method with the instruments on the Rennes tunnel boring machine is approximately  $5 \text{ m}^3$  per linear metre bored with an excavation cross-sectional area of  $70 \text{ m}^2$  and an excavation chamber volume of  $100 \text{ m}^3$ . It cannot be used to detect small overbreaks but it helps to identify significant and persistent extraction of material.

lotte. Ce taux est déterminé par deux paramètres essentiels : la vitesse d'avancée du bouclier  $v$  qui détermine le flux de matériau entrant dans la chambre, et la vitesse de rotation de la vis de marinage  $\Omega$  qui détermine le flux sortant (extraction). Les ratios  $v/\Omega$  ou encore le nombre de tours de vis par mètre linéaire foré donnent de bonnes indications, en fonction de la rhéologie du marin et de la nature du terrain, de la variation du niveau de remplissage de la tête.

$$v/\Omega \approx \text{cte et } \frac{1}{L} \int_{t_0}^{t_f} \Omega(t) dt \approx \text{cte}$$

Ces ratios doivent notamment être corrélés à la pesée, aux capteurs de pression, au couple de rotation de la roue de coupe et au visuel caméra de la chambre.

### 3.3 Estimation de hors-profils

Le tunnelier est équipé d'un système de détection de hors-profils appelé fontimètre. Il s'agit d'une tige de vérin d'environ 100 mm de diamètre dont l'élongation à différentes pressions (10 bars et 20 bars) permet de détecter les éventuels vides francs en calotte. La valeur normale d'élongation du fontimètre, correspondant à la surcoupe, est d'environ 30 mm. Un résultat en deçà de cette valeur peut être révélateur d'un terrain convergent ou d'une usure significative des molettes périphériques. Au-delà, il peut s'agir d'un hors-profil rempli ou non de matériaux éboulés plus ou moins compacts. La valeur d'élongation maximale de la tige est de 640 mm : il n'est donc pas possible de quantifier un hors-profil supérieur à cette valeur.

Le fontimètre est positionné 2 m derrière la roue de coupe : la valeur indiquée à la fin de la foration de l'anneau N correspond donc à la fin de foration de l'anneau N-1 (pour un anneau de 2 m). Par ailleurs, dans des terrains particulièrement altérés, il demeure une incertitude concernant un éventuel poinçonnement du terrain par le fontimètre, y compris à une pression de 10 bars.

En cas de hors-profil avéré, il faut s'assurer que celui-ci va bien être comblé par l'injection de mortier de bourrage. Il est possible de superposer les courbes de fontimètres et celles d'injection de mortier (fig. 6), à condition de travailler en point métrique car le mortier est injecté derrière la jupe, soit 13 m en aval de la roue de coupe.

En cas de vide important, il est aussi possible de corréler le volume sur-excavé d'après la pesée avec le volume de mortier injecté.

### 3.2 Fill Level of the Excavation Chamber and Ratios

Control of the fill rate of the chamber is central to the operation of an earth pressure balance tunnel boring machine. This rate can be worked out using the earth pressure sensors placed against the waterproof shield and the two cameras installed in the crown of the excavation chamber. This rate is determined using two crucial parameters: the speed of advancement of the shield,  $v$ , which determines the flow of material into the chamber, and the rotation speed of the mucking screw conveyor,  $\Omega$ , which determines the outgoing flow (extraction). The  $v/\Omega$  ratios and the number of rotations of the screw conveyor per linear metre bored, give good indications, according to the rheology of the muck and the nature of the soil, of the fill level of the cutting chamber.

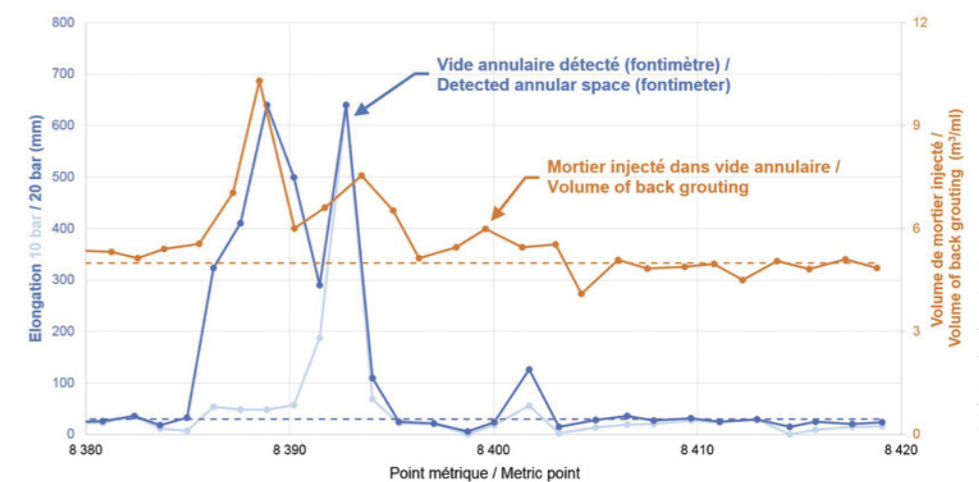
$$v/\Omega \approx \text{cte and } \frac{1}{L} \int_{t_0}^{t_f} \Omega(t) dt \approx \text{cte}$$

These ratios must, in particular, be compared with the weight, the pressure, the rotation torque of the cutting wheel and the visual camera in the chamber.

### 3.3 Estimation of Overbreaks

The tunnel boring machine is fitted with a system for detecting overbreaks called the fontimeter. It is a cylinder rod of around 100 mm in diameter, the elongation of which at different pressures (10 bars and 20 bars) allows any gaps in the crown to be detected. The normal value of the elongation of the fontimeter, corresponding to overcutting, is approximately 30 mm. A result short of this value may indicate convergent soil or significant wear of the peripheral cutters. Beyond that value, it may be an overbreak, filled or not filled with collapsed materials compacted to a varying extent. The maximum elongation value of the rod is 640 mm: it is therefore not possible to quantify an overbreak above this value.

The fontimeter is positioned 2 m behind the cutting wheel: the value indicated on completion of boring ring N therefore corresponds to the completion of boring of ring N-1 (for a



Crédit/credit: données CAP

6 Corrélation élongation de fontimètre – volume de mortier injecté  
Correlation elongation of subsidence metre - volume of grout injected

### 3.4 Influence de la pression de confinement et méthode observationnelle

Dans plusieurs secteurs, en particulier au nord du tracé où les terrains sont de moins bonne qualité (altération et fracturation plus importantes), l'excavation a généré des hors-profils substantiels (élongation du fontimètre supérieure à 640 mm) sur plusieurs anneaux consécutifs sans entraîner de tassement en surface. L'hypothèse alors envisagée était que la pression de confinement pouvait être trop importante et que la circulation de fluides (provenant notamment des apports en mousse, eau et bentonite nécessaires au traitement du terrain) dans les joints du terrain pouvait provoquer une ouverture de ces joints et engendrer le décrochement de dièdres.

Il a en effet été constaté, en corrélant les valeurs de pression de confinement et la pression interstitielle dans le terrain (fig. 7), que dans certains cas, la zone d'influence de la pression de confinement pouvait atteindre plusieurs dizaines de mètres : sur la fig. 7, la pression interstitielle commence à augmenter alors que le tunnelier est situé à 30 m de la cellule de mesure.

De plus, les calculs de pression de confinement (qu'il s'agisse du calcul de la pression permettant de limiter les tassements en surface ou de celle permettant d'assurer la stabilité du front de taille), utilisent des hypothèses sécuritaires en ayant tendance à majorer la pression de confinement.

En raison de la couverture importante en auscultation automatisée en surface, il a pu être décidé de façon collégiale dans de tels cas de figure, de réduire la valeur de consigne de la pression de confinement (en passant par exemple de 1,6 bar à 1,4 bar). Ces ajustements illustrent le principe de la méthode observationnelle qui s'avère très adaptée au creusement au tunnelier en milieu urbain. Cette baisse de pression a eu généralement un effet bénéfique, enrayant la génération de vides francs en calotte.

## 4 Conclusion

L'excavation en continu au tunnelier en milieu urbain comporte toujours des risques liés aux conditions géologiques et au bâti en surface. Ces risques peuvent toutefois être considérablement réduits grâce à une analyse en temps réel du flux de données émanant du creusement : consacrer du temps de cerveau au développement d'outils

2 m ring). Furthermore, in particularly altered soils, there remains uncertainty about potential penetration of the soil by the fontimeter, even at a pressure of 10 bars.

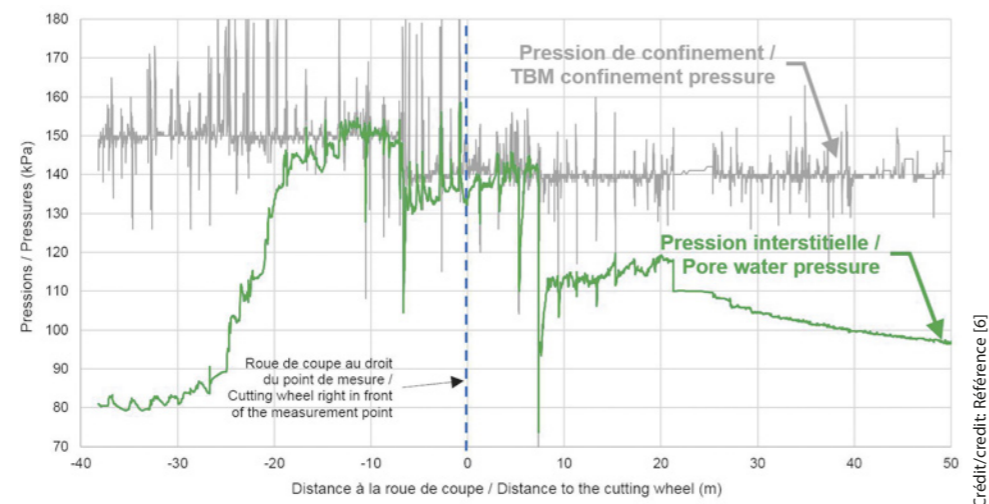
In the event of a confirmed overbreak, steps must be taken to ensure that it is properly filled by the injection of fill grout. It is possible to overlay the fontimeter curves with the grout injection curves (Fig. 6), provided they are applied to metric points as the grout is injected behind the tail shield, 13 m behind the cutting wheel.

If there is a significant gap, it is also possible to correlate the over-excavated volume based on the weight with the volume of grout injected.

### 3.4 Influence of the Confinement Pressure and Observational Method

In several sectors, particularly to the north of the route where the soils are of less good quality (more significant alteration and fracturing) the excavation generated substantial overbreaks (elongation of the fontimeter of more than 640 mm) on several consecutive rings without causing settling on the surface. The theory considered at the time was that the confinement pressure could be too high and that the circulation of fluids (especially from the additions of foam, water and bentonite required for treating the soil) in the joints in the soil could cause these joints to open and lead to the triggering of cracks.

In fact, it has been noted, by correlating the confinement pressure values and the interstitial pressure in the soil (Fig. 7) that, in some cases, the zone of influence of the overburden pressure could reach several dozen metres: in Fig. 7, the interstitial pressure begins to increase when the tunnel boring machine is situated 30 m from the measurement cell.



7 Zone d'influence de la pression de confinement  
Zone of influence of overburden pressure

adaptés aux besoins du projet (tels que CAP3D), puis à l'interprétation des paramètres de creusement tout au long du chantier constitue ainsi un investissement précieux à très forte valeur ajoutée.

## Références/References

- [1] Métro Rennes Métropole, tracé de la ligne B; <http://www.metro-rennes-metropole.fr> (2018)
- [2] Ghozayel S., Chapeland M., Barbot L., Pignier P.: Les travaux du lot 1 de la ligne B du métro de Rennes; Tunnels et espace souterrain n° 245 (Septembre/Octobre 2014)
- [3] Trautmann F., Paris F., Carn A. : Carte géologique à 1/50 000 RENNES; Notice explicative de la feuille RENNES (2000), p. 11, 14, 25, 43
- [4] Document de projet b-DODI-01STR-EXE-I100-GEO-60050-A1 Nouvelle représentation et caractérisation du modèle géologique rennais (08/02/2018)
- [5] Document de projet b-DODI-01STR-EXE-I140-TOP-08392-B0 Suivi auscultations LAP 10-11 (17/10/2017)
- [6] Document de projet b-DODI-01STR-EXE-I155-TOP-08396-A0 Suivi auscultations LAP 15 (05/12/2017)
- [7] Herrenknecht : <https://www.herrenknecht.com/en/references/referencesdetail/rennes-metro-ligne-b-lot-1> (2018)
- [8] Document de projet : « Présentation technique du tunnel et du tunnelier » (19/03/2015)

In addition, the confinement pressure calculations (be it a pressure calculation to limit surface settling or a calculation to ensure the stability of the face) use safety assumptions which tend to increase the confinement pressure.

Due to the significant overburden of automated surveying on the surface, it was possible to decide in a collegiate manner in such situations to reduce the confinement pressure reference value (from 1.6 to 1.4 bar, for example). These adjustments illustrate the principle of the observational method which has proven very well suited to excavation with a tunnel boring machine in an urban environment. This reduction in pressure has generally had a beneficial effect, eliminating the formation of gaps in the crown.

## 4 Conclusion

Continuous excavation with a the tunnel boring machine in an urban environment always entails risks linked to the geological conditions and the buildings on the surface. These risks may, however, been significantly reduced thanks to real-time analysis of the flow of data coming from the excavation: the devotion of study time to the development of tools which are suitable for the needs of the project (such as CAP3D) then to the interpretation of the excavation parameters across the whole site represents a valuable investment with very high added value.

## DONNÉES DE PROJET

**Région**  
Bretagne (Ille-et-Vilaine)

**Mandataire du maître d'ouvrage**  
Semtcar (Société d'économie mixte des transports collectifs de l'agglomération rennais)

**Maître d'œuvre**  
Groupement Egis Rail (mandataire), Arcadis, Egis Bâtiment centre Ouest et Lheude & Lheude

**Groupement d'entreprises**  
Dodin Campenon Bernard (mandataire), Spie Batignolles TPCI, Legendre, GTM Ouest, Spie Fondations et Botte fondations

**Données clés**  
Durée de construction : 2014–2018  
I Coût estimé : 320 millions d'euros (lot 1)  
Longueur de tunnel : 8,1 km  
Section d'excavation : 70 m<sup>2</sup>

## PROJECT DATA

**Region**  
Brittany (Ille-et-Vilaine)

**Representative of the client**  
Semtcar (Société d'Économie Mixte des Transports Collectifs de l'Agglomération Rennaise)

**Project manager**  
Egis Rail consortium (representative), Arcadis, Egis Bâtiment Centre Ouest and Lheude & Lheude

**Consortium**  
Dodin Campenon Bernard (representative), Spie Batignolles TPCI, Legendre, GTM Ouest, Spie Fondations and Botte fondations

**Key data**  
Construction period: 2014–2018  
Estimated cost: € 320 million (lot 1)  
Tunnel length: 8.1 km  
Excavation cross-sectional area: 70 m<sup>2</sup>

Alberto Selleri, ingegnere, Direzione Realizzazione Opere – Autostrade per l'Italia S.p.A., Roma/IT  
Pietro Mele, ingegnere, Ufficio Tunnelling – Spea Engineering SpA, Milano/IT

## Le sfide nello scavo di gallerie di grande diametro

### L'ultimo tratto appenninico del potenziamento autostradale Bologna-Firenze

Nel presente articolo vengono descritte le principali criticità affrontate durante lo scavo delle gallerie previste nell'ultimo tratto appenninico dell'intervento di potenziamento autostradale fra Bologna e Firenze. La conformazione morfologica e la delicatezza ambientale del territorio hanno portato alla definizione di una soluzione di ampliamento alla terza corsia articolata dal punto di vista strutturale, prevedendo ampi tratti fuori sede prevalentemente in sotterraneo: galleria Santa Lucia (L = 7.8 km) realizzata mediante scavo meccanizzato TBM-EPB e galleria Boscaccio (L = 2 km) realizzata mediante scavo tradizionale. Nel seguito, sono riportate le peculiarità che hanno caratterizzato lo scavo dei due forni e le interferenze con l'autostrada A1 esistente.

## The Challenges in Excavating Large-Diameter Tunnels

### The Last Apennine Section of the Bologna–Florence Motorway Upgrade Project

This article describes the main critical aspects encountered during the excavation of the tunnels for the last Apennine mountain section of the motorway upgrade project between Bologna and Florence. The morphological conformation and the delicate environment of the geographical area have required the definition of a solution envisaging the structurally complex expansion from two to three lanes, involving long sections moved off-route and prevalingly underground: the Santa Lucia tunnel (L = 7.8 km) excavated by a EPB TBM and the Boscaccio tunnel (L = 2 km) excavated using the conventional tunnelling method. In this paper are described the peculiarities of the excavation of the two tunnels and the interferences with the existing A1 motorway.

#### 1 Premessa

Verranno di seguito evidenziate le principali criticità e le soluzioni che si sono individuate nell'ambito della realizzazione dei lavori di ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A1 nel tratto Barberino – Firenze Nord, come utile spunto di analisi per la progettazione e realizzazione di nuove attività.

Sono stati individuati 3 macro-argomenti:

- i sottoattraversamenti di importanti infrastrutture con sezioni di grandi dimensioni – in tradizionale e con scavo meccanizzato;
- la gestione delle terre provenienti dallo scavo meccanizzato, con TBM-EPB;
- il miglioramento della sicurezza nello scavo delle gallerie

#### 1 Foreword

In the following we will describe the main criticalities and the solutions found during the works for the addition of the third lane to the A1 motorway in the section between Barberino and Firenze Nord, to be used as a basis for analysis during the planning and implementation of new activities.

The following three topics have been identified:

- passing under important infrastructure with large-sized sections – using conventional and mechanised tunnelling methods;
- the management of muck removal, coming from the EPB;
- the improvement of safety in work areas during conven-

## Die Herausforderungen beim Bau von Tunneln mit grossem Durchmesser

### Der Ausbau des letzten Apennin-Abschnittes der Strecke Bologna–Florenz

Dieser Artikel befasst sich mit den grössten Herausforderungen, die beim Bau der Tunnel für den letzten Apennin-Abschnitt des Ausbaus der Autobahnstrecke zwischen Bologna und Florenz aufgetreten sind. Die morphologische Gestalt und die anfällige geografische Umgebung erforderten eine spezielle Lösung für die baulich komplexe Erweiterung von zwei auf drei Spuren, wobei lange Abschnitte von der ursprünglichen Route abwichen, hauptsächlich unterirdisch: der Santa-Lucia-Tunnel (Länge = 7,8 km), der mit einer EPB-TBM (Erddruckschild-Tunnelbohrmaschine) vorgetrieben wurde, und der Boscaccio-Tunnel (Länge = 2 km), der im konventionellen Tunnelvortrieb entstanden ist. In diesem Beitrag beschreiben die Autoren die Besonderheiten des Vortriebs beider Tunnel sowie der Interferenzen zur bestehenden Autobahn A1.

in tradizionale attraverso l'utilizzo della cosiddetta «Centina sicura».

Prima di procedere con l'esposizione degli argomenti saranno brevemente descritti i lavori in oggetto.

#### 2 Inquadramento generale

La tratta Barberino di Mugello – Firenze Nord, di circa 17.5 km di sviluppo tra lo svincolo di Barberino di Mugello

## Les défis de l'excavation de tunnels de grand diamètre

### Dernière section dans les Apennins du projet d'extension de l'autoroute Bologne-Florence

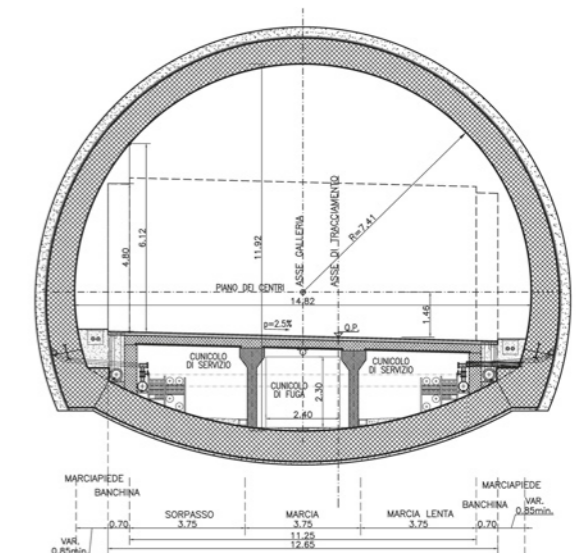
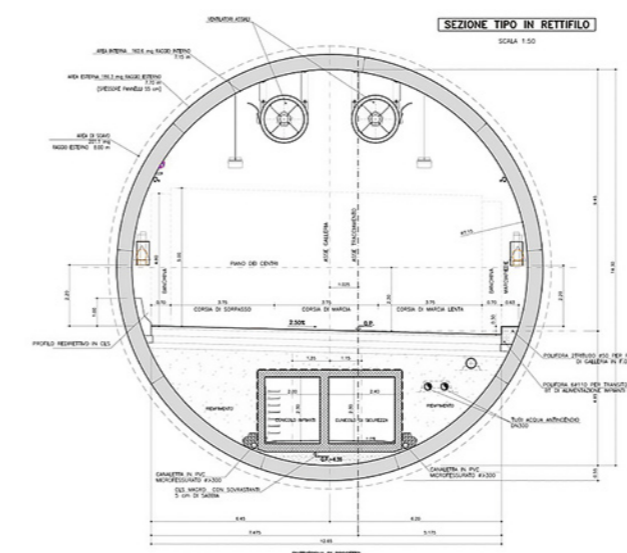
Cet article décrit les principaux aspects critiques rencontrés durant les phases d'excavation des tunnels destinés à la dernière section dans les Apennins du projet d'extension de l'autoroute entre Bologne et Florence. La morphologie et le contexte géographique délicat ont nécessité une solution spécifique dans le cadre de l'extension complexe passant de deux à trois voies, avec de longues sections déviées du tracé initial, principalement en souterrain: le tunnel Santa Lucia (7,8 km) creusé par un tunnelier par pression de terre (EPB TBM) et le tunnel Boscaccio (2 km) creusé avec une méthode conventionnelle. Les auteurs du présent article décrivent les particularités de l'excavation des deux tunnels et les interférences avec l'autoroute A1 existante.

tional tunnelling using the so-called Centina sicura (safe steel rib arches).

Before discussing the above arguments, it is necessary to briefly describe the work at the sites concerned.

#### 2 Background

The Barberino di Mugello–Firenze Nord motorway section, about 17.5 km long between the Barberino di Mugello inter-



1 Sezioni trasversali di progetto in galleria: galleria Santa Lucia (TBM-EPB) e galleria Boscaccio (tradizionale)  
Transversal project tunnel sections: Santa Lucia tunnel (TBM-EPB) and Boscaccio tunnel (conventional method)



2 Deviazione a Est delle due carreggiate e del solettone  
Eastward deviation of the two lanes and of the slab

e lo svincolo di Calenzano/Sesto Fiorentino, completa il potenziamento del tratto Bologna – Firenze dell’autostrada A1 Milano – Napoli e ne costituisce il tratto iniziale appenninico, uno dei più complessi per la morfologia e la delicatezza ambientale del territorio attraversato.

L’intervento di potenziamento nel tratto in oggetto, per la sua conformazione morfologica e per i vincoli imposti dalla sua fisionomia strutturale, presenta una soluzione di ampliamento alla terza corsia atipica.

In particolare, per quanto riguarda la direttrice Sud, il progetto prevede la realizzazione di una nuova carreggiata a tre corsie con ampliamento in sede (asimmetrico) per le due tratte iniziale e finale. Nell’ampia tratta intermedia, l’intervento è previsto fuori sede prevalentemente in sotterraneo (Figura 1): in tale tratta il progetto prevede la realizzazione di una prima galleria (galleria Santa Lucia) di sviluppo complessivo pari a circa 7.8 km realizzata mediante scavo meccanizzato TBM-EPB e una seconda galleria (galleria Boscaccio) di sviluppo complessivo pari a circa 2 km realizzata mediante scavo tradizionale.

section and the Calenzano/Sesto Fiorentino intersection, is the final stage of the project for the upgrade of the Bologna–Firenze section of the A1 Milan–Naples motorway, and is the initial Apennine section, one of the most complex in terms of morphology and of environmental fragility in the entire territory crossed by the motorway.

Due to its morphology and to the limitations imposed by its structural physiognomy, upgrading the section in question requires an unusual solution of extension to the third lane.

In detail, as regards the southbound artery, the project envisages the construction of a new three-lane carriage with on-site (asymmetrical) widening of two sections, the initial and the final ones. In the wide intermediate section, the project envisages a prevalingly subterranean off-route section (Figure 1), and in this case the project foresees the construction of a first tunnel (“Santa Lucia”) which is about 7.8 km long excavated by EPB tunnel boring machine, and a second tunnel (“Boscaccio”) which is about 2 km long constructed by the conventional tunnelling method.

Completa l’intervento l’adeguamento della direttrice Nord, attraverso l’utilizzo delle attuali due carreggiate mediante l’inversione dell’attuale carreggiata Sud.

Il tracciato lungo il tratto in variante è inizialmente posto a Ovest dell’autostrada A1 esistente, intersecando quest’ultima in sotterraneo lungo lo sviluppo della galleria Santa Lucia, alla Pk 4+030 di progetto; il nuovo tracciato prosegue quindi a est dell’A1 attuale per poi ritornare a ovest mediante nuova intersezione in sotterraneo (galleria Boscaccio) dell’A1 esistente.

Il primo «incrocio» tra la variante in sud e l’attuale sedime autostradale avviene con una copertura di circa 28 m, mentre il secondo sottopassaggio avviene con una copertura di soli 5 m circa.

### 3 Inquadramento geologico – geomeccanico

Le unità geologiche presenti nell’area in oggetto sono rappresentate dai depositi di copertura (depositi di frana quiescente e in evoluzione) e dal substrato lapideo costituito dalle Formazioni di Monte Morello (MML) e del Sillano (SILL), suddivisa in tre facies, Sillano propriamente detto, litofacies marnoso-calcareo (SILLmc) e litofacies arenacea (SILLar). Lo scavo della galleria naturale Santa Lucia (mediante TBM-EPB) e Boscaccio (in tradizionale) ha interessato esclusivamente le formazioni rocciose MML e SILL.

#### 3.1 Formazione di Monte Morello (MML)

Tale formazione, di natura flyschoida, è quella più diffusamente presente lungo il tracciato della galleria Boscaccio (copertura max. 60 m) e Santa Lucia (copertura max. 270 m).

Essa è contraddistinta dall’alternanza di calcari e calcari marnosi talora con base calcarenitica, marne e siltiti e presenta caratteristiche geomeccaniche da medie a buone, salvo per le porzioni interessate da strutture tettoniche che ne aumentano il grado di separazione strutturale, facendo diminuire le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell’ammasso.

#### 3.2 Formazione del Sillano (SILL)

Si tratta di una formazione complessa caratterizzata dalla presenza di argilliti (Sillano propriamente detto), argilliti prevalenti con marne e siltiti con calcari, calcari marnosi, calcareniti e calcari silicei (litofacies marnoso-calcareo) o dall’alternanza di argilliti prevalenti con alternanza pelitico-arenacea di calcareniti e arenarie, marne argillose e siltose da compatte a foliate (litofacies arenacea). Le argilliti presentano una struttura scagliosa. Frequentemente gli strati dei litotipi più competenti, a causa della tettonizzazione, non mostrano continuità laterale. Le porzioni marnoso-siltose sono frequentemente molto foliate con diffusissime patine lucide e con fissilità simile a quella delle argilliti.

Generalmente, il Sillano propriamente detto presenta caratteristiche geomeccaniche medio-scarse.

The project also includes the upgrade of the northbound artery, through the use of the current two carriageways (North and South direction) by reversing the current South carriageway.

The route along the variant section initially runs west of the existing A1 motorway and crosses it underground along the development of the Santa Lucia tunnel, at project chainage 4+030; the new route then runs east of the current A1 and then back west via the new underground intersection (Boscaccio tunnel) with the existing A1.

The first “crossing” between the southbound variant and the current motorway site occurs by means of an underpass with a cover of about 28 m, while the cover of the second underpass is only about 5 m.

### 3 Geological and Geomechanical Conditions

The geology present in the area consists of cover deposits (quiescent and active landslide deposits) and of the stone substrate consisting of the Monte Morello (MML) and the Sillano (SILL) formations, divided into three facies: Sillano, marly limestone facies (SILLmc) and arenaceous facies (SILLar). The excavation of the bored Santa Lucia tunnel (via EPB shield) and of the Boscaccio tunnel (using conventional methods) only crossed through MML and SILL.

#### 3.1 Monte Morello Formation (MML)

This basically flyschoid formation is the one most commonly found along the route of the Boscaccio (max cover 60 m) and the Santa Lucia (max cover 270 m) tunnels.

It features calcareous areas alternated with calcareous marl sometimes on a base of calcarenite, marls and siltstones, and has medium to good geomechanical properties, except in those portions affected by tectonic structures that increase its degree of structural separation, thereby decreasing the rock mass’s resistance and deformability characteristics.

#### 3.2 Sillano Formation (SILL)

This formation is complex, in that it features the presence of prevailing mudstone (Sillano proper), prevailing mudstone with marls and siltstones with limestone, marly limestone, calcarenites and siliceous calcareous sediments (marly limestone facies), or prevailing mudstone with pelitic-arenaceous alternance of calcarenites and sandstones, from compact to foliated clayey and silty marls (marly limestone facies). The mudstone has a scaly structure. Frequently, due to tectonic process, the strata of the more competent lithotypes do not show lateral continuity. The marly-silty portions are frequently quite foliated, heavily interspersed with shiny patina and with fissility similar to that of mudstone.

In general, the Sillano proper has medium to low geomechanical properties.

#### 4 Criticità incontrate nella realizzazione delle gallerie

##### 4.1 Il sottoattraversamento dell'A1 Milano – Napoli con scavo in tradizionale

Come anticipato, il tratto in variante della nuova carreggiata sud, interseca l'autostrada A1 in due punti: a nord, dopo circa 600 m dall'imbocco Bologna della nuova galleria Santa Lucia e a sud a circa 100 m dall'imbocco Roma della galleria Boscaccio.

Il sottoattraversamento dell'autostrada A1 alla Pk14+410, avviene in corrispondenza della galleria Boscaccio prevista con scavo in tradizionale e in considerazione dell'importanza dell'arteria autostradale che collega il nord e il sud dell'Italia deve avvenire senza interruzione del traffico. In sede di Progetto Esecutivo, l'attraversamento è stato preventivato attraverso scavo in naturale previo consolidamento della porzione di terreno compreso tra la chiave della sezione di scavo e la piattaforma esistente.

La preliminare messa a punto delle modalità di consolidamento ha evidenziato la grande difficoltà a ottenere un efficace trattamento dei terreni a causa della elevata permeabilità e disomogeneità degli stessi. La loro reale natura e consistenza, infatti, non forniva la garanzia di un ammasso consolidato in modo uniforme e controllabile, atteso che l'intervento era volto a permettere lo scavo in naturale in presenza di traffico.

Alla luce dei risultati non soddisfacenti, al fine di garantire il completo controllo dello stato deformativo del sedime autostradale durante lo scavo, si è optato per una soluzione realizzativa con «Metodo Milano» o «Top-Down», resa possibile dall'articolata sequenza di deviazioni delle carreggiate autostradali coordinata con la successione delle fasi realizzative dell'opera [1].

Mantenendo in esercizio l'autostrada A1, le carreggiate esistenti sono state deviate a est e ovest del tracciato esistente, liberando per fasi successive la zona superficiale sovrastante la galleria da realizzare, dalla quale è stato possibile intervenire per eseguire le opere propedeutiche alla costruzione.

La realizzazione della galleria si è articolata attraverso l'esecuzione da piano campagna di due paratie di pali in c.a. di diametro 0.6 m, poste a una distanza di 19.9 m.

Successivamente, è stato eseguito il getto del solettone di copertura, dello spessore di 1.5 m, collegato alla testa dei pali e posto poco sotto il piano viabile autostradale. Si è quindi proceduto, in rapida sequenza, alla realizzazione della pavimentazione autostradale al di sopra del solettone e al successivo ripristino in sede delle carreggiate, liberando la superficie interessata dalla successiva parte di opera da realizzare.

Una volta completato il getto del solettone, procedendo per successivi ribassi, è stato eseguito lo scavo protetto dalle paratie, opportunamente tirantate e puntonate a quote inter-

#### 4 Critical Aspects Encountered During Tunnelling

##### 4.1 Passing under the A1 Milano – Napoli Motorway Using Conventional Tunnelling

As anticipated above, the variant route of the new south-bound carriageway crosses the A1 motorway twice: north, about 600 m after the Bologna side portal of the new Santa Lucia tunnel, and south, about 100 m from the Rome side portal of the Boscaccio tunnel.

Passing under the A1 motorway at chainage 14+410 occurs via the Boscaccio tunnel to be constructed using conventional tunnelling methods and, considering the importance of the A1 motorway that connects the two extremities of the Italian peninsula (north and south), this must be done without stopping traffic. During the execution design phase, the underpass was first planned to be done by mechanised tunnelling after consolidation of the portion of ground included between the extrados of the excavation cross section and the existing platform.

The preliminary set-up of the consolidation mode proved how difficult it was to obtain effective soil treatment due to



3 Deviazione esterna delle due carreggiate e realizzazione dei pali nella tratta centrale

External deviation of the two lanes and creation of piles in the central section



4 Deviazione e realizzazione dei pali nella tratta nord

Deviation and construction of the piles in the northern section

medie, fino al raggiungimento della quota di imposta della galleria artificiale, realizzata con la medesima sezione policentrica delle tratte di galleria naturale alle quali è interposta.

Nelle figure seguenti (Figura 2, Figura 3, Figura 4 e Figura 5) sono raffigurate le principali fasi di deviazione effettuate.

Strumentazione prevista e misure eseguite in corso d'opera

Parte fondamentale del progetto è rappresentata dal piano di monitoraggio messo a punto per controllare in ogni fase e in ogni parte strutturale la correttezza delle assunzioni progettuali e monitorare costantemente la situazione dell'arteria autostradale in esercizio. Particolare attenzione è stata posta al comportamento delle strutture provvisorie, paratie in pali e solettone, che sopportano i carichi veicolari durante le fasi realizzative precedentemente descritte.

Il piano di monitoraggio è stato finalizzato a valutare:

- lo stato tensio-deformativo dell'opera provvisoria;
- il comportamento tensio-deformativo dei pali e del solettone di contrasto;
- lo stato tensionale dei tiranti;
- l'ampiezza del cuneo di spinta mobilitato a tergo dell'opera provvisoria durante le fasi di scavo, eventuali movimenti indotti in testa allo sbancamento previsto a tergo dell'opera provvisoria; al fine di verificare la rispondenza di tutte queste grandezze alle assunzioni progettuali e di segnalare eventuali anomalie e situazioni di rischio potenziale.

A tale scopo, è prevista l'installazione della seguente strumentazione:

- target topografici
- celle di carico
- sistema di acquisizione automatica per la lettura in continuo dei dati e installazione di pannelli di centralizzazione a cui cablare tutti gli strumenti elettrici dell'opera al fine di facilitarne la lettura;

Internamente ai pali si è prevista l'installazione della seguente strumentazione:

- sezioni, disposte a diverse profondità lungo il palo, ognuna costituita da n. 4 barrette estensimetriche a corda vibrante, posizionate verticalmente e saldate all'armatura principale in modo da monitorare le sezioni ove sono previsti i massimi momenti flettenti;
- tubo inclino-estensimetrico.

La lettura di zero di tutti gli strumenti è stata eseguita subito dopo l'installazione, e comunque prima della fase di scavo successiva all'installazione dello strumento.

Nella Figura 6 è riportato l'andamento atteso della deformata del solettone al termine degli scavi di ribasso e prima del getto della calotta della galleria artificiale per le tre diverse sezioni tipologiche presenti.

its very high permeability and inhomogeneity. Its real nature and consistency, in fact, did not provide certainty of the presence of a uniformly and controllable consolidated mass, considering that the project was based on the bored-tunnelling method in the presence of ongoing traffic.

In view of the unsatisfactory results of the field test, in order to ensure the complete control over the strain state of the motorway land plots during excavation, it was necessary to opt for a solution based on the Metodo Milano, or top-down method, made possible by the articulated sequence of deviations of the motorway lanes coordinated with the succession of the structure's execution stages [1].

While leaving the A1 motorway open to traffic, the existing lanes were deviated to the east and the west of the existing route, thereby clearing, in subsequent phases, the surface area above the tunnel being built, from where it was possible to build the structures as preparation for construction.

The construction of the tunnel was achieved by creating, from ground level, the two walls of reinforced concrete piles, each having a diameter of 0.6 m and spaced 19.9 m apart. This was followed by the pouring of the roof slab, 1.5 m thick, connected to the heads of the poles and placed just a little below the motorway's road surface. This was followed in quick succession by the creation of the motorway pavement above the slab and then the reinstatement on route of the roadways, thereby freeing up the surface involved by the next part of the structure to be built.

After making the concrete slab, the excavation was performed successively downwards, protected by the walls of poles appropriately tied and braced at intermediate heights, to the level intended for the placing of the cut-and-cover tunnel, made with the same polycentric cross section of the bored tunnel sections into which it is inserted.

In the following figures (Figure 2, Figure 3, Figure 4 and Figure 5) the main deviation phases are shown.

Planned Instrumentation and Measurements Performed during Construction

A fundamental part of the project was the monitoring plan designed to check, at each stage and in every structural part, the correctness of the design assumptions and to constantly monitor the situation of the operating motorway artery. Special attention was focused on the behaviour of the temporary structures, pile walls and slab that support the vehicle loads during the previously described construction stages.

The monitoring plan was designed to assess:

- the stress-strain status of the temporary structure;
- the stress-strain behaviour of the piles and of the contrasting slab;
- the stress state of the stays;



5 Realizzazione della galleria policentrica tra le paratie, sotto il solettone  
Construction of the polycentric tunnel between the walls, under the slab

Nella Figura 7 è riportata la distribuzione dei target topografici installati all'estradosso/intradosso del solettone.

Nella sezione Tipo 1, maggiormente sollecitata, il cedimento massimo, che si raggiunge a stabilizzazione del dato, risulta pari a 22÷30 mm; scontando lo spostamento verticale osservato in prossimità degli estremi del solettone (8÷11 mm), la freccia rilevata in mezzeria è valutabile dell'ordine dei 15÷20 mm, leggermente superiore al cedimento di 12 mm determinato dal calcolo.

Nella sezione Tipo 2, caratterizzata dalla presenza di puntoni a contrasto delle paratie, il cedimento massimo, che si raggiunge a stabilizzazione del dato, risulta pari a 10÷11 mm; scontando lo spostamento verticale osservato in prossimità degli estremi del solettone (5÷8 mm), la freccia rilevata in mezzeria è valutabile dell'ordine dei 5 mm, leggermente inferiore al cedimento di 10 mm determinato dal calcolo.

Nella seguente Tabella 1 vengono riassunti i valori di cedimento verticale atteso delle analisi numeriche condotte in sede di Progetto Esecutivo, e i valori effettivamente misurati durante gli scavi.

A conclusione delle attività, è evidente come i cedimenti verticali e le deformazioni orizzontali abbiano raggiunto, in termini assoluti, valori minimali [1] a conferma dell'assenza di movimenti sul piano viario, testimoniato anche dall'assenza di avvallamenti e/o fessurazioni in autostrada, sottoposta a controllo visivo continuo.

- the width of the thrust wedge mobilised behind the temporary structure during the excavation stages and any movements induced at the head of the excavation envisaged behind the temporary structure in order to cross-check all of these measurements against the design assumptions and to highlight any anomalies and potential risk situations.

To this end, the installation of the following instruments is envisaged:

- topographic targets;
- load cells;
- automatic acquisition system for continuous data reading and installation of control centralisation panels for hooking up all of the structure's electric instruments so as to streamline their reading.

Inside the piles the following instruments will be installed:

- sections, placed at different depths along the pile, each one consisting of four vibrating wire strain gauges positioned in the vertical and welded to the main rebars so as to monitor the sections where the highest bending moments are forecast;
- pipe with strain-gauges and inclinometers.

The zero reading was checked on all instruments immediately after installation and in any case prior to the excavation stage following the installation of the instruments.

Figure 6 shows the expected trend in slab deformation at the end of the top-down excavation operations and prior to

Alla fine del 2018 si è concluso lo scavo di tutte le tratte a foro cieco della galleria Boscaccio ed è attualmente in via di completamento il getto degli ultimi conci di calotta della galleria naturale e della galleria artificiale in sottoattraversamento all'autostrada A1 in presenza di traffico.

La realizzazione dell'opera si avvia quindi a essere completata con successo, nel rispetto sia degli elementi naturali sia delle interferenze antropiche, anche attraverso l'applicazione di metodologie costruttive consolidate in contesti differenti da quello in esame e grazie a una gestione strategica della sequenza delle fasi esecutive.

#### 4.2 Il sottoattraversamento dell'A1 Milano – Napoli e della SP8 con TBM-EPB di grande diametro

La galleria Santa Lucia [2] sottoattraversa obliquamente il rilevato dell'autostrada A1 dalla progressiva km 4+030 alla progressiva km 4+090 circa, con copertura pari a circa 28 m, interessando la Formazione di Sillano nella sua facies marnoso-calcareo.

Nella medesima tratta, approssimativamente tra le pk 3+720 e 3+730, la galleria sottopassa anche la sede della Strada Provinciale n° 8.

In fase di Progetto Esecutivo sono state sviluppate analisi numeriche FEM per valutare gli effetti dello scavo della galleria a piano campagna (subsidenze), tarate sulla base delle risultanze emerse dall'interpretazione dei sondaggi (FR9, IS14 e IS13bis) eseguiti in prossimità del sottoattraversamento.

L'andamento dei cedimenti totali ottenuti a piano campagna in corrispondenza della SP8 e dell'autostrada A1 risulta modesto, con conseguente «livello di severità del danno trascurabile».

In Figura 8, sono riportati l'andamento del bacino di subsidenza previsto e le indicazioni sui controlli e misure in corso d'opera in prossimità del sottoattraversamento dell'autostrada A1 e della SP8.

Gli strumenti installati in prossimità del sottoattraversamento dell'autostrada A1 e nella zona che precede il sottoattraversamento dell'autostrada A1 sono i seguenti:

- N. 10 estenso-inclinometri con lunghezze variabili da 45 a 65 m;
- N. 2 piezometri;
- N. 119 mire ottiche su pilastrino;
- N. 3 mire ottiche sul traliccio;
- N. 2 mire ottiche sul portale nord della galleria Le Croci del tracciato esistente dell'autostrada A1 MI-NA.

Le mire, in particolare, sono state rilevate in continuo mediante stazioni totali servoassistite per il rilievo topografico di alta precisione. Fanno eccezione solamente alcuni punti di rilievo ubicati in zone prive di visibilità, che sono stati acquisiti manualmente.

the pouring of the crown of the cut-and-cover tunnel for the three different section types present.

Figure 7 shows the layout of the topographic targets installed at the slab's extrados/intrados.

In the section Type 1, which underwent more stress, the highest yield, reached at data stabilisation, is included in the range 22–30 mm; after deducting the vertical displacement observed at the ends of the slab (8–11 mm), the clearance measured midway is assessed at 15–20 mm, a value slightly higher than the 12 mm yield resulting from calculations.

In the section Type 2, featuring the presence of braces in the walls, the highest yield, reached at data stabilisation, is equivalent as in 10 to 11 mm; after deducting the vertical displacement observed at the ends of the slab (5–8 mm), the clearance measured midway is assessed at 5 mm, slightly lower than the 10 mm yield value calculated.

Table 1 below summarises the expected vertical yield values of the numerical analyses conducted during the execution design phase and the values actually measured during excavation.

At the end of the operations, it is clear that the vertical yields and the horizontal deformations were minimal [1], in absolute terms, and this confirms the absence of movements on the road surface, further confirmed by the lack of hollows and/or cracks in the motorway pavement that is continuously subjected to visual checks.

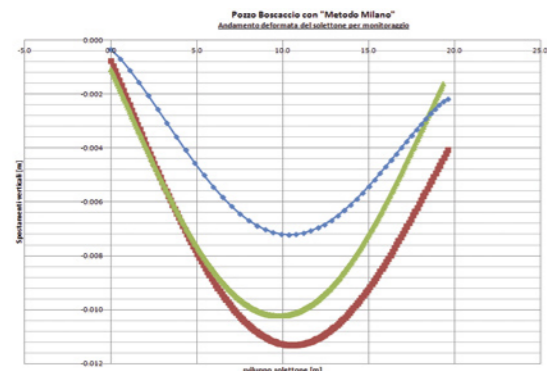
The excavation of all of the bored tunnel sections of the Boscaccio tunnel were completed at the end of 2018, while the laying of the last section of the final lining of the bored tunnel and of the cut-and-cover tunnel passing under the A1 motorway in the presence of traffic is now nearing completion.

The project, therefore, is close to being successfully completed without prejudice to either the natural elements encountered or the anthropic interferences, also thanks to the application of construction methods that have proven their

Sezioni	Movimento verticale max. atteso [mm] Maximum Expected Vertical Movement [mm]	Movimento verticale registrato [mm] Vertical Movement Observed [mm]
Tipo 1 Type 1	12	15–20
Tipo 2 Type 2	10	5

Tabella 1 G. Boscaccio: valori di riferimento e valori massimi registrati

Table 1 Boscaccio tunnel: reference values and maximum values observed



Credit: SPEA Engineering SpA

6 Deformata del solettone - Previsione Progettuale  
Deformation of slab – design forecast

#### 4.2.1 Presidi specifici a tutela dell'autostrada A1 e della SP8

In aggiunta alla lettura della strumentazione di monitoraggio, secondo le specifiche di progetto, in avvicinamento al sottopasso della sede stradale della SP8 (fronte di scavo situato tra le progressive 3+650 e 3+800) e al sottoattraversamento del rilevato autostradale della A1 esistente (fronte di scavo situato tra le progressive 3+900 e 4+200), si è prevista l'istituzione dei seguenti ulteriori presidi:

- limitazione della velocità di percorrenza a 50 km/h per la SP8 (con rilevamento automatico della velocità con finalità sanzionatoria) e a 80 km/h nella tratta autostradale della A1 interessata dal sottoattraversamento (tramite installazione di segnaletica a messaggio variabile);
- segnalazione della presenza di cantiere con strisce gialle continue;
- esecuzione di sopralluoghi con cadenza giornaliera, congiuntamente ai tecnici ASPI (Direzione di Tronco IV), per verificare visivamente lo stato del rilevato e della pavimentazione stradale;
- messa a disposizione da parte dell'Appaltatore di una finitrice stradale e delle relative maestranze per effettuare il ripristino della pavimentazione stradale.

#### 4.2.2 Conduzione dello scavo

In corrispondenza delle tratte segnalate come critiche è stato mantenuto sempre attivo e funzionante il sistema automatico della TBM di ripristino della pressione in camera di scavo mediante iniezione di opportuna soluzione intasante, in particolare durante la fase di assemblaggio dell'anello di rivestimento e durante le eventuali soste della fresa.

La macchina è avanzata secondo la procedura standard, adottando le misure previste dal profilo geomeccanico di progetto, mantenendo sotto costante controllo la pressione in camera di scavo, nonché il volume di materiale estratto dalla camera stessa in funzione della velocità di avanzamento e il volume e la pressione d'iniezione della miscela di intasamento a tergo dell'anello in conci prefabbricati.

Durante lo scavo sono state costantemente monitorate le seguenti condizioni di potenziale pericolo:

worth in contexts that differ from the one being examined here and also thanks to the strategic management of the sequence of execution stages.

#### 4.2 Passing under the A1 Milano–Napoli Motorway and Provincial Road No. 8 with Large-Diameter EPB -Shield

The Santa Lucia tunnel [2] obliquely passes under the embankment of the A1 motorway from chainage km 4+030 to about km 4+090, for a total length of 28 m, and crosses through the marly-calcareous facies of the Sillano formation.

On the same section, approximately between chainage 3+720 and 3+730, the tunnel also passes under Provincial Road No. 8.

During the execution design phase, numerical FEM analyses were conducted in order to assess the effects of tunnelling at ground surface level (subsidence), calibrated according to the results derived from the interpretation of the surveys (FR9, IS14 and IS13bis) performed close to the underpass areas.

The trend of total yield obtained at ground surface level of Provincial Road No. 8 and of the A1 motorway is quite small, and consequently the damage severity level is negligible.

Figure 8 shows the trend of the expected subsidence basin and the indications regarding the checks and measurements during construction close to the area passing under the A1 and PR 8.

The instruments installed near the underpass of the A1 motorway and in the area at the entrance of the underpass of the A1 motorway are the following.

- ten extensometers/inclinometers ranging in length from 45 to 65 m;
- two piezometers;
- 119 test targets mounted on posts;
- three test targets mounted on lattice boom;
- two test targets on the north portal of the Le Croci tunnel on the existing route of the A1 Milan–Naples motorway.

The targets in particular were constantly read via totally servo-assisted high-precision topographic measurement stations. The only exception to this was several measurement points located in non-visible areas, and where data were acquired manually.

#### 4.2.1 Specific Safeguards Protecting the A1 Motorway and Provincial Road No. 8

In addition to the reading of the monitoring instruments, as per project specifications, the plan was to implement additional safeguards in the areas approaching the underpass to the PR 8 roadway (excavation face located between chainages 3+650 and 3+800) and the underpass to the existing embankment of the A1 (excavation face located between chainages 3+900 and 4+200):

- oscillazioni della coppia applicata alla testa fresante;
- blocco della testa fresante;
- anomalie nella lettura dei sensori di pressione in camera di scavo;
- variazioni di densità del materiale in camera di scavo;
- sovrascavi o volumi di scavo inferiori a quelli previsti;
- presenza di vuoti o cavità;
- ingresso di acqua in camera di scavo;
- mancato raggiungimento della pressione di iniezione della miscela di intasamento a tergo dei conci;
- difformità del volume di miscela iniettata a tergo dei conci in relazione al valore di progetto.

#### 4.2.3 Valori attesi e misurati

Nella seguente tabella vengono riassunti i valori di movimento verticale atteso (cedimento) in base alle risultanze delle analisi numeriche condotte in sede di Progetto Esecutivo, e i valori effettivamente misurati durante gli scavi.

Si precisa che i valori attesi sono stati definiti con riferimento alle potenziali condizioni di danno nei confronti delle preesistenze determinate in sede di Progetto Esecutivo e tenendo conto dell'entità dello spostamento atteso in relazione all'errore strumentale.

- vehicle speed limited to 50 km/h on PR 8 (with deployment of automatic speed detectors for fining speeding vehicles) and to 80 km/h on the section of the A1 motorway involved by the underpass (with installation of variable message signs);
- signalling of work site presence using continuous yellow lines;
- daily inspections, together with the ASPI (Section Department No 4 ) technicians to visually check the conditions of the embankment and of the road surface;
- supply by the contractor of a paver and of workers to operate it in order to restore the road pavement.

#### 4.2.2 Excavation Operations

Level with the sections signalled as critical, the TBM's automatic system that restores the pressure in the excavation chamber via the injection of a specific clogging solution is kept continuously active and operational, especially during the assembly tubbing ring and during any pauses of the cutter head.

The machine is advanced following the standard procedure, adopting all of the measures envisaged by the design's geomechanical profile, while keeping the excavation chamber pressure under constant control as well as the volume of ex-

Siti Sites	Anelli Rings	Periodo di riferimento Period of Reference	Camera di scavo Excavation Chamber		Movimento verticale max. atteso Maximum Expected Vertical Movement [cm]	Movimento verticale registrato Vertical Movement Observed	
			Pressione prevista [bar] Expected Pressure [bar]	Pressione applicata [bar] Applied Pressure [bar]		Mira Target No	[cm]
SP08	135–140	15.7.17–31.7.17	1.5–2.0	2.0	0.3	002008	0
A1	270–310	30.8.17–30.10.17	3.0	3.0	1.2	004011	1.5

Tabella 2 G. Santa Lucia: valori di riferimento e valori massimi registrati

Table 2 Santa Lucia tunnel: values of reference and maximum values observed

In linea generale si nota come i movimenti verticali abbiano raggiunto, in termini assoluti, valori minimi a conferma dell'assenza di movimenti sul piano viario. I continui controlli visivi eseguiti da personale presente sul sedime autostradale durante le fasi di attraversamento hanno infatti testimoniato l'assenza di formazione di avvallamenti e/o fessurazioni.

#### 4.3 La gestione delle terre provenienti dallo scavo meccanizzato con TBM-EPB

L'adozione dello scavo meccanizzato per la galleria Santa Lucia è stata determinata da più fattori:

- la lunghezza della galleria;
- l'impossibilità di realizzare finestre intermedie;

cavation material extracted from the chamber in function of the advancement speed and of the volume and pressure of injection of the clogging mixture behind the prefabricated segmental lining.

During excavation, the following potential hazard conditions are constantly monitored:

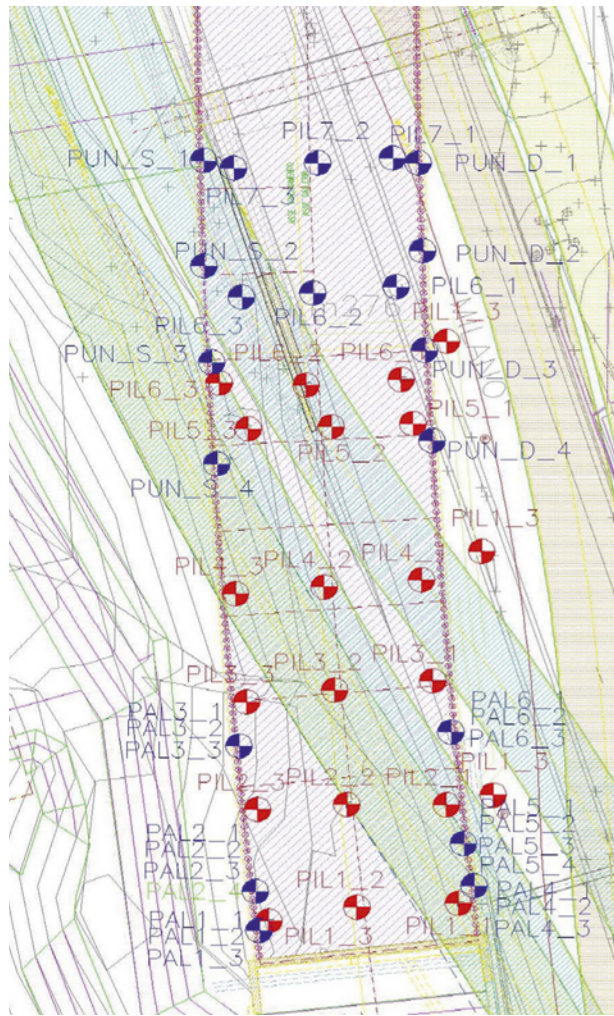
- fluctuations in torque applied to the cutterhead;
- blocking of the cutterhead;
- anomalies in pressure sensor readings in the excavation chamber;
- changes in material density in the excavation chamber;
- excavation volumes higher or lower than expected;
- presence of cavities or holes;

- la disponibilità di un'unica area di deposito definitivo del materiale posta all'imbocco Nord della galleria stessa;
- la necessità di minimizzare l'impatto idrogeologico dell'opera sulle falde esistenti.

In funzione del metodo di applicazione della pressione di supporto al fronte abbiamo due categorie principali di TBM scudate a fronte chiuso, la TBM EPB o TBM Hydroshield che si differenziano, per il tema in esame, per il tipo di condizionamento necessario per la fase di scavo: la prima utilizza additivi assimilabili alla categoria dei tensioattivi, la seconda utilizza un fluido bentonitico.

La scelta è ricaduta su una EPB principalmente perché tecnologia già utilizzata in materiali simili nella vicina galleria Sparvo e perché per gli scavi con fluido bentonitico gli enti preposti alle autorizzazioni si erano espressi per la classificazione come rifiuto della totalità dei materiali di risulta.

Le disposizioni emerse durante l'iter autorizzativo per l'utilizzo della EPB sono risultate comunque molto impattanti in quanto per gli additivi utilizzati non esistono limiti



7 Rete target topografici sul solettone  
Layout of topographic targets on the slab

- ingress of water to the excavation chamber;
- clogging solution injection pressure not reached behind the segments;
- discrepancies in the volume of mixture injected behind the segments compared to design values.

#### 4.2.3 Expected and Observed Values

The following table summarises the expected vertical movement (yield) values based on the results of the numerical analyses conducted during the execution design phase and the values actually measured during excavation.

It should be noted that the expected values were defined with reference to the potential conditions of damage to pre-existing structures defined during the execution design phase and taking into account the entity of the expected displacement with respect to instrumental error.

In general, it shows that the vertical movements were minimal, in absolute terms, a fact that confirms the absence of movement observed at road surface level. The continuous visual checks performed by the personnel present at the motorway site during the construction of the underpass witnessed the lack of formation of settlement and/or cracks.

#### 4.3 Handling of the Excavation Material Coming from Mechanised Tunnelling Using the EPB Shield

The use of mechanised tunnelling for the Santa Lucia tunnel was decided based on various factors:

- tunnel length;
- the impossibility of creating intermediate windows;
- the availability of only one final spoil deposit area, located at the northern portal of the tunnel;
- the need to minimise the hydro-geologic impact of the structure on existing aquifers.

In function of the method of applying face support pressure, there are two main categories of closed face shield TBM – the EPB shield and Hydroshield – that differ, in the present context, by type of conditioning required for the excavation phase. The former uses additives similar to surfactants, while the latter uses a bentonite-based fluid to stabilise the cutting chamber and to transport the material excavated.

The choice here fell on the EPB, mainly because it was a technology used previously with similar materials in the nearby Sparvo tunnel and because, in considering excavation using bentonitic fluid, the competent authorities had settled on classifying all of the extracted material as waste.

The provisions that emerged during the authorisation process for the use of the EPB proved to be of high impact, because there are no CSC (Concentrazione Soglia di Contaminazione – “contamination threshold concentration”) limits for the additives used. Their definition therefore required ex-

CSC (Concentrazione Soglia di Contaminazione). La loro determinazione ha quindi previsto analisi sperimentali al fine di attestarne la compatibilità ambientale.

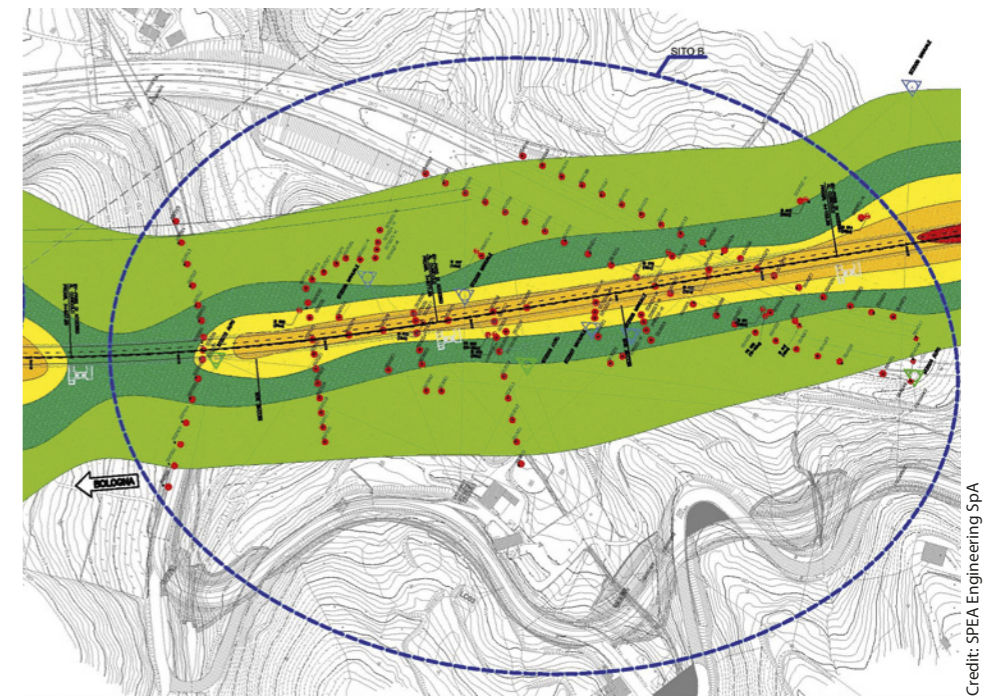
All'avvio dei lavori è stato sviluppato, in collaborazione con il CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche), un progetto di ricerca [3] basato su indagini di laboratorio (microcosmi) e misurazioni in ambiente reale (mesocosmi), finalizzato ad analizzare e definire:

- la compatibilità ambientale dei diversi prodotti,
- la definizione del limite di SLES (Sodium Lauryl Ether Sulphate) ammissibile,
- l'individuazione del test ecotossicologico più sensibile
- il tempo di biodegradazione.
- La sperimentazione effettuata ha fornito le seguenti risposte:
  - il quantitativo massimo di tensioattivo;
  - il tipo di additivo utilizzabile (sulla base delle sperimentazioni preliminari) e la definizione di un nuovo protocollo nel caso si decida di utilizzare un prodotto diverso;
  - le modalità di gestione e campionamento e i limiti ammissibili per definire le terre come sottoprodotti e non rifiuti;
  - il tempo di maturazione minimo di 7 giorni;
  - le modalità di confezionamento del campione solido ed elutriato;
  - l'individuazione del tipo di test: Vibrio-Fischeri e determinazione analitica del tensioattivo anionico SLES.

La conoscenza dei tempi di biodegradazione [4] è di fatto l'elemento più critico per l'esecuzione dell'opera in quanto determina il tempo di permanenza delle terre nelle vasche di caratterizzazione e quindi la loro dimensione e il loro numero e la capacità delle stesse, rappresentando un limite alla velocità di avanzamento della fresa.

In media si è rilevato che per la biodegradazione (tale che si raggiunga una concentrazione residuale di SLES minore di 2 mg/l in estratto acquoso) di una vasca contenente circa 7000 m<sup>3</sup> è necessaria una settimana di tempo, alla quale si deve aggiungere una settimana per le risultanze delle successive analisi. Considerata la lunghezza dell'anello di 2.20 m e l'area di scavo di 200 m<sup>2</sup>, misurato in cantiere un fattore di rigonfiamento di circa 1.3, ogni spinta produce circa 570 m<sup>3</sup> di marino, per cui sono necessari 12 anelli per riempire una vasca.

Avendo a disposizione 10 vasche, il totale riempimento delle stesse avviene dopo aver scavato 120 anelli circa ai quali si



8 Strumentazione messa in opera in corrispondenza dell'autostrada A1  
Instruments deployed at the A1 motorway site

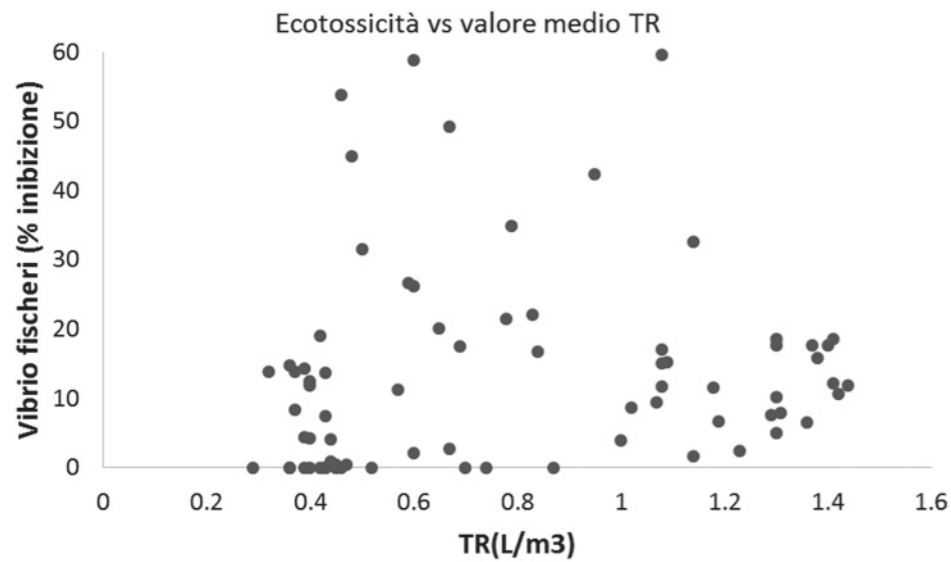
perimental testing in order to establish their environmental compatibility.

At the start of works, in collaboration with the CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche – “national research council”), a research project [3] based on laboratory tests (microcosm) and natural environment measurements (mesocosm) was developed to analyse and establish:

- the environmental compatibility of the various products;
- the definition of the acceptable SLES (sodium lauryl ether sulphate) limit;
- the identification of the most sensitive ecotoxicological test;
- biodegradation time.
- the testing done provided the following answers:
  - the maximum amount of surfactant;
  - the type of additive admissible (based on preliminary testing) and the definition of a new protocol when a different product is chosen to be used;
  - the methods for management and sampling and the limits admissible in defining the spoil as by-product and not waste;
  - the shortest maturation time of seven days;
  - the methods for packaging the solid and elutriated sample;
  - test type identification: Vibrio fischeri and analytical definition of the anionic surfactant SLES.

Knowledge of the biodegradation time [4] is actually the most critical element with regard to project execution, because it defines the time of permanence of the spoil in the characterisation basins and therefore their size, number and





9 Relazione grafica tra i valori di TR medio di ogni vasca di deposito e i risultati del test ecotossicologico V. Fischeri.

Graphical relationship between the average value of TR in every muck pool and the results of the ecotoxicological Vibrio fischeri test

può dare seguito solo dopo aver svuotato la prima vasca. Considerate le tempistiche di svuotamento delle vasche, questo significa che la velocità massima giornaliera di scavo è di circa 7 anelli, ossia 15 m/giorno.

Nel periodo dal 15.05.2017 al 02.08.2018 sono state eseguite analisi su 111 campioni [5]; i risultati mostrano che già prima dei 7 giorni di maturazione molti campioni presentavano valori conformi al protocollo e solamente 12 campioni non sono risultati conformi ai limiti fissati.

Dai dati del monitoraggio eseguito nel primo anno di attività, è inoltre emerso che, contrariamente alle ipotesi sperimentali iniziali, il valore limite del TR (Treatment Ratio [l/m<sup>3</sup>], ossia consumo di additivo condizionante rispetto al volume di terreno trattato) non è significativo per la compatibilità ambientale in quanto è stato rilevato che non sussiste alcuna relazione tra i valori di TR e il saggio con il batterio V. Fischeri (Figura 9).

Sulla base di questi risultati è stato possibile richiedere al Ministero dell'Ambiente di rivedere il protocollo per eliminare il valore limite di TR consentito.

Le modifiche del protocollo hanno inoltre riguardato anche la possibilità di sperimentare prodotti nuovi presenti sul mercato che presentano una maggiore compatibilità ambientale.

Nel caso specifico della galleria Santa Lucia, è in corso una sperimentazione al fine di verificare l'efficacia tecnica, oltre che ambientale, di prodotti alternativi. Il perfezionamento del protocollo consentirà pertanto di utilizzare più prodotti a seconda delle esigenze sia tecniche che ambientali.

capacity; this represented a limitation of the EPB advance rate.

On average, it was found that the biodegradation (such that it reaches a residual SLES concentration less than 2 mg/l in aqueous extract) of a basin containing about 7,000 m<sup>3</sup> requires a week, to which one must add a week for the subsequent lab tests to come back. Considering that a ring is 2.2 m long and the excavation area is 200 m<sup>2</sup>, and having measured in situ a swelling factor equivalent to about 1.3, each thrust produces about 570 m<sup>3</sup> of muck, which means twelve rings are necessary to fill a basin.

There being ten basins available, they will be totally filled after excavating about 120 rings that can be done only after emptying the first basin. Considering the time required for basin emptying, this means that the maximum excavation rate is about seven rings, namely 15 m, per day.

In the period from 15 May 2017 to 2 August 2018, testing was performed on 111 samples [5]. The results show that, even before the seven days of maturation, many samples showed values complying with the protocol and only twelve samples failed to conform to the limits set.

The data from the monitoring conducted in the first year of activity show that, contrary to the initial experimental theories, the limit value of TR (treatment ratio [l/m<sup>3</sup>], or consumption of conditioning additive with respect to the treated soil volume) is not significant in terms of environmental compatibility because it has been observed that there is no relationship between the TR values and the Vibrio fischeri assay (Figure 9).

Based on these results, it was possible to apply to the Ministry for the Environment to revise the protocol in order to eliminate the allowed TR limit value.

The changes to the protocol also included the possibility of testing new products available on the market that are more environmentally friendly.

More specifically, as regards the Santa Lucia tunnel, testing is under way in order to verify the technical as well as environmental effectiveness of alternative products. The updated protocol will allow the use of a wider range of products, based on technical as well as environmental requirements.

#### 4.4 La "Centina Sicura"

Lo scavo della Galleria Boscaccio è previsto con «sistema tradizionale» applicando una serie di sezioni tipo, i cui interventi sono definiti in funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi attraversati. Per tutte le sezioni tipo previste a progetto, il confinamento del cavo, a seguito dei singoli sfondi di scavo, avviene mediante posa in opera di centine metalliche inglobate in uno strato di calcestruzzo spruzzato, a realizzare un rivestimento di prima fase con caratteristiche di resistenza dipendenti dal contesto geologico-geomeccanico di intervento.

Il posizionamento della centina in una galleria scavata con metodo tradizionale è un'operazione che presenta ancora oggi momenti di criticità.

Per tale motivo, in corso d'opera si è introdotta una modifica tecnica relativa all'impiego di centine metalliche tubolari in sostituzione delle centine in profilati aperti, delle serie IPN e HEB, previste nel Progetto Esecutivo. La «centina tubolare meccanizzata» [6], detta anche «centina sicura», presenta una sezione tubolare cava ed è costituita da più elementi e dispositivi meccanici preassemblati in aree lontane dal fronte di scavo.

L'impiego di tale profilato infatti, in virtù della sezione circolare, consente ottime prestazioni statiche indipendentemente dalla direzione dei carichi, data la maggiore resistenza flessor-torsionale del profilato tubolare rispetto ai profilati aperti; la capacità resistente del profilato è inoltre incrementata dalla garanzia di riempimento, eseguito con betoncino la cui resistenza viene incrementata dal confinamento operato dal profilato stesso. Dal punto di vista operativo, la maggiore rigidità del profilato lo rende più stabile e maneggevole in fase di trasporto e montaggio, garantendo condizioni di maggiore sicurezza delle lavorazioni. Al riguardo la centina tubolare, nella configurazione «semi-automatica» proposta, permette un'installazione agevolata da dispositivi automatici – di regolazione dei piedi di appoggio e di aggancio alla precedente centina posata – tali da non richiedere la presenza di personale al di sotto del fronte di scavo, con notevoli vantaggi per la sicurezza delle maestranze.

La posa in opera avviene mediante il sollevamento con una pinza posa centine che favorisce l'apertura dell'elemento preassemblato il quale assume la configurazione finale coprendo l'intero profilo di scavo (Figura 10).

La regolazione delle basi di appoggio alla quota del piano

#### 4.4 The Centina Sicura Method

The Boscaccio tunnel is to be excavated using the conventional system, by application of a sequence of section types, whose consolidation characteristics are defined according to the geomechanical characteristics of the rock masses crossed. For all of the section types envisaged by the project, the lining of the tunnel, after each excavation advance section, occurs via the installation of metal arch ribs encased in a layer of shotcrete; this creates a first-phase lining, the resistance characteristics of which depends on the geological and geomechanical context of the excavation.

The placement of the arch ribs in a tunnel excavated using the conventional method is an operation that today still features several critical aspects.

For this reason, a technical modification was introduced during construction, consisting of the use of tubular metal arch ribs in place of the open-section arch ribs, made with IPN and HEB sections, envisaged by the execution design. The so-called centina tubolare meccanizzata [6] (mechanised tubular arch rib), also called centina sicura (safe arch rib), has a hollow tubular section and consists of several elements and mechanical devices pre-assembled off-site.

Thanks to its circular cross section, in fact, this arch rib provides excellent static performance independent of the direction of the loads because the tubular structure has greater flexo-torsional strength compared to I-beams. The section's resistance is further increased by the grout filling, the strength of which in turn is magnified by its confinement inside the pipe. Functionally speaking, this section's greater rigidity makes it more stable and easier to handle during transportation and assembly, thereby providing for greater operational safety. In the semi-automatic configuration used here, the tubular arch rib's assembly is made easier with the use of automatic devices for foot adjustment and for attach-



10 Posa centine e adesione centina al profilo di scavo  
Arch rib placer and adhesion of the arch rib to the tunnel profile

di scavo avviene tramite un piedritto telescopico autobloccante coassiale alla centina tubolare (Figura 11).

La centina è dotata inoltre di elementi preinstallati per il collegamento con la centina precedente che presentano su un lato un dispositivo a incastro e sull'altro una forma a imbuto per agevolare l'aggancio (Figura 12).

La sezione tubolare viene infine riempita in opera mediante calcestruzzo spruzzato (o miscele similari) pompato attraverso bocchette di iniezione. Il completo riempimento è assicurato dalla predisposizione in chiave calotta di opportuni fori di sfiato-spia. Le piastre di giunzione cave permettono che il riempimento interno formi un arco in calcestruzzo continuo.

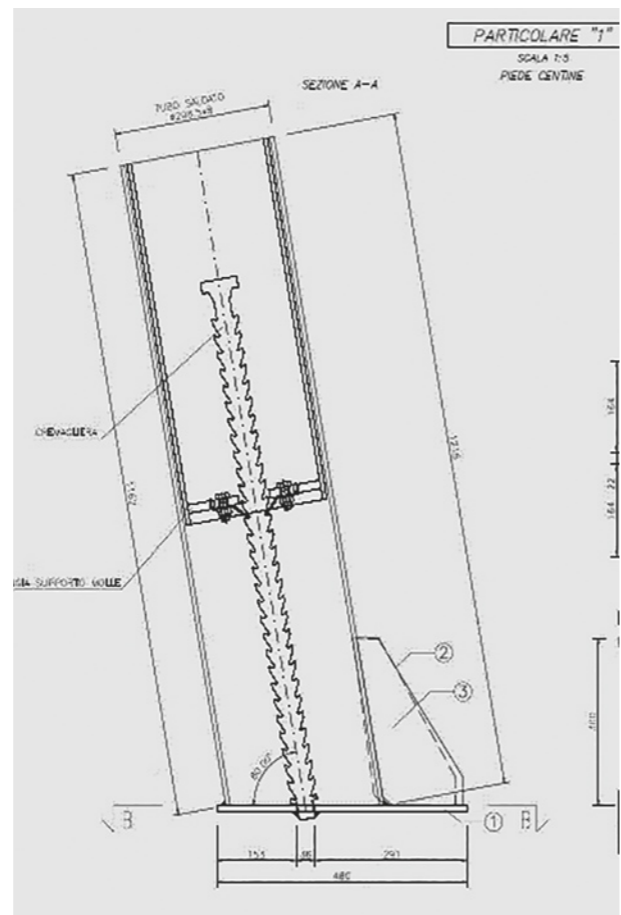
L'adozione del sistema di centina tubolare «semi-automatica» ha comportato importanti vantaggi legati alle condizioni di sicurezza durante le fasi di movimentazione e posa in opera che, oggi, rappresentano senza dubbio le fasi più delicate del processo costruttivo di una galleria, quelle in cui si registra la più elevata statistica di infortuni nei lavori in sotterraneo. È questa infatti la fase in cui le maestranze impegnate in galleria risultano più esposte, dovendo necessariamente condurre alcune lavorazioni in prossimità del fronte di scavo, con il rischio di essere investite da porzioni di ammasso, anche di modeste dimensioni, che si distaccano accidentalmente dal fronte. Con l'utilizzo delle centine tubolari semiautomatiche si è in grado di ridurre al minimo lo stazionamento di personale presso il fronte di scavo, cercando di condurre la quasi totalità delle lavorazioni per la messa in opera della centina attraverso l'ausilio di mezzi, dai quali le maestranze possono operare in modo protetto. La centina «semi-automatica» è infatti pensata per essere posta in opera grazie all'impiego di un posa centina, che regge la centina fino a portarla nella posizione corretta, e di un secondo mezzo dotato di braccio, grazie al quale regolare le condizioni di appoggio del piede centina e realizzare il collegamento con la centina adiacente, già posta in opera, riducendo così al minimo i rischi per gli operatori.

Grazie al sistema semi-automatico, la posa risulta inoltre più precisa e più rapida, garantendo una produttività nettamente superiore rispetto a quella di posa in opera del pre-rivestimento standard con profilati aperti:

- velocità di installazione: 12' per l'installazione di una centina con un risparmio di tempo di circa il 73%;
- minor impiego di spritz-beton: 16%
- riduzione dello sfrido e dei vuoti a tergo centina;
- minore impiego di risorse per l'installazione: -80%

## References

- [1] S. Comi, P. Mele - Tecnologie di impiego del Metodo Milano o Top-Down, Strade e Autostrade, n° 133 Gennaio-Febbraio 2019 - EDI-CEM, Milano
- [2] A. Selleri, S. Comi, L. Messina - Upgrading of the A1 Motorway, Barberino di Mugello - North Florence stretch: The Santa Lucia Tunnel, Gallerie e grandi opere sotterranee, n° 125 - Marzo 2018 - Patron Editore, Bologna



11 Sezione piedritto telescopico  
Telescopic pedestal cross section

ment to the previously installed arch rib, and this makes the presence of personnel underneath the excavation face superfluous, with considerable advantages in terms of occupational safety.

The sections are lifted into place using an arch rib placer that helps open the pre-assembled element that thereby takes on the final configuration to cover the entire tunnel profile (Figure 10).

The adjustment of the baseplates to the height of the excavation floor is obtained using a telescopic self-locking pedestal coaxial to the tubular arch rib (Figure 11).

The arch rib is also fitted with pre-installed elements for attaching it to the previously installed arch rib consisting of an interlocking device on the one side and a funnel-shaped section for engaging the interlocking device (Figure 12).

Finally, the tubular section is filled on-site with grout (or similar admixture) pumped through injection inlets. It is possible to verify complete filling thanks to vent holes positioned at the topmost point of the arch. Hollow joint plates make sure that the inner filling forms an uninterrupted concrete arch.



12 Connessione tra centine  
Interlocking of arch ribs

- [3] CNR - Espletamento di attività Tecnico – Scientifiche volte alla caratterizzazione ecotossicologica dei materiali da scavo derivanti dallo scavo meccanizzato della galleria Santa Lucia
- [4] A. Barra Caracciolo, N. Ademollo, M. Cardoni, A. Di Giulio, P. Grenni, T. Pescatore, J. Rauseo, L. Patrolecco – Assessment of biodegradation of the anionic surfactant sodium lauryl ether sulphate used in two foaming agents for mechanized tunnelling excavation. Journal of Hazardous Materials N° 365 - 2019: 538-545
- [5] CNR - Sintesi valutativa dei risultati di caratterizzazione ambientale dei campioni prelevati nel periodo di scavo 15/05/2017 - 02/08/2018
- [6] A. Cullaciati, M. Bellavita, R. Perlo, K. G. Pini - Sicurezza 2.0: soluzioni per uno scavo sotterraneo sicuro, Strade e Autostrade, n° 129 Maggio-Giugno 2018 - EDI-CEM, Milano

## DATI CHIAVE DEL PROGETTO

<b>Regione</b>	Toscana, Italia
<b>Cliente</b>	Autostrade per l'Italia S.p.A.
<b>Progettazione, direzione locale dei lavori e direzione generale dei lavori</b>	Spea Engineering S.p.A.
<b>Esecuzione dei lavori</b>	Pavimental S.p.A.
<b>Dati chiave</b>	
Tempi di costruzione:	2000 – 2011
Avvio lavori:	25. November 2011
Costi di costruzione:	300 Mio. Franken
Lunghezza di scavo:	17,5km (about 10 km in underground)
Sezione trasversale scavata:	200 m <sup>2</sup>
<b>Particolarità</b>	Full face large sections excavation

## PROJECT DATA

<b>Region</b>	Tuscany, Italy
<b>Client</b>	Autostrade per l'Italia SpA
<b>Design, site supervision and general construction management</b>	Spea Engineering SpA
<b>Excavation</b>	Pavimental SpA
<b>Key data</b>	
Construction period:	2000 – 2011
Start of operations:	November 2011
Construction cost:	850 million euros
Length:	17,5 km (about 10 km in underground)
Excavated cross section:	200 m <sup>2</sup>
<b>Special features</b>	Full-face large-section excavation

Konrad Bergmeister, Professor, BBT SE, Innsbruck/AT

## Geotechnische und menschliche Herausforderungen beim maschinellen Vortrieb des 15 km langen Erkundungsstollens des Bauloses Tulfes–Pfans

Das nördlichste Baulos Tulfes–Pfans beim 64 km langen Brenner Basistunnel besteht aus 41,5 km Tunnelabschnitten. Davon wurden 26,5 km konventionell und 15 km mit einer offenen Gripper-TBM aufgeföhren. Das Gebiet erstreckt sich von der Innsbrucker Quarzphyllitzone bis zu den penninischen Bündnerschiefern. Mit einer offenen TBM kann das Gebirge umfänglicher beurteilt werden. So kam beim maschinellen Vortrieb neben den Erkundungsbohrungen, der visuellen Dokumentation, der seismischen Erkundungsmethode mit Kompressions- und Scherwellen auch eine Kombination von Maschinenparametern zum Einsatz. Auf den ersten 13 km traten mehrere Störungszonen und zehn grosse Überbrüche mit unterschiedlichsten Formen und geotechnischen Gebirgsverhalten auf. Mit eigens entwickelten schweren Stahlsegmenten sowie injiziertem Füllbeton und einer Zement-Wasser-Suspension zur Bindung des Verbruchmaterials gelang es, diese Hohlräume zu überbrücken. Neben all den technischen Anstrengungen kamen noch soziale Herausforderungen bei Mineuren aus elf verschiedenen europäischen Sprach- und Kulturländern dazu. Täglich versuchte man aber, mit allen Beteiligten auf allen Hierarchiestufen lösungsorientiert, vertragskonform und partnerschaftlich umzugehen.

## Geotechnical and Human Challenges Encountered in Connection with Mechanised Tunnelling of the 15-km Exploration Tunnel (Construction Lot Tulfes-Pfans)

Tulfes-Pfans is the northernmost construction lot of the 64 km Brenner Base Tunnel, and comprises 41.5 km of tunnel sections. Conventional tunnelling methods were used for 26.5 km of this length, and an open gripper tunnel boring machine for the remaining 15 km. The area extends from the Innsbruck quartz phyllite zone to the Penninic Bündnerschiefer group. An open tunnel boring machine made it possible to investigate the rock mass in greater detail. For example, a combination of machine parameters came into place during mechanised tunnelling alongside exploratory drilling, visual documentation and a seismic exploration method involving compression and shear waves. Several fault zones and 10 large overbreaks in the different shapes and geotechnical rock mass behaviours, were encountered in the first 13 km. Purpose-built heavy steel segments, injected infill concrete and a cement/water suspension for binding the collapsed rock made it possible to bridge these cavities. And it was not just technical challenges which needed to be tackled – the fact that the miners working on the project came from 11 different linguistic and cultural backgrounds within Europe meant that social challenges were also encountered. Yet at every rung of the hierarchical ladder, efforts were made on a daily basis to solve these challenges in a contractually acceptable manner by following a solutions-focused approach and working as partners.

## Défis géotechniques et humains rencontrés durant le creusement mécanique des 15 km de la galerie de sondage du lot Tulfes-Pfans

Le tunnel de base du Brenner se trouve sur le Corridor scandinave-méditerranéen long de plus de 9000 km. La longueur totale de ce tunnel qui s'étend de Tulfes à Fortezza atteint 64 km, tandis que le réseau de tunnels totalise 230 km. Jusqu'à 18 avril 2019, 100 km de galeries et de tunnels ont été réalisés, soit 44% de l'ensemble du réseau à construire.

Le tunnel de base du Brenner est composé de deux tunnels principaux et d'un autre tunnel centralisé environ 12 m en dessous du tunnel de sondage. Cette galerie de sondage sera finalement utilisée pour l'évacuation des eaux et pour les interventions de service et d'installation. Elle pourra également accueillir les installations techniques pour le chemin de fer, mais aussi les futures lignes de transport d'énergie. Le lot Tulfes-Pfans est le plus au nord. Il compte 41,5 km de tunnels.

Le lot comprend la galerie de secours de 9 km, les 4,5 km du tunnel principal servant de liaison entre le contournement d'Innsbruck et le tunnel en ligne droite partant d'Innsbruck en direction de Fortezza, mais aussi la station d'arrêt d'urgence d'Innsbruck et une galerie de sondage de 15 km de long. Cette dernière traverse du phyllite de quartz d'Innsbruck sur environ 7,85 km, puis 7,2 km de schistes lustrés des Alpes pennines plus au sud. Elle a été creusée mécaniquement. La BBT SE a toujours accordé une grande importance à disposer d'une documentation géologique et géotechnique extrêmement détaillée émanant de ses propres géologues. Une méthodologie d'observation a été mise en oeuvre essentiellement pour estimer la bonne tenue du profil du front de taille et de l'intrados, analyser les ruptures dues à la structure et documenter les apparitions de tension et l'afflux d'eau. Une documentation aussi détaillée ne peut être constituée dans le cas d'un creusement mécanique qu'en recourant à un tunnelier doté d'un bouclier à front ouvert, dans la mesure où la montagne est dégagée sur une longueur d'environ 30 m.

Outre la documentation et les forages de sondage qui ont pu se chevaucher, une méthode de sondage sismique a été utilisée. En outre, les paramètres de la machine ont été évalués afin de déduire à la fois les parts imputables à la rotation (couple) et à la translation (pression de contact) de l'énergie spécifique afin d'identifier les zones géologiques délicates.

Les importantes ruptures survenues sous diverses formes sur les 13 premiers kilomètres ont été surmontées à l'aide de segments d'acier parallèles légèrement précontraints.

## Sfide per la geotecnica e per l'uomo nell'ambito dell'avanzamento meccanizzato del tratto di cunicolo esplorativo lungo 15 km del Lotto lavori Tulfes-Pfans

La Galleria di Base del Brennero è parte del Corridoio europeo Scan-Med, lungo oltre 9000 km. La lunghezza complessiva della Galleria di Base del Brennero da Tulfes a Fortezza è di 64 km, mentre l'intero sistema di gallerie ha una lunghezza di 230 km. Al 18 aprile 2019 sono stati scavati 100 km tra cunicoli e gallerie; ciò corrisponde a oltre il 44% del sistema gallerie complessivo da realizzare.

La Galleria di Base del Brennero è costituita da due gallerie principali e da un cunicolo esplorativo che si sviluppa in posizione centrale, ad una quota più bassa di circa 12 m rispetto alle canne principali. Nella configurazione finale, il cunicolo esplorativo sarà impiegato come cunicolo di drenaggio, tecnico e di servizio. Oltre a ciò, nel cunicolo possono essere installati gli impianti tecnici ferroviari, oltre ad eventuali futuri elettrodotti. Il lotto di costruzione Tulfes-Pfans si estende per 41,5 km e costituisce il tratto più a nord dell'area di progetto.

Comprende il cunicolo di soccorso, lungo 9 km, 4,5 km di gallerie di linea che collegano la circonvallazione di Innsbruck e la Galleria di Base, dal percorso rettilineo tra Innsbruck e Fortezza, nonché la fermata di emergenza di Innsbruck e una tratta di 15 km del cunicolo esplorativo. Lungo il suo sviluppo, il cunicolo esplorativo attraversa, per un tratto lungo 7,85 km, la fillade quarzifera di Innsbruck e immediatamente dopo, a sud, 7,2 km di calcescisti pennidici. Lo scavo dei 15 km di cunicolo esplorativo è stato eseguito impiegando una fresa aperta con gripper. BBT SE ha sempre posto particolare attenzione alla produzione di una documentazione geologica e geotecnica continua, elaborata a cura di propri geologi. Osservando la geologia, si valutano principalmente il rispetto del profilo e dell'intradosso nonché i distacchi di origine strutturale e si documentano i fenomeni di tensionamento e il volume delle venute d'acqua. Solo l'utilizzo di una fresa aperta permette di elaborare una documentazione così dettagliata durante lo scavo meccanizzato poiché l'ammasso roccioso rimane visibile per una lunghezza di ca. 30 m.

Accanto alla documentazione visiva ed ai sondaggi geognostici eseguiti in parallelo, sono state svolte anche prove sismiche. Sono stati inoltre analizzati i parametri della macchina e la componente di moto rotatorio (coppia), così come la componente di moto traslatorio (pressione di contatto) dell'energia specifica sono stati utilizzati per individuare le zone geologicamente fragili.

I dieci fornelli di dimensioni significative e disparate verificati nei primi 13 km di scavo sono stati superati ricorrendo a strutture in acciaio pesante e leggermente pretensionati

## Geotechnische und menschliche Herausforderungen beim maschinellen Vortrieb des 15 km langen Erkundungsstollens

Du béton de remblai et une suspension eau-ciment ont été injectés pour lier les matériaux désolidarisés et garantir ainsi la solidité de la voûte. La rupture majeure a généré une cavité d'environ 5500 m<sup>3</sup> pour environ 18 m de haut. À l'aide de simulations 2-D, les interactions des différentes galeries ont pu être étudiées. Il en est ressorti qu'il fallait tenir compte dans ces ruptures de très vastes zones de roches défailtantes pouvant éventuellement se détacher. Les différents secteurs s'impactaient mutuellement avec une résistance au cisaillement dépassée. Malgré les onze cultures et langues différentes rencontrées sur le chantier, le problème a été résolu de manière efficace grâce à la reconnaissance, par chacun, des compétences techniques de tous.

posti in posizione parallela. Per realizzare un arco a compressione portante, sono stati iniettati calcestruzzo di riempimento ed una sospensione cemento-acqua per legare il materiale soggetto a crolli. Il crollo più grande ha creato una cavità di ca. 5.500 m<sup>3</sup>, alta ca. 18 m. Tramite simulazioni 2-D, sono state studiate le interazioni delle singole canne di galleria. Tali crolli hanno evidenziato che la probabilità di incontrare zone molto estese con ammasso roccioso instabile e probabilmente detensionato. Si nota l'interazione delle singole zone caratterizzate da resistenza al taglio eccessiva. Malgrado la presenza in cantiere di maestranze che parlano undici lingue differenti, provenienti da culture parimenti assai diverse, grazie al rispetto reciproco ed alla competenza specifica di settore è stato possibile risolvere in modo efficiente le difficoltà riscontrate.

### 1 Das Projekt BBT

Der Brenner Basistunnel (BBT), das Herzstück der neuen Eisenbahnverbindung zwischen München und Verona, verläuft von Innsbruck nach Franzensfeste. Die Gesamtlänge des Tunnels durch die Alpen beträgt 64 km und macht ihn damit zu der längsten Untergrund-Eisenbahnverbindung weltweit.

Der Brenner Basistunnel ist ein Teil der TEN-T-Kernkorridor und ein bedeutendes Teilstück des Scan-Med-Korridors (Skandinavien-Mittelmeer) zwischen München und Verona.



1 TEN-T-Korridor: Scan-Med  
TEN-T Corridor: Scan-Med

### 1 The BBT Project

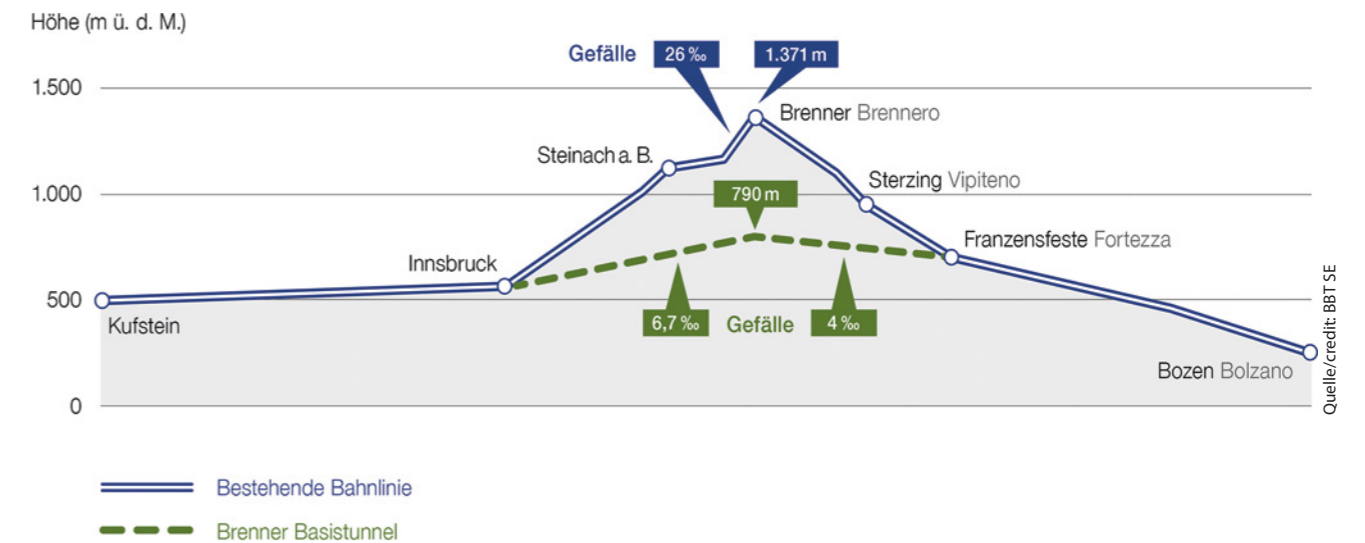
The Brenner Base Tunnel (BBT) forms the centrepiece of the new rail connection between Munich and Verona, and will run from Innsbruck to Franzensfeste. The tunnel through the Alps will extend over a total length of 64 km, making it the longest underground rail connection in the world.

The Brenner Base Tunnel forms part of the TEN-T Core Corridors project, representing a key section of the Scan-Med (Scandinavia-Mediterranean) Corridor between Munich and Verona. The Brenner railway line (completed in 1867) traverses the Brenner Pass at an incline of up to 26%, making it unsuitable for the transport needs of the 21<sup>st</sup> century. Expansion of the rail system is impossible owing to the steep ascent up to a height of 1,371 metres above sea level and the many curves along the track. The newly constructed rail tunnel has been designed with an ascending gradient of 6.7% on Austrian soil and a descending gradient of 4.0% on the Italian side. The overall length of 64 km means that journeys will be 20 km shorter than those carried out on the existing rail connection from Innsbruck to Franzensfeste.

The scope of the project encompasses an exploration tunnel, two main tunnels with an interior diameter of 8.0 m and three emergency stops. The maximum overburden height is 1,800 m. The total volume of rock mass to be excavated amounts to around 17 million m<sup>3</sup>, of which 50% will be carried out using cyclical excavation and 50% using continuous excavation.

Once the preparatory work had been completed, the project was divided into 12 construction lots and development of the two railway stations at Innsbruck and Franzensfeste. Thorough preliminary explorations proved particularly important in the case of the 15-km exploration tunnel from Ahrental to Pfnos [2]. The most important construction lots (starting from the south) are summarised in Table 1 together with the estimated construction times.

## Geotechnical and Human Challenges Encountered in Connection with Mechanised Tunnelling of the 15-km Exploration Tunnel



2 Höhenprofil Brenner Basistunnel  
Height profile for the Brenner Base Tunnel

Die 1867 fertiggestellte Brennerbahnstrecke führt mit einer Steigung von bis zu 26% über den Brennerpass und kann dadurch den Transportanforderungen des 21. Jahrhunderts nicht mehr gerecht werden. Ein entsprechender Schienenausbau ist aufgrund des steilen Anstiegs auf 1371 Meter Seehöhe und der kurvenreichen Streckenführung nicht möglich. Der Neubau des Bahntunnels weist eine Steigung von 6,7% auf österreichischem Gebiet und ein Gefälle von 4,0% auf italienischer Seite auf. Mit einer gesamten Länge von 64 km wird die bestehende Eisenbahnverbindung von Innsbruck nach Franzensfeste um 20 km verkürzt.

Der Projektumfang besteht aus einem Erkundungsstollen, zwei Haupttunnelröhren mit einem Innendurchmesser von 8,0 m und drei Nothaltestellen. Die maximale Gebirgsüberlagerung beträgt 1800 m. Der gesamte Ausbruch entspricht einem Volumen von ca. 17 Mio. m<sup>3</sup> und erfolgt zu 50% im zyklischen und zu 50% im kontinuierlichen Vortrieb.

Das Projekt wurde nach den Vorbereitungsarbeiten in zwölf Baulose und die Ausbauten in den beiden Bahnhöfen Innsbruck und Franzensfeste unterteilt. Die Wichtigkeit der durchgehenden Vorerkundung hat sich gerade beim 15 km langen Erkundungsstollen von Ahrental nach Pfnos gezeigt [2]. Von Süden beginnend werden die wichtigsten Baulose in Tabelle 1 mit ihren Realisierungszeiten zusammengefasst.

### 2 Baulose H33 Tulfes-Pfnos

Das nördlichste Baulose H33 Tulfes-Pfnos besteht aus den nachfolgend beschriebenen Baubereichen.

Rettungsstollen Tulfes: Der 9 km lange Rettungsstollen reicht vom Gemeindegebiet Tulfes bis nach Aldrans und verläuft parallel zum bestehenden Umfahrungstunnel Innsbruck in einem Abstand von 30 m.

### 2 Construction Lot H33 Tulfes-Pfnos

The northernmost construction lot H33 Tulfes-Pfnos, consists of the construction segments described below.

Tulfes emergency tunnel: this 9 km emergency tunnel runs from the municipality of Tulfes to Aldrans, at a distance of 30 m from and in parallel to the existing Innsbruck bypass tunnel.

Connecting tunnels: two main tunnels (with a length of around 4.5 km) lead from the Innsbruck bypass in a 90-degree curve to the two main tunnel bores from Innsbruck Station.

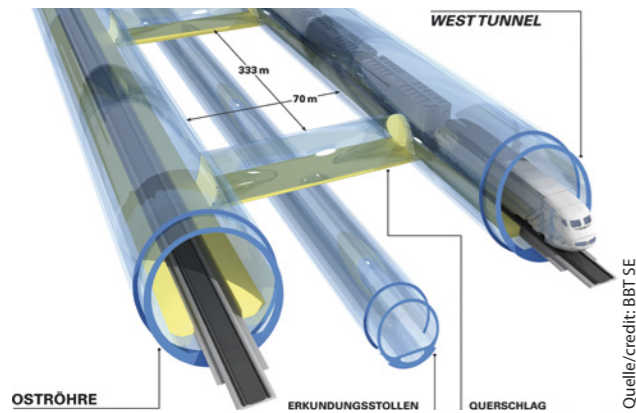
Innsbruck emergency station: the emergency station was constructed to the south of Innsbruck, below Ahrental. The two main tunnel bores were constructed with a slightly larger

Baulos/ Construction lot	Bauzeit/ Construction time	Tunnellänge/ Tunnel length
Aicha-Mauls (I)	2007-2011	10,5 km
Periadriatische Naht (I)	2011-2016	2 km
Eisackunterquerung (I)	2014-2022	3,2 km
Mauls 2 + 3 (I)	2016-2023	65,3 km
Pfnos-Brenner (A)	2019-2025	51,6 km
Wolf 1 (A)	2011-2012	2,4 km
Padastertal + Wolf 2 (A)	2013-2017	7,4 km
Sillschlucht-Pfnos (A)	2020-2025	
Sillschlucht (A)	2019-2024	0,6 km
Innsbruck-Ahrental (A)	2009-2013	7,9 km
Stollen Ampass (A)	2011-2013	1,2 km
Tulfes-Pfnos (A)	2014-2019	40 km

Tabelle 1 Baulose Brenner Basistunnel

Table 1 Construction lots for the Brenner Base Tunnel

## Geotechnische und menschliche Herausforderungen beim maschinellen Vortrieb des 15 km langen Erkundungsstollens



3 BBT – Tunnelkonzept  
BBT – tunnel design

Verbindungstunnel: Von der Umfahrung Innsbruck führen zwei Haupttunnel mit einer Länge von ca. 4,5 km in einer 90-Grad-Kurve zu den beiden Haupttunnelröhren, welche vom Bahnhof Innsbruck kommen.

Nothaltestelle Innsbruck: Diese wurde südlich von Innsbruck unter dem Ahrental gebaut. Dazu wurden die beiden Haupttunnelröhren mit einem etwas grösseren Querschnitt und einem ca. 500 m langer Mittelstollen oberhalb des Erkundungsstollens gebaut. Alle 90 m ist das parallele Tunnelsystem mit Querstollen als möglichen Fluchtwegen verbunden. Der Mittelstollen ist weltweit einmalig mit den Zufahrtstollen verbunden, sodass auch in der Betriebsphase radgebundene Fahrzeuge in die Nothaltestelle einfahren können.

Erkundungsstollen: Dieser 15 km lange Tunnel wurde vom Zufahrtstunnel Ahrental aus mit einer offenen Tunnelbohrmaschine (TBM) aufgeföhrt und führt von Ahrental (Projektkilometer 7) bis Pfons (Projektkilometer 22).

### 3 Das Gebirge und dessen Verhalten

#### 3.1 Geologie

Der Erkundungsstollen im Baulos H33 erstreckt sich von Projektkilometer 7 = Tunnelkilometer 0 bis Projektkilometer 22 = Tunnelkilometer 15. Dabei werden mit der Innsbrucker Quarzphyllitzone im Nordteil und den südlich anschliessenden penninischen Bündnerschiefern zwei grosstechnische Einheiten durchfahren [8].

Auf den ersten 2 km wurden ungünstig flach gelagerte, feinkörnige Glimmerschiefer (sog. diaphoritische Glimmerschiefer) der «Glimmerschiefer-Gneis-Serie» angetroffen. Eine mittelsteil nordostwärts einfallende und somit spitzwinkelig verlaufende Grossstörung trat auf einer Länge von 135 m in diesem Abschnitt auf.

Ca. 2 km weiter südlich erfolgte ein Lithologiewechsel hin zu Quarzphylliten, Quarzitschiefern und Grünschiefer («Quarzphyllit-Grünschiefer-Serie»). Im Bereich der Viggartalunterföhrtung wurden auch zwei querschlägige und mittelsteil

cross-section and a central tunnel measuring around 500 m above the exploration tunnel. The parallel tunnel system is connected every 90 m with cross-passages which can be used as escape routes. The connection between the central tunnel and the access tunnels is a world first, and means that wheeled vehicles can be driven into the emergency station even during the operating phase.

Exploration tunnel: this 15 km tunnel was excavated from the Ahrental access tunnel using an open tunnel boring machine (TBM), and runs from Ahrental (project-km 7) to Pfons (project-km 22).

### 3 The Rock Mass and its Behaviour

#### 3.1 Geology

The exploration tunnel included within construction lot H33 extends from project-km 7 = tunnel-km 0 to project-km 22 = tunnel-km 15. It passes through two macrotectonic units in the form of the Innsbruck quartz phyllite zone in the northern section and the Penninic Bündnerschiefer group which adjoin to the south [8].

Rock types encountered in the first 2 km included unfavourably flat-bedded fine-grained mica schist (“diaphoritic mica schist”) belonging to the “mica schist-gneiss series”. A major fault dipping with a medium gradient to the north-east and therefore running at an acute angle occurred over a length of 135 m in this section.

A shift in lithology occurred around 2 km further to the south, towards quartz phyllites, quartzite schist and green schist (“quartz phyllite-green schist series”). Two major transverse faults dipping with a medium gradient to the north were also found in the area of the Viggartal undercut. Another major transverse fault (“Walzn fault”) was crossed at around km 3.8, again dipping with a flat to medium gradient to the north. Schistosity becomes steeper to the south of this fault, and geotechnically favourable conditions without significant faults were therefore found up to around km 7.1.

Features worthy of note include the first occurrence of Bündnerschiefer group with rocks of the Tarntaler series (argillaceous schist, dolomite, anhydrite) deposited on its edges at around km 5.7 and a line of hard gneiss (porphyroid) at around km 6.1. A geotechnical relevant major disruption (dipping with a medium gradient to the south-east) only occurs again at km 7.1.

The Bündnerschiefer complex was finally reached at around km 7.8 during tunnelling. This is “upper Bündnerschiefer”, characterised by inclusions of exotic and non-local clasts such as limestone chlorite schist, dolomite breccia and (to a lesser extent) sulphate rocks (anhydrite, travertine). Contact between quartz phyllite and Bündnerschiefer is primarily ductile (i.e. not brittle), which makes it irrelevant from a geotechnical perspective.

## Geotechnical and Human Challenges Encountered in Connection with Mechanised Tunnelling of the 15-km Exploration Tunnel

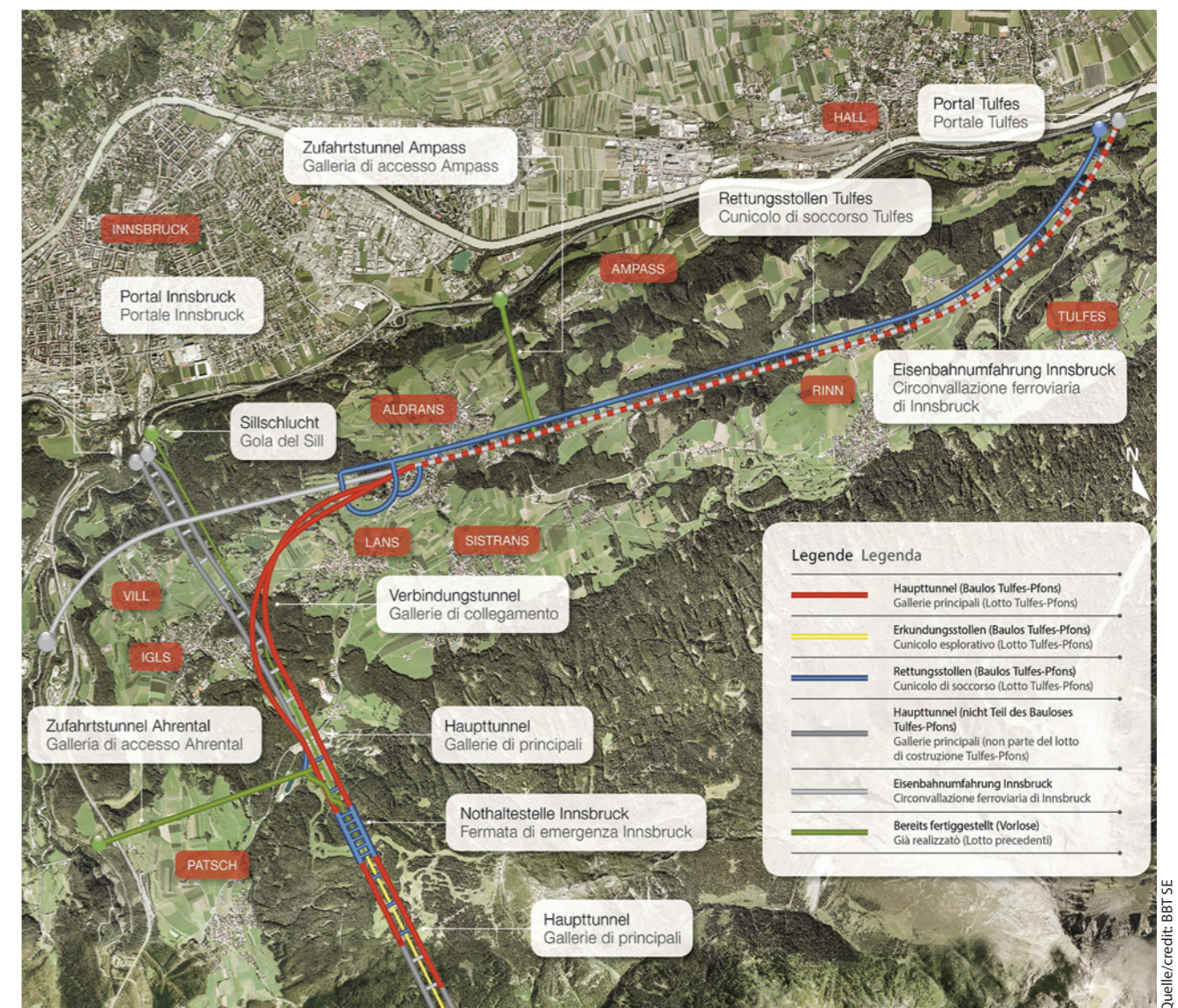
nordwärts einfallende Grossstörungen angetroffen. Bei ca. km 3,8 musste abermals eine querschlägige und flach bis mittelsteil nordwärts einfallende Grossstörung («Walznstörung») durchörtert werden. Südlich dieser Störung steilt sich die Schieferung auf, und bis ca. km 7,1 wurden dadurch geotechnisch günstige Verhältnisse ohne massgebliche Störungen vorgefunden.

Hervorzuheben sind das erstmalige Auftauchen von Bündnerschiefer mit randlich angelagerten Gesteinen der Tarntaler Serie (Tonschiefer, Dolomite, Anhydrite) bei ca. km 5,7 und ein harter Gneiszug (Porphyroid) bei ca. km 6,1. Erst bei km 7,1 trat wieder eine geotechnisch relevante, mittelsteil nach Südosten einfallende Grossstörung auf.

Bei ca. km 7,8 trat der Vortrieb dann endgültig in den Bündnerschieferkomplex ein. Es handelt sich dabei um die sog. Oberen Bündnerschiefer, deren Charakteristikum Einstreu-

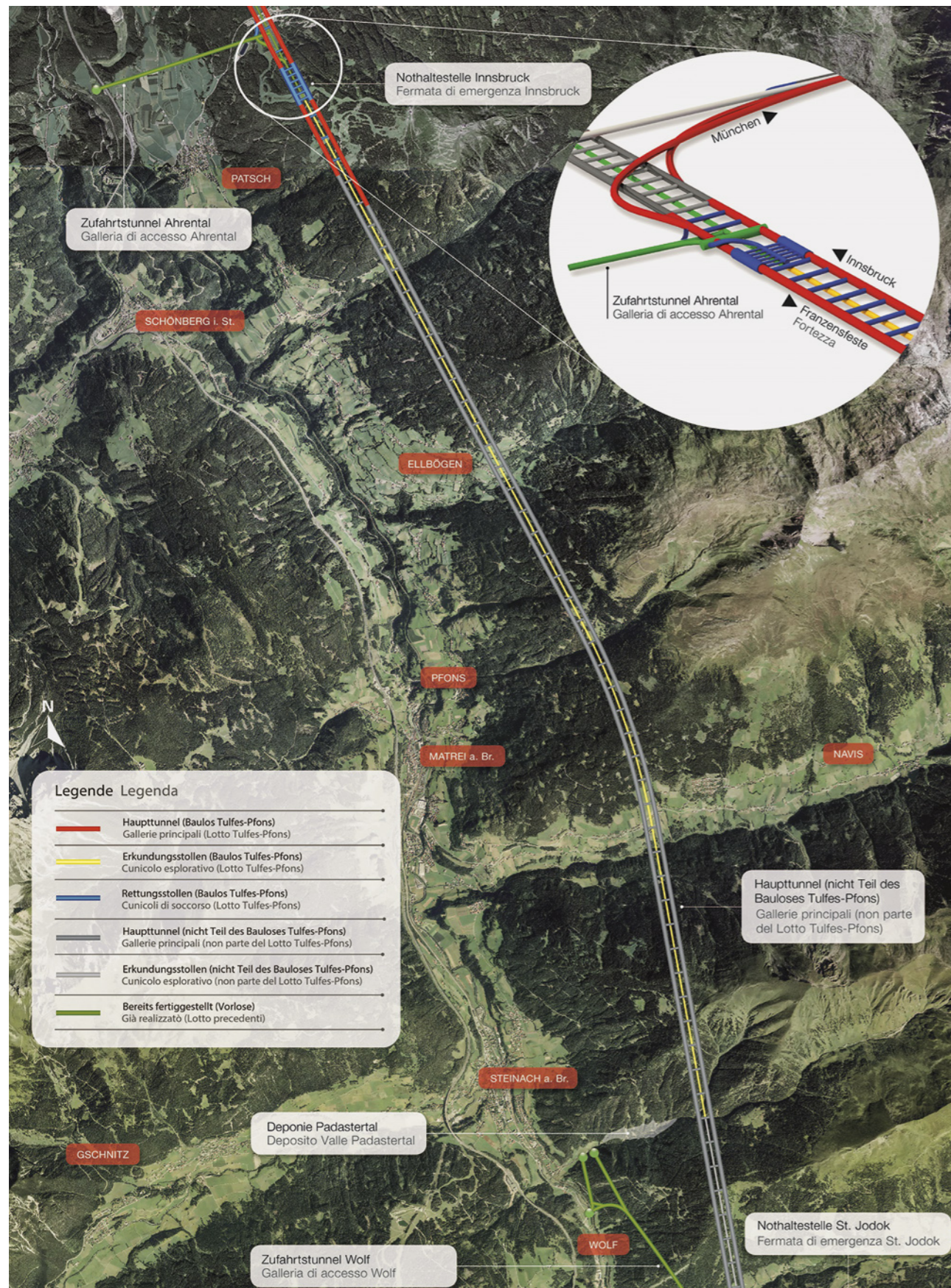
A major fault in the anticipated Miskopf-Tauern north edge fault system occurred for the first time at around km 8. Another major fault in this fault system occurred at around km 8.5. Folded and relatively compact rock mass consisting of Bündnerschiefer and exotic clasts of carbonates and limestone chlorite schist was encountered up to the next major fault at around km 9.7. The major fault at around km 9.7 dipped with a steep gradient to the north, i.e. against the direction of tunnelling. Up to around km 11.7, upper Bündnerschiefer dipping with a flat/medium gradient and with exotic clasts (of brecciated dolomite) was encountered; in some sections the edge lengths of these clasts were larger than the tunnel diameter. At around km 11.7 the cutterhead became jammed as a result of a major high-pressure fault dipping with a steep gradient to the south.

The rock mass to the south of this fault, up to around km 12.3 (progress of tunnelling at time of publication), was



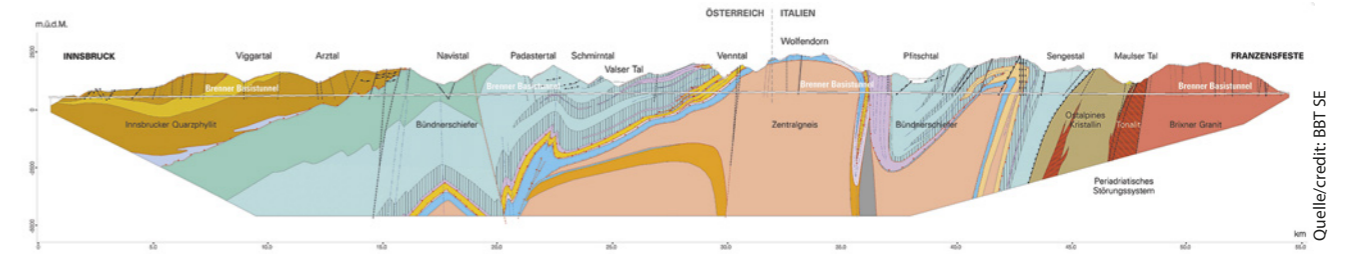
4 Baulos Tulfes–Pfon (Übersicht Nord)  
Construction lot Tulfes–Pfon (overview north)

## Geotechnische und menschliche Herausforderungen beim maschinellen Vortrieb des 15 km langen Erkundungsstollens



5 Baulos Tulfes-Pfons  
Construction lot Tulfes-Pfons

## Geotechnical and Human Challenges Encountered in Connection with Mechanised Tunnelling of the 15-km Exploration Tunnel



6 Geologischer Längsschnitt BBT  
Geological longitudinal section of the BBT

ungen von Schollen aus exotischen bzw. ortsfremden Gesteinen wie Kalk-Chloritschiefer, Dolomitmikrobrekzien und untergeordnet auch Sulfatgesteine (Anhydrite, Rauwacken) sind. Der Kontakt zwischen Quarzphyllit und Bündnerschiefer ist primär duktil ausgebildet, das heisst nicht bruchhaft und somit geotechnisch nicht relevant.

Bei ca. km 8 trat erstmalig eine Grossstörung des erwarteten Miskopf-Tauernnordrand-Störungssystems auf. Bei ca. km 8,5 trat abermals eine Grossstörung dieses Störungssystems auf. Bis zur nächsten Grossstörung bei ca. km 9,7 wurde verfallenes, relativ kompaktes Gebirge aus Bündnerschiefer mit exotischen Schollen aus Karbonaten und Kalk-Chloritschiefer aufgeföhren. Die Grossstörung bei ca. km 9,7 fiel steil nordwärts bzw. gegen die Vortriebsrichtung ein. Bis ca. km 11,7 waren flach/mittelsteil einfallende Obere Bündnerschiefer mit exotischen Schollen anstehend, abschnittsweise erreichten diese Schollen aus brekziiertem Dolomit Kantenlängen grösser als der Stollendurchmesser. Bei ca. km 11,7 wurde der Bohrkopf infolge einer steil südwärts einfallenden, stark drückenden Grossstörung eingeklemmt.

Das Gebirge südlich dieser Störung war bis ca. km 12,3 (Vortriebsstand zum Zeitpunkt der vorliegenden Veröffentlichung) reich an Exotika in Form von hauptsächlich Kalk-Chloritphylliten, aber auch zwischengeschalteten, mehrere Dezimeter starken Lagen aus Anhydrit. Untergeordnet war der Anhydrit teilweise zu Rauwacke ausgelaugt. Die zutretenden Bergwässer, mit in der Summe 5–6 l/s auf diesen 12,3 km Stollenvortrieb, zeigten im Abschnitt mit den Oberen Bündnerschiefern teilweise sehr hohe Sulfatgehalte mit > 3000 mg/l SO<sub>4</sub>.

Die Oberen Bündnerschiefer waren noch bis km 12,6 anzutreffen, danach trat der Mittlere Bündnerschiefer mit vergleichsweise festeren Kalkschiefern als dominante Lithologie ein. Im Bereich von km 13 traten im Bereich der Ortsbrust über 70 l/s Wasser auf. Die Mittleren Bündnerschiefer sind bis km 22 im Bereich des Padastertales prognostiziert.

### 3.2 Geotechnik

Geotechnische Dokumentation: Grosses Augenmerk hat die BBT SE immer auf eine durchgehende detaillierte geologische und geotechnische Dokumentation mit eigenen Geo-

characterised by a large number of exotic rock types; these included mainly limestone chlorite phyllites, but also interposed layers of anhydrite with a thickness of several tens of centimetres. To a lesser extent, leaching of anhydrite had resulted in travertine. The inflowing water of in total 5–6 l/s over the length of this 12.3 km long tunnel, had in the section containing upper Bündnerschiefer a very high sulphate content of up to > 3000 mg/l SO<sub>4</sub>.

Upper Bündnerschiefer was encountered until km 12.6, after which central Bündnerschiefer with comparatively more solid limestone schists was determined as the dominant lithology. At around km 13, water inflow at the working face reached a rate of over 70 l/s. The central Bündnerschiefer is expected to continue until km 22, in the Padaster Valley area.

### 3.2 Geotechnical Engineering

Geotechnical documentation: BBT SE has always attached a great deal of importance to thorough and detailed geological and geotechnical documentation, and employs its own geologists to this end. The observation method forms the foundational element of geotechnical documentation and appraisal of the rock mass in the exploration tunnel. This visual documentation focuses primarily on an assessment of the profile retention of the working face and haunch, an analysis of rockfalls caused by structural discontinuities, and the documentation of stress phenomena such as thrust faults between joint faces, stress-related separation and water ingress. Detailed documentation of this kind can only be produced during mechanised tunnelling using an open machine, since the rock mass is clear and accessible over a length of around 30 m. Another key aspect relates to the analysis of system behaviour, i.e. the interactions between rock mass and rock support aids. This task is easier with an open machine than with a shielded machine, in the case of which it is necessary to investigate the interactions between the segment/tubbing ring – backfilling of annular gap – rock mass (which are very difficult to measure when using a shielded machine).

Measurement of squeezing rock conditions: the design of the open machine features a short roof shield, which allows conclusions to be drawn regarding squeezing rock conditions. The method presupposes the existence of direct interac-

loginnen und Geologen gelegt. Das Grundelement der geotechnischen Dokumentation und Beurteilung des Gebirges im Erkundungsstollen bildet die Beobachtungsmethode. Bei dieser visuellen Dokumentation werden im Wesentlichen die Profilhaltigkeit der Ortsbrust und Laibung beurteilt, gefügebedingte Ausbrüche analysiert, Spannungserscheinungen wie beispielsweise Überschiebungen von Trennflächen und spannungsbedingte Ablösungen sowie das Wasseraufkommen dokumentiert. Eine solche detaillierte Dokumentation kann beim maschinellen Vortrieb nur bei einer offenen Maschine durchgeführt werden, da das Gebirge auf einer Länge von ca. 30 m frei steht. Ein weiterer wesentlicher Punkt ist die Analyse des Systemverhaltens, also des Zusammenspiels Gebirge–Stützmittel. Im Gegensatz zu einer Schildmaschine, bei der sich das Zusammenspiel auf die sehr schwer erfassbare Wechselwirkung Tübbingring–Ringspaltverfüllung–Gebirge bezieht, ist dies bei einer offenen Maschine einfacher möglich.

Erfassung der Druckhaftigkeit des Gebirges: Die Konstruktion der offenen Maschine mit einem kurzen Firstschild lässt Rückschlüsse auf die Druckhaftigkeit des Gebirges zu. Das Prinzip basiert auf der unmittelbaren Wechselwirkung zwischen Gebirge und Maschine. Die Höhenlage des Firstschildes wird über die beiden Firststützzylinder geregelt. Bei stabilen, nicht druckhaften Gebirgsverhältnissen besteht ein Ringspalt zwischen Gebirge und Schild, und die Drücke in den Firststützzylindern entsprechen nur dem Gewicht der Stahlkonstruktion. In druckhaften Gebirgsverhältnissen hingegen legt sich das Gebirge unmittelbar hinter dem Bohrkopf auf den Firstschild. Drückt das Gebirge auf den Firstschild, regelt die Hydraulik in den Zylindern entsprechend gegen, und der Druck in den Firststützzylindern steigt im gleichen Masse wie der Gebirgsdruck an. Über die zeitliche Entwicklung der Druckerhöhung kann so auf die Druckhaftigkeit des Gebirges geschlossen werden. Auch die Verteilung der Drücke in den linken und rechten Zylindern gibt einen Hinweis auf die Konsistenz des Gebirges.

Erfassung des Verformungsverhaltens des Gebirges: Bei einer offenen Grippermaschine kann im Gegensatz zu einer Schildmaschine das Verformungsverhalten des Gebirges direkt erfasst werden. Beim gegenständlichen Vortrieb erfolgt dies vollflächig über Scanaufnahmen. Dabei wird zwischen zwei unterschiedlichen Bereichen unterschieden. Über die Scanaufnahmen im A1-Bereich werden die Erstverformungen hinter dem Bohrkopf und dem Fingerschild erfasst. Durch überlappende Scanaufnahmen kann auch die zeitliche Verformungsentwicklung abgebildet werden. Zusätzlich werden vollflächige Scanaufnahmen im A3-Bereich hinter der Maschine zu verschiedenen Zeitpunkten ausgeführt. Hiermit können sowohl die zeitabhängigen als auch die Endverformungen erfasst werden. Zusammen mit der Entwicklung der Drücke in den Firststützzylindern bilden die Scanaufnahmen die Grundlage für Rückrechnungen zur Ermittlung der Gebirgskennwerte.

tions between the rock mass and the machine. The elevation of the roof shield is regulated using the two roof support cylinders. In the presence of stable and non-squeezing rock conditions, there is an annular gap between the rock mass and the shield, and the pressures in the roof support cylinders correspond only to the weight of the steel structure. In squeezing rock conditions, however, the rock mass lies directly on the roof shield behind the cutterhead. When the rock mass presses on the roof shield, the hydraulic systems in the cylinders provide the necessary counterforce, and the pressure in the roof support cylinders rises in the same proportion as the pressure in the rock mass. The development over time of these increases in pressure can therefore be used as a basis for drawing conclusions about squeezing rock conditions. The distribution of pressures between the left-hand and right-hand cylinders also serves as an indication of the rock consistency.

Measurement of rock deformation behaviour: unlike a shield machine, an open gripper machine can be used to measure rock deformation behaviour directly. During the tunnelling operations in question, all measurements were carried out by means of scanning. Two different regions were identified. Scan images from region A1 were used to measure initial deformation behind the cutterhead and the finger shield. Overlapping scan images make it possible to observe deformation over time. In addition, contiguous images were taken at various points in the region A3 behind the machine. This made it possible to examine both time-dependent and final deformations. Together with the pressure changes in the roof support cylinders, the scan images were used as a basis for back calculations of rock mass properties.

#### 4 Mechanised Tunnelling and Exploration

##### 4.1 Exploratory Measures

In order to ensure that potential obstacles in bedrock and loose rock can be detected at an early stage and to make preparations and arrangements for tunnelling in fault zones,



7 Kamerabefahrung  
Camera inspection

#### 4 Maschineller Vortrieb mit Erkundung

##### 4.1 Erkundungsmassnahmen

Um ein frühzeitiges Erkennen potenzieller Hindernisse in Fest- und Lockergesteinen sicherzustellen und Vorbereitungen und Ausrichtungen des Vortriebs auf Störzonen treffen zu können, kommen beim TBM-Vortrieb vier unterschiedliche Erkundungsmassnahmen zum Einsatz [1].

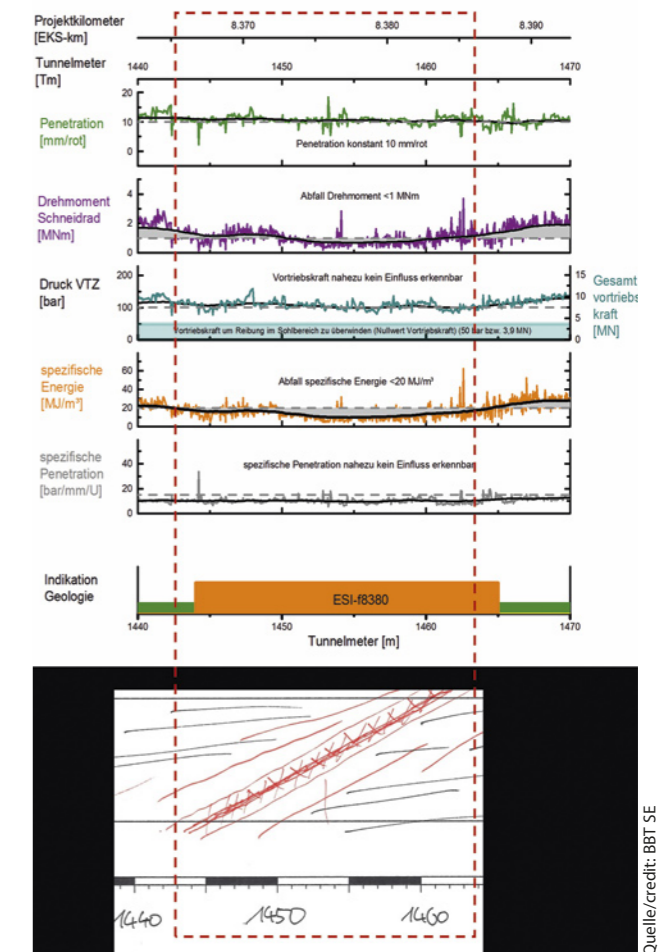
Erkundungsbohrungen: Im Zuge der Ausbrucharbeiten wurden überlappende Bohrungen mit Längen bis zu max. 100 m (durchschnittlich 60 m) über die gesamte Tunnellänge mit einer Überlappungslänge von jeweils ca. 9 m durchgeführt. Die Bohrungen wurden mit einem Durchmesser von 64 mm/76 mm gebohrt. Bei den Vorausbohrungen handelt es sich um Hammerschlagbohrungen ohne Kerngewinn mit einer Steigung von 10° über dem Schild der TBM. Anhand der aufgezeichneten Daten wird der Bohrdatenschreiber ausgewertet und das Spülgut analysiert. Im Anschluss an jede Bohrung erfolgt eine Kamerabefahrung, bei welcher die Bohrlochwand fotografisch festgehalten wird. Die geologische Begleitung und Auswertung sowie die Entnahme von Proben aus dem Bohrklein erfolgt durch die eigenen Geologen der BBT SE. Aus der Kombination der Auswertungen ergibt sich eine Prognose über den geologischen Verlauf des anstehenden Gebirges.

Visuelle Dokumentation: Durch die Konfiguration der offenen TBM kann das weitgehend frei stehende Gebirge (die Sicherung erfolgt in der Regel nur mittels Ankern, Ausbaubögen und Baustahlgittern) auf einer Länge von ca. 30 m zwischen Fingerschild und Einbaubereich des Sohlübbings nahezu lückenlos über den gesamten Tunnelumfang geologisch dokumentiert werden. Mit der visuellen Beurteilung können sowohl gefügebedingte Ausbrüche, die Profilhaltigkeit als auch Auswirkungen von Spannungsumlagerungen mit dem Systemverhalten der Stützmittel bewertet werden.

Der Bohrkopf als Erkundungswerkzeug: Die Idee hinter dem Konzept «Bohrkopf als Erkundungswerkzeug» geht darauf zurück, dass bei der verwendeten offenen TBM zwischen der Ortsbrust und dem Stützmitteleinbaubereich A1 ein Abstand von ca. 5,5 m liegt. Daher können mit diesen 5,5 m Abstand bzw. Vorlaufzeit die erforderlichen Stützmittel auf Basis der Maschinenparameter abgeschätzt werden.

Eine detaillierte Analyse der verfügbaren Parameter der TBM hat gezeigt, dass sich abgeleitete Parameter des rotatorischen Anteils (Drehmoment) und des translatorischen Anteils (Anpressdruck) der spezifischen Energie zur Identifikation geologischer Schwächezonen eignen.

Der rotatorische Anteil der spezifischen Energie (MN/m<sup>3</sup>) ist der spezifische Energieaufwand für den Abbauprozess. Dies entspricht dem passiven Gewinnungswiderstand und steht damit in direktem Zusammenhang mit den geologisch-geotechnischen Verhältnissen an der Ortsbrust. Vereinfacht ausgedrückt definiert die spezifische Energie den Energie-

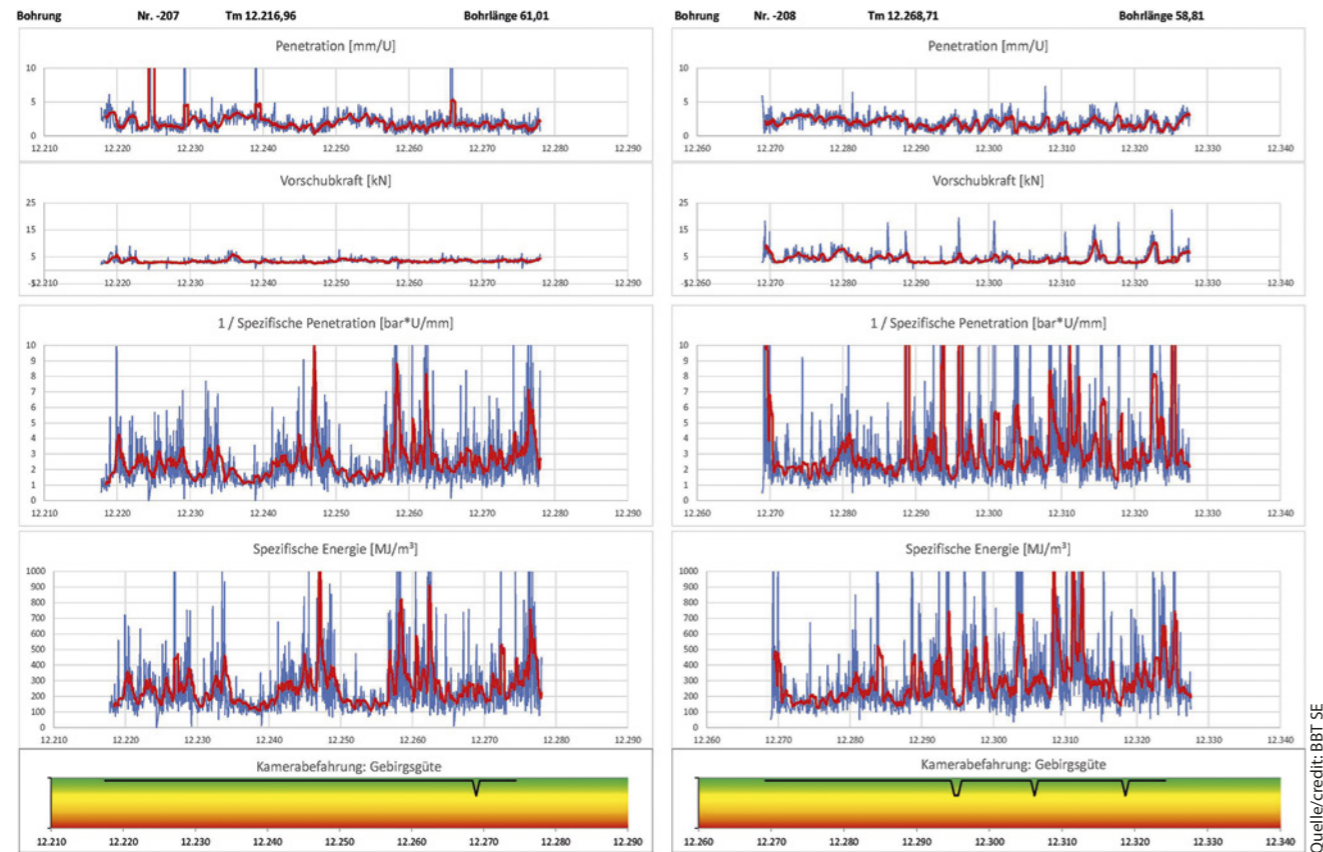


8 Störungszone ESI-f8380 – ausgewählte Maschinenparameter und geologische Skizze der Störungszone  
Fault zone ESI-f8380 – selected machine parameters and geological sketch of fault zone

four different exploratory measures are implemented during tunnelling with a tunnel boring machine [1].

Probe drilling: during excavations, overlapping drill holes with lengths up to a maximum of 100 m (60 m on average) were executed along the entire tunnel length, with an overlap length of around 9 m in each case. The drill holes had a diameter of 64 mm/76 mm. The preliminary drill holes are percussion hammer drill holes without core recovery, with an incline of 10° above the tunnel boring machine shield. The drilling data logged are evaluated and the flushings are analysed. Each drilling is followed up with a camera inspection, during which photographs are taken of the drill hole wall. The geological inspections and evaluations and the removal of samples from the cuttings are carried out by BBT SE's own geologists. When examined together, these evaluations make it possible to forecast the geological characteristics of the rock mass ahead.

Visual documentation: configuration of the open tunnel boring machine makes it possible to obtain quasi-comprehensive geological documentation of the rock mass (most of



9 Kombination der Erkundungsmethoden  
Combination of exploration methods

aufwand, um einen Kubikmeter Material an der Ortsbrust abzubauen. In die Parameter der rotatorischen spezifischen Energie fließen neben der Penetration (mm/rot) das Drehmoment (MNm) und der Ausbruchdurchmesser (m) ein. Die Abbildung 8 zeigt dies beispielhaft anhand einer Störungszone aus dem Erkundungsstollen. Es ist deutlich ersichtlich, dass bei nahezu gleich bleibender Penetration von 10 mm/rot im Bereich der Störungszone die spezifische Energie unter den (projektspezifisch ermittelten) Grenzwert von 20 MJ/m<sup>3</sup> fällt. Im translatorischen Anteil findet sich der Anpressdruck (bar) mit der Penetration (mm/rot).

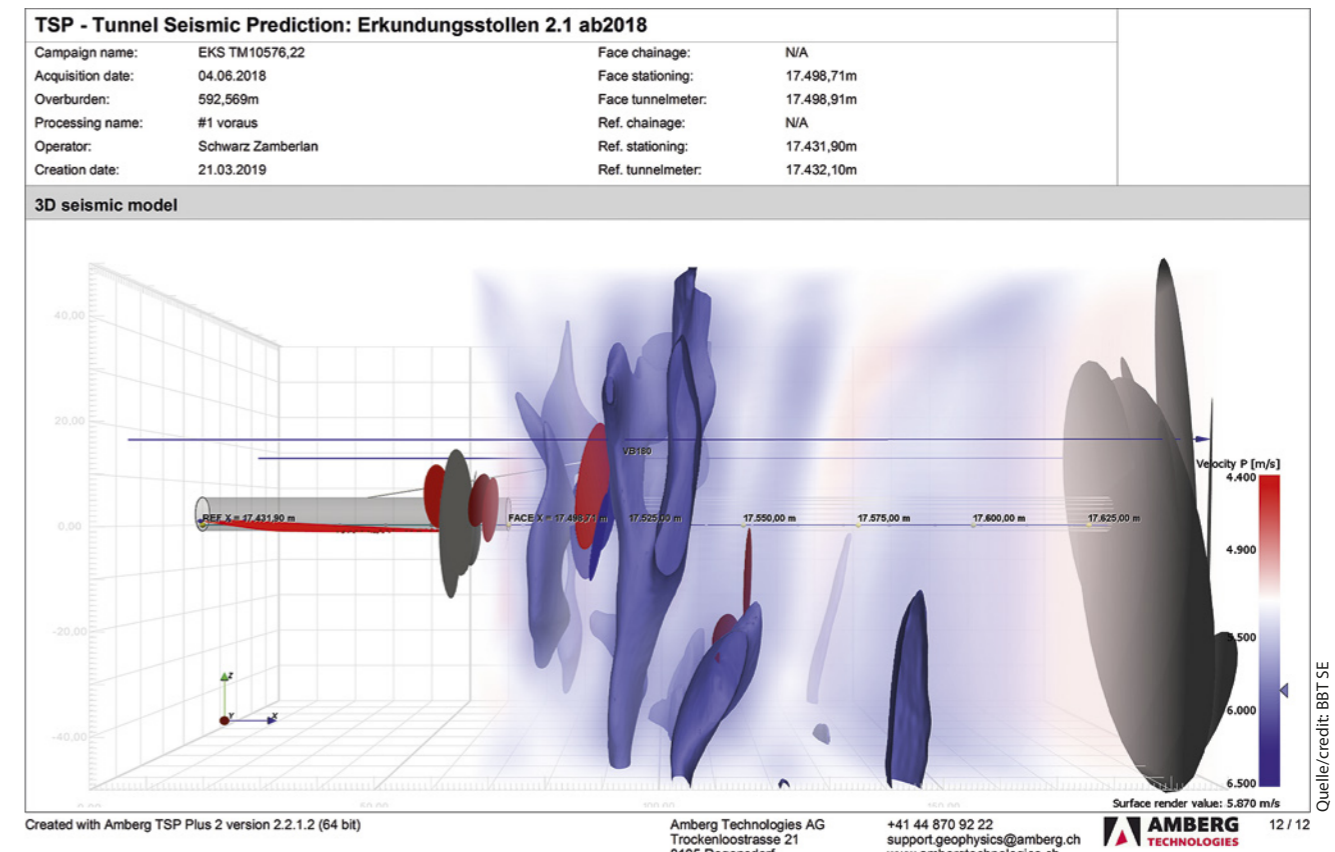
Seismik: Im Erkundungsabschnitt Ahrental-Pfons werden auch seismische Vorauserkundungen mit dem System Tunnel Seismic Prediction (TSP) von Amberg Technologies (AT) durchgeführt [6]. Die Aufzeichnung ist quasi kontinuierlich. Die Ergebnisse sind seismische 3-D-Modelle, basierend auf der Kompressions- (P) und Scherwelle (S), die zusammen interpretiert werden, um die Gebirgsgröße zu klassifizieren. Für die geophysikalischen Vorauserkundungen werden im Bohrkopfbereich Sprenglöcher gebohrt und entsprechende Sprengungen durchgeführt. Für die Anbringung der Geophone werden vorab radiale Bohrungen hergestellt. Bei der geophysikalischen Erkundung werden eine Vielzahl von einzelnen nicht-zerstörenden Sprengungen Raumwellen in den Fels ausgesendet, die zurückkommenden Wellen registriert und der zeitliche

which is clear, i.e. secured only with anchors, support arches and reinforcing meshes) over a length of around 30 m between the finger shield and the area where the base segment is installed. Rockfalls caused by structural discontinuities, profile retention and the impacts of the redistribution of stress with system behaviour of the supporting aids can be assessed visually.

Cutterhead as exploratory tool: the “cutterhead as exploratory tool” method operates on the principle that there is a distance of around 5.5 m between the face (cutting chamber) and the rock support installation area (A1) in the case of the open tunnel boring machines used in this project. This distance of 5.5 m (or lead time) can be used to estimate the required rock support measures on the basis of the machine parameters.

A detailed analysis of the available tunnel boring machine parameters revealed that derived parameters for the rotatory share (torque) and translatory share (thrust pressure) of specific energy are suitable for use as a basis for identifying geological zones of weakness.

The rotatory share of specific energy (MN/m<sup>3</sup>) is the specific energy required for the excavation process. This corresponds to the passive extraction resistance and is therefore directly linked to the geological/geotechnical conditions at the work



10 Vergleich der geophysikalischen Erkundung und der visuellen geologischen Dokumentation  
Comparison of geophysical exploration and visual geological documentation

Verlauf der Bodenbewegung aufgrund der Sprengung als seismische Spur aufgezeichnet (siehe Abbildung 10).

Folgerungen: Im Erkundungsabschnitt Ahrental-Pfons wurden vier verschiedene Erkundungsmassnahmen einschliesslich der Verwendung von TBM-Parametern durchgeführt. Es zeigte sich, dass durch die Kombination der Methoden ein sehr hohes Niveau der Erkundung erzielt werden kann [5] (siehe Abbildung 9). Insbesondere ist die Verwendung der Ansätze über die spezifische Energie sehr hilfreich. Die seismische Erkundung muss jedoch noch weiterentwickelt werden [7].

#### 4.2 TBM-Vortrieb

Für die Ausbrucharbeiten des Erkundungsstollens wird eine offene Gripper-Tunnelbohrmaschine mit einem Durchmesser von 7,93 m, einem möglichen Überbohrmass von 10 cm und einem Bohrkopf mit 46 Schneidrollen mit 19-Zoll-Diskens verwendet.

Die offene Gripper-TBM wurde nach einem intensiven Bewertungsprozess ausgewählt [3]. Im Mai 2017 hat die Gripper-TBM eine Weltrekordstrecke von 61,04 m innerhalb von 24 Stunden im Quarzphyllit ausgebrochen (Wochenleistung 229 m). Damit konnten die bisherigen Rekordlängen von 52 m am Lötschberg und 56 m am Gotthard-Basistunnel gebrochen werden. Die maximale Wochenleistung betrug 240,40 m und die maximale Monatsleistung 810,50 m.

face. In simplified terms, the specific energy defines the amount of energy needed to extract one cubic metre of rock at the work face. The parameters of rotatory specific energy include penetration (mm/rot), torque (MNm) and excavated diameter (m). Figure 8 below shows an illustration of this using the example of a fault zone from the exploration tunnel. It is readily apparent that in the area of the fault zone the specific energy falls below the limit value of 20 MJ/m<sup>3</sup> (calculated on a project-specific basis) with an almost constant penetration of 10 mm/rot. The translatory share incorporates the thrust pressure (bar) and penetration (mm/rot).

Seismology: in the exploratory section Ahrental-Pfons, preliminary seismic explorations were also carried out using the Tunnel Seismic Prediction (TSP) system from Amberg Technologies (AT) [6]. Data are logged on a quasi-continuous basis. The results take the form of seismic 3-D models based on the compression wave (P) and shear wave (S), which are interpreted jointly in order to classify the rock mass in terms of its properties. Blast holes are drilled and the relevant blasting carried out in the cutterhead area for the purpose of preliminary geophysical explorations. Radial drillings are carried out beforehand for the purpose of installing geophones. During the geophysical exploration stage, a large number of individual non-destructive blasting operations are carried out to emit body waves into the rock; the received waves are recorded, and the movement in the



### 4.3 Überbrüche – Verhalten und Modellierung

Im Erkundungsstollen wurden auf den ersten 13 000 m mehrere Störungszone aufgeföhren, die zu zehn Überbrüchen mit unterschiedlichsten Formen und geologisch-geotechnischen Verhältnissen führten.

Nachfolgend die Überbrüche aufgelistet mit Namen:

- Tm 1084 (km 8 + 006): «San Francisco»
- Tm 2094 (km 9 + 016): «Anna»
- Tm 2318 (km 9 + 240): «Helga»
- Tm 3820 (km 10 + 742): «Silvia»
- Tm 7170 (km 14 + 092): «Werner»
- Tm 8015 (km 14 + 937): «Uli»
- Tm 8472 (km 15 + 394): «Alex»
- Tm 9683 (km 16 + 605): «Iris»
- Tm 10 298 (km 17 + 220): «Jana»
- Tm 11 751 (km 18 + 673): «Heidi»

Der grösste Überbruch «Iris» erreichte mit ca. 5500 m<sup>3</sup> Hohlraum eine Hohlraumhöhe von ca. 18 m. Nachfolgend werden das Gebirgsverhalten und die getroffene Ausbaulösung des ersten Überbruchs dargestellt, die dann für alle weiteren Überbrüche Anwendung fand.

#### Überbruch «San Francisco»: Modellierung

Der Überbruch «San Francisco» wurde mithilfe des Finiten-Elemente-(FE-)Programms PLAXIS analysiert [9]. Im Rahmen dieser numerischen 2-D-Simulation wurden auch die in Zukunft zu bauenden Haupttunnel mit modelliert. Ausgehend vom geomechanischen Modell entsprechend Abb. 12 wurde der Querschnitt entlang des Verschnittes des Tunnelsystems mit der Störungszone untersucht.

Die Grösse des rechteckigen Berechnungsgebietes wurde ausgehend von einem allseitigen Abstand von 100 m zu den Tunnelbauwerken gewählt. An den Rändern des Berechnungsgebietes wurden unverschiebliche Lagerungsbedingungen angesetzt und die Primärspannungen als Initialspannungen eingepreßt. Die Primärspannung wurde als hydrostatisch entsprechend der Überlagerungshöhe von 980 m und einer Überlagerungswichte von 27 kN/m<sup>3</sup> angesetzt.

Das geomechanische Modell beschreibt die Störungszone als stark schleifend und mittelsteil gegen die Vortriebsrichtung einfallend mit einer Mächtigkeit einer Kernzone der Störung (im Folgenden «core zone» genannt) von 4 m, einer 50 m mächtigen

ground over time owing to the blasting is logged as a seismic trace (see Figure 10).

Conclusions: Four different exploratory measures based on the use of tunnel boring machine parameters were carried out in the Ahrental-Pfons exploratory section. It was found that combining methods made it possible to achieve a very high standard of exploration [5] (see Figure 9). The use of specific energy approaches proved to be particularly useful. Further work still needs to be done in the area of seismic exploration, however [7].

### 4.2 Tunnelling with a Tunnel Boring Machine

An open tunnel boring machine with a diameter of 7.93 m, a potential overcut of 10 cm and a cutterhead with 46 disc cutters with 19-inch discs is used to excavate the exploration tunnel.

The open gripper tunnel boring machine was selected on the basis of a thorough evaluation process [3]. In May 2017, the gripper tunnel boring machine set a new world record by excavating 61.04 m in 24 hours through quartz phyllite (weekly distance: 229 m). This figure exceeded the previous world records of 52 m (Lötschberg) and 56 m (Gotthard Base Tunnel). The maximum distance achieved in one week was 240.40 m, and the maximum in one month was 810.50 m.

### 4.3 Overbreak – Behaviour and Modelling

Over the first 13,000 m of the exploration tunnel, several fault zones were encountered which led to 10 overbreaks with a wide variety of forms and geological/geotechnical conditions.

The overbreak are listed below by name:

- Tm 1084 (km 8 + 006): «San Francisco»



11 Gripper-TBM  
Gripper tunnel boring machine

Quelle/credit: Herrenknecht

	Ungestörtes Gebirge/ Fault-free rock mass	damage Zone	core zone
E [MPa]	7000–9000	2000–4000	1600–2000
v [-]	0,18	0,2	0,3
c [MPa]	2,8–3,4	1,5–2,5	0,5–0,7
φ [°]	34–37	26–28	25
ψ [°]	5	5	5

Table 2 Geomechanische Parameter – Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb

Table 2 Geomechanical parameters – Mohr-Coulomb model

geschädigten Übergangszone («damage zone») im Hängenden und einer 5 m mächtigen geschädigten Übergangszone («damage zone») im Liegenden.

Die geomechanischen Kennwerte des umgebenden Gebirges der Gebirgsart phyllitischer Glimmerschiefer (GS), der «damage zone» und der «core zone» der Störung wurden entsprechend der geotechnischen Prognose festgelegt.

Das ungestörte Gebirge sowie die «damage zone» und die «core zone» der Störung werden mit einem linear elastischen – ideal plastischen Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb mit nicht assoziierter Fließregel modelliert. Bezüglich der Parameter wurden zwei Varianten untersucht. Zum Ersten wurden zur Untersuchung des ungünstigen Falles Parameter entsprechend der unteren Grenze der geotechnischen Prognose festgelegt. Zum Zweiten wurden zur Untersuchung des günstigen Falles Parameter entsprechend der oberen Grenze der geotechnischen Prognose festgelegt. Die erforderlichen Materialparameter E-Modul E, Querdehnzahl ν Kohäsion c, Reibungswinkel φ und Dilatanzwinkel ψ können Tabelle 2 entnommen werden.

Bei der Simulation der Tunnelvortriebe wird davon ausgegangen, dass die primären Sicherungsmassnahmen im Erkundungsstollen in Form von Stahlbögen und Anker, bedingt durch die während des Vortriebs des Erkundungsstollens aufgetretenen Belastungen und die Verformungsnachgiebigkeit dieses Ausbaus (Gleitschlösser etc.) und den damit verbundenen hohen Ausnutzungsgrad, bereits vor Auffahren der Haupttunnel keinen relevanten Ausbauwiderstand gegen zusätzliche Verformungen, resultierend aus den Haupttunnelvortrieben, aufweisen. Aus diesem Grund und da das Verformungsverhalten während des Erkundungsstollenvortriebs hier nicht von Interesse ist, wurde auf die Modellierung dieser Stützmittel verzichtet.

Im A2-Bereich der TBM mit 50 m Abstand zur Ortsbrust wurde der sekundäre Ausbau, bestehend aus Sohlübbing und Spritzbetonschale, eingebaut. In der vorliegenden Untersuchung werden der Sohlübbing und der Anschluss an die Spritzbetonschale vereinfachend als vollflächige Spritzbetonschale modelliert.

- Tm 2094 (km 9 + 016): «Anna»
- Tm 2318 (km 9 + 240): «Helga»
- Tm 3820 (km 10 + 742): «Silvia»
- Tm 7170 (km 14 + 092): «Werner»
- Tm 8015 (km 14 + 937): «Uli»
- Tm 8472 (km 15 + 394): «Alex»
- Tm 9683 (km 16 + 605): «Iris»
- Tm 10,298 (km 17 + 220): «Jana»
- Tm 11,751 (km 18 + 673): «Heidi»

The largest overbreak («Iris») had a cavity volume of around 5500 m<sup>3</sup> and a cavity height of around 18 m. The rock mass behaviour observed and the lining solution adopted for the first overbreak are described below, and also apply to all other overbreaks.

#### «San Francisco» Overbreak: Modelling

The «San Francisco» overbreak: was analysed using the finite element (FE) software PLAXIS [9]. The main tunnels which will be constructed in future were included in the digital 2D models simulated using this software. Based on the geomechanical model shown in Figure 12, the cross-section was investigated along the intersection of the tunnel system with the fault zone.

The size of the rectangular calculation area was selected on the basis of a distance of 100 m on all sides from the tunnel structures. Immovable support conditions were defined at the boundaries of the calculation area, and the primary stresses were applied as initial stresses. The primary stress was defined as a hydrostatic stress in line with an overburden height of 980 m and an overburden specific weight of 27 kN/m<sup>3</sup>.

The geomechanical model describes the fault zone as highly abrasive and dipping with a medium gradient against the direction of tunnelling, with a fault thickness in the core zone of 4 m, and a damaged transitional zone (damage zone) with a thickness of 50 m as a hanging wall and 5 m as a foot wall.

The geomechanical parameters of the surrounding rock mass of the type phyllitic mica schist, the damage zone and the core zone of the fault are determined according to the geotechnical forecast.

The fault-free rock mass and the damage zone and core zone of the fault were modelled on the basis of a linear elastic/ideal plastic Mohr-Coulomb material law with non-associated flow rule. Two variants were investigated in respect of the parameters. Firstly, parameters according to the lower boundary of the geotechnical forecast were determined to investigate the worst-case scenario. Secondly, parameters according to the upper boundary of the geotechnical forecast were determined to investigate the best-case scenario. The required material parameters – Young's modulus E, Poisson's ratio ν, cohesion c, angle of friction φ and angle of dilatancy ψ – can be found in Table 2.

## Geotechnische und menschliche Herausforderungen beim maschinellen Vortrieb des 15 km langen Erkundungsstollens

	E [MPa]	d [cm]
Spritzbetonschale EKS/ Shotcrete shell of the exploration tunnel	15 000	25
Tübbingschalen HT/ Segmental lining of the main tunnel	37 000	35

**Tabelle 3** Kennwerte Aussenschale EKS, Tübbing HAT

**Table 3** Key values for exterior shell of exploration tunnel, segment HAT

Im Bereich des Überbruchs wurde bereits im A1-Bereich der TBM 15 cm Spritzbeton aufgebracht. Diese wurden allerdings mit verformungsnachgiebigen Elementen (Schlitze) ausgeführt. Diese Verformungselemente wurden erst im A2-Bereich geschlossen. Somit ist auch in diesem Bereich davon auszugehen, dass der Verformungswiderstand erst im A2-Bereich ca. 50 m hinter der Ortsbrust massgeblich wurde.

Nach Einbau der Spritzbetonschale im A2-Bereich wurden sehr geringe zusätzliche Verformungen gemessen. Aufgrund des zeitlichen Abstandes zwischen dem Aufbringen der Spritzbetonschale und dem Vortrieb der Haupttunnel kann den Weiteren davon ausgegangen werden, dass die Spritzbetonschale im Erkundungsstollen zum Zeitpunkt des Auffahrens der Haupttunnel ausgehärtet ist.

Die Vortriebe der Haupttunnel werden vereinfacht mittels Stützkraftverfahrens mit Vorentspannung um 97 % und Restentspannung nach Einbau der Tübbingschale simuliert. Die Spritzbetonschale im Erkundungsstollen und die Tübbingschalen in den Haupttunnelröhren Ost und West wurden linear elastisch modelliert. Die Steifigkeitswerte ergeben sich aus E-Modul E und Dicke d entsprechend Tabelle 3.

Der Vortrieb des Tunnelsystems wird zur Untersuchung der Interaktion der Tunnelröhren in folgenden Schritten simuliert:

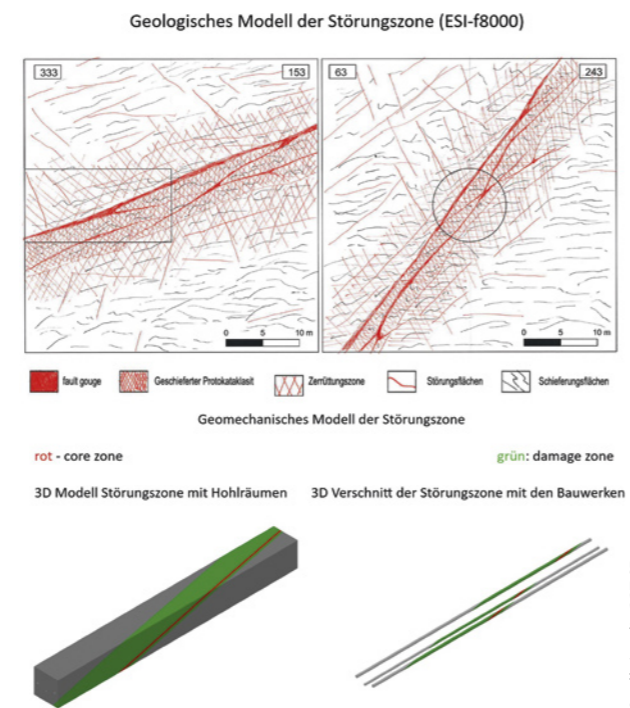
- Vollausschub EKS
- Einbau der sekundären Stützmittel Spritzbetonschale EKS
- Vollausschub Haupttunnel (HT) Ost, Vorentlastung 97 %
- Einbau Tübbingschale HT Ost
- Restentlastung HT Ost
- Vollausschub HT West, Vorentlastung 97 %
- Einbau Tübbingschale HT West
- Restentlastung HT West

Da wiederum das Hauptaugenmerk auf der zusätzlich entstehenden Belastung des Ausbaus des Erkundungsstollens durch den Vortrieb der Haupttunnel liegt, wurde auf die Modellierung des Überbruchsereignisses und der primären Stützmittel verzichtet. Der durch den Vortrieb des Erkundungsstollens und den Überbruch entstandene Hohlraum sowie die damit verbundene Spannungsumlagerung im Gebirgskörper wurden durch Stützkraft-basiertes Entfernen der entspre-

During tunnelling simulations, it was assumed that the primary safety measures in the exploration tunnel, in the form of steel set arches and anchors, as a result of the stresses encountered during tunnelling of the exploration tunnel and the deformability of this lining (sliding steel set connections etc.) and the associated high stress ratio, would not experience any relevant lining resistance even before excavation of the main tunnels, against additional deformation resulting from tunnelling of the main tunnel. For this reason, and since deformation behaviour during tunnelling of the exploration tunnel is irrelevant, these rock support measures were not included in the models.

In the A2 region of the tunnel boring machine, at a distance of 50 m from the cutting chamber, the secondary lining was installed (consisting of a precast floor segment and a shotcrete shell). For the purposes of this investigation, the floor segment and the connection to the shotcrete shell will be modelled as single shotcrete shell in the interests of simplicity.

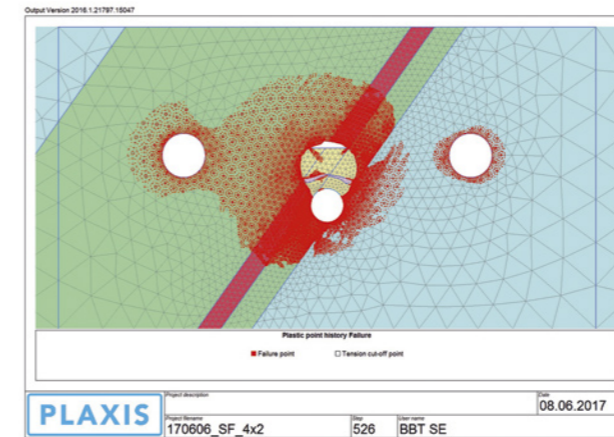
15 cm of shotcrete lining had already been applied in the overbreak area in the A1 region of the TBM. The lining was however designed with deformable elements (slots). These deformation elements were only closed in the A2 region. It can therefore also be assumed in this region that resistance to deformation only becomes relevant in the A2 region around 50 m behind the cutting chamber (cutterhead).



**12** Geologisches und geomechanisches Modell SZ-IQP-ESI-f7625/7660/7733/7900/8000, Bereich des Überbruchs «San Francisco»  
Geological and geomechanical model SZ-IQP-ESI-f7625/7660/7733/7900/8000, area of «San Francisco» overbreak

Quelle/credit: BBT SE

## Geotechnical and Human Challenges Encountered in Connection with Mechanised Tunnelling of the 15-km Exploration Tunnel



**13** Überbruch «San Francisco» – plastische Zonen im ungünstigen Fall  
«San Francisco» overbreak – plastic zones in the worst-case scenario

chenden Elemente simuliert und anschliessend die Spritzbetonschale spannungsfrei im Erkundungsstollen eingebaut.

Das auf der Aussenschale im Überbruchhohlraum herabgebrochene Verbruchmaterial und das eingebrachte Injektionsmaterial (Fließbeton) wurden auch in das Modell aufgenommen. Dieser eingebrachte Aufbeton (Rezeptur Spritzbeton) wurde aufgrund der nicht vorgenommenen Verdichtung mit der Güte eines Normalbetons C25/30 angenommen. Das mit Zement-Wasser-Suspension verpresste Verbruchmaterial wurde mit Verformungs- und Festigkeitseigenschaften ähnlich einem Füllbeton der Güte C8/10 angenommen. Die Magerbetonverfüllung wurde ebenfalls mit Eigenschaften eines C8/10 angenommen.

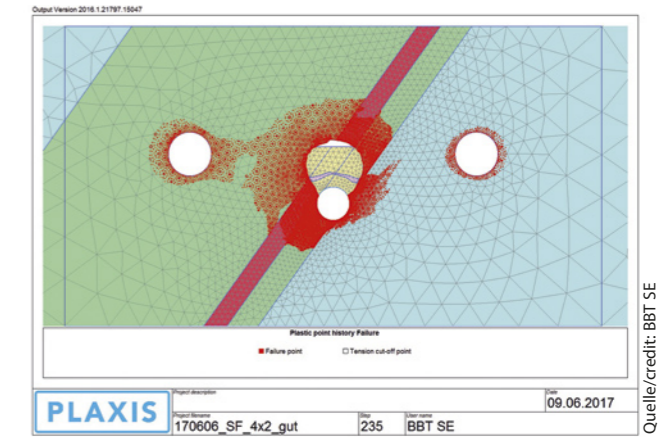
### Ergebnisse

Die Abbildungen 13 und 14 zeigen die Prognose der während der Vortriebe der Tunnelröhren im Bereich des Überbruchs «San Francisco» entstehenden Bereiche überschrittener Gebirgsscherfestigkeit in Form von plastischen Zonen. Abbildung 13 zeigt die Prognose im ungünstigen Fall, Abbildung 14 die Prognose im günstigen Fall.

Es zeigt sich, dass im Bereich des Überbruchs mit sehr grossen Zonen versagenden und möglicherweise entfestigenden Gebirges zu rechnen ist. Die Bereiche überschrittener Scherfestigkeit der einzelnen Tunnelröhren sind nicht mehr voneinander abzugrenzen. Somit kommt es zu einer erheblichen Beeinflussung der Tunnelbauwerke untereinander.

Die zusätzlichen, durch den Vortrieb der Haupttunnel entstehenden Normalkräfte in der Spritzbetonschale des Erkundungsstollens resultieren in zusätzlichen Normalspannungen: im ungünstigen Fall von ca. 20–48 N/mm<sup>2</sup> und im günstigen Fall von ca. 18–29 N/mm<sup>2</sup>. Die charakteristische einaxiale Druckfestigkeit des beschleunigten Spritzbetons liegt im Bereich von ca. 40–50 N/mm<sup>2</sup>.

Somit beträgt die maximal zu erwartende Belastung der Spritzbetonschale infolge der Normalkraftzunahme im



**14** Überbruch «San Francisco» – plastische Zonen im günstigen Fall  
«San Francisco» overbreak – plastic zones in the best-case scenario

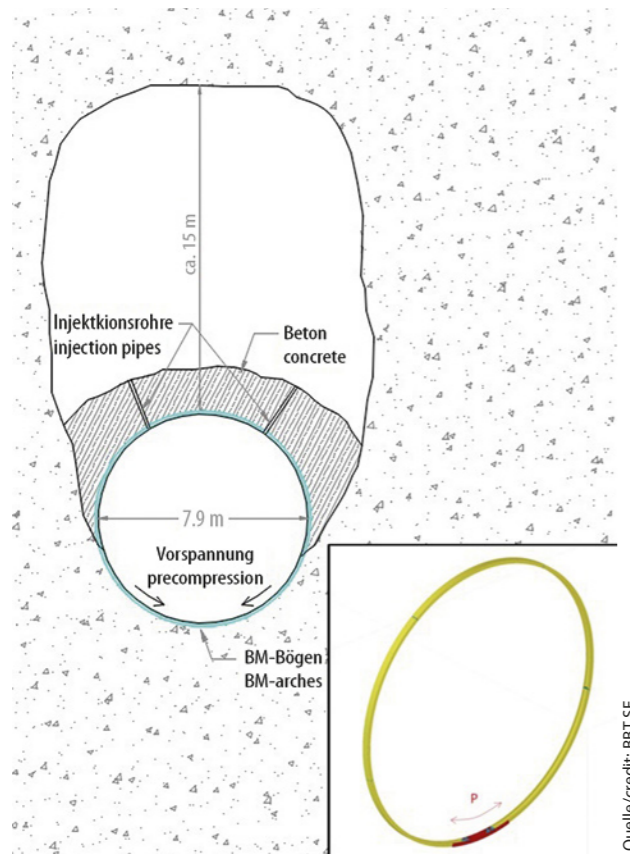
Very low additional deformation was measured after installation of the shotcrete shell in the A2 region. Owing to the length of time between the application of the shotcrete shell and the tunnelling of the main tunnel, it can also be assumed that the shotcrete shell in the exploration tunnel had cured by the time that the main tunnel was excavated.

Tunnelling operations in the main tunnel were simulated in a simplified model using a reaction force method with a preliminary relief of 97 % and the remaining relief after installation of the segmental lining (tubbing ring). The shotcrete shell in the exploration tunnel and the segmental lining in the main tunnels (east and west) were modelled on the basis of linear elastic behaviour. Rigidity values were calculated on the basis of Young's modulus E and thickness d in line with Table 3.

Tunnelling of the tunnel system was simulated in the following stages in order to investigate the interactions of the tunnels:

- Full excavation of exploration tunnel
- Installation of the secondary rock support shotcrete lining of the exploration tunnel
- Full excavation of the main tunnel east, preliminary relief of 97 %
- Installation of segmental lining for main tunnel east
- Remaining relief of main tunnel east
- Full excavation of the main tunnel west, preliminary relief of 97 %
- Installation of segmental lining for main tunnel west
- Remaining relief of main tunnel west

Since the main focus of attention is the additional stress on the exploration tunnel's lining as a result of tunnelling of the main tunnel, however, the overbreak event and primary rock support were not modelled. The cavity in the rock mass created through tunnelling of the exploration tunnel and the overbreak and the associated redistribution of stress in the rock mass were simulated using reaction-force-based removal of the relevant elements, and the shotcrete lining was then installed into the exploration tunnel on a stress-free basis.



15 Überbruch und Sicherung mit BM-Bögen und Beton  
Overbreak and securing with Bergmeister arches and concrete

Mittel ca. 85 % der charakteristischen Festigkeit der Spritzbetonschale. Bereits vor dem Vortrieb der Haupttunnel vorhandene Spannungen in der Spritzbetonschale sowie die Interaktion mit den Biegemomenten können zu einer Überschreitung der Festigkeit der Spritzbetonschale und daher zu Schäden in Form von Rissen und Abplatzungen an der Spritzbetonschale führen.

Sollten während des Vortriebs der Haupttunnel Schäden an der Spritzbetonschale des Erkundungsstollens auftreten und sich somit der Ausbauwiderstand verringern, ist damit zu rechnen, dass die Tragwirkung der Stahlbögen und Anker aktiviert wird.

#### 4.4 Überbrücke – Innovative Massnahmen und Wirkung

Die Erstsicherung des verbrochenen Querschnitts erfolgte mit eigens entwickelten leicht vorspannbaren, steifen Bogensegmenten (Bergmeister-Bögen). Nach dem Versetzen dieser Stahlbögen (FE 510, b = 20 cm) parallel hintereinander entstand eine tragfähige Ringstruktur mit einer Tragfähigkeit für Radialdrücke bis zu 1,0 MPa bzw. 1,6 MPa im Bruchzustand. Diese Bogensegmente wurden eingebaut und teilweise vorgespannt. In einem darauffolgenden Arbeitsschritt wurde mit Injektions-Spritzbeton und dem Verbrauchsmaterial eine liegende Aufbetonschicht mit einer Stärke von ca. 30–80 cm hergestellt. In einem weiteren Schritt wurde

The collapsed rock which had fallen onto the exterior shell in the overbreak cavity and the injected material (flowing concrete) were also included in the model. This top concrete layer which was applied (shotcrete formulation) was assumed to have the properties of normal concrete in class C25/30 owing to the fact that it had not been compacted. The collapsed rock grouted with a cement/water suspension was assumed to have deformation and strength properties similar to an infill concrete in class C8/10. The lean concrete infill was also assumed to have the properties of a concrete in class C8/10.

#### Results

Figures 13 and 14 show the areas of excess shear strength in the rock mass in the form of plastic zones, predicted to occur during excavation of the tunnels in the area of the "San Francisco" overbreak. Figure 13 shows the prediction for the worst-case scenario, and Figure 14 shows the prediction for the best-case scenario.

It can be seen that very large zones of rock mass failure and potential deconsolidation are to be expected in the area of the overbreak. The areas of excess shear strength of the individual tunnel bores cannot be clearly delineated. The tunnel structures will therefore exert a significant influence on each other.

The additional normal forces resulting from excavation of the main tunnels in the shotcrete lining of the exploration tunnel will lead to additional normal stresses: around 20–48 N/mm<sup>2</sup> in the worst-case scenario and around 18–29 N/mm<sup>2</sup> in the best-case scenario. The characteristic unconfined compressive strength of the accelerated shotcrete lining is in the region of around 40–50 N/mm<sup>2</sup>.

This means that the maximum stress to be expected on the shotcrete lining as a result of the increase in normal forces is on average around 85 % of the characteristic strength of the shotcrete lining. Stresses in the shotcrete lining present before excavation of the main tunnel and interactions with the bending moments result in the strength of the shotcrete lining being exceeded, with the associated damage in the form of cracks and spalling.

In the event that damage is sustained by the shotcrete lining of the exploration tunnel during excavation of the main tunnel and the resistance of the lining is reduced, the load-bearing effect of the steel set arches and anchors is likely to be activated.

#### 4.4 Overbreaks – Innovative Measures and their Effects

The collapsed cross-section was initially secured using slightly pre-tensionable rigid steel arch segments specially designed for the purpose (Bergmeister arches). Parallel installation of these steel set arches (FE 510, b = 20 cm) behind one another resulted in a load-bearing ring structure

eine Zement-Wasser-Suspension in das auf der Aussenschale liegende Verbrauchsmaterial eingepresst. Etwa ein Jahr nach dem Vortrieb des Erkundungsstollens im Bereich der Störungszone wurde nach Abklingen der Gebirgsverformungen abschliessend oberhalb der Aufbetonschicht aus Spritzbetonmaterial eine weitere Verfüllung der Hohlräume (Magerbeton) bis auf eine Höhe von ca. 10 m über der Firste der Aussenschale vorgenommen. Somit ist davon auszugehen, dass im Firstbereich des Überbruchs nur mehr ein kleinerer Luftraum verblieben ist. Es ist auch anzunehmen, dass auf der Aufbetonschicht weiteres Verbrauchsmaterial zu liegen gekommen ist, welches mit dem Verfüllmaterial vergossen wurde.

#### 5 Menschliches Zusammenwirken

Auf dieser Baustelle arbeiteten Menschen aus elf verschiedenen europäischen Sprach- und Kulturländern zusammen. Neben den anfänglichen Sprachschwierigkeiten in den Vortriebsdritteln wurde der Kommunikation auf allen Ebenen von allen Projektbeteiligten eine hohe Bedeutung beigegeben. Auch wurde ständig auf allen Seiten daran gearbeitet, die Idee der ÖNorm B 2118, nämlich eine kooperative Vertragsabwicklung, auch zu leben. Die täglichen Geotechniksitzungen mit allen Beteiligten haben sicher auch dazu beigetragen, lösungsorientiert, vertragskonform und partnerschaftlich miteinander umzugehen.

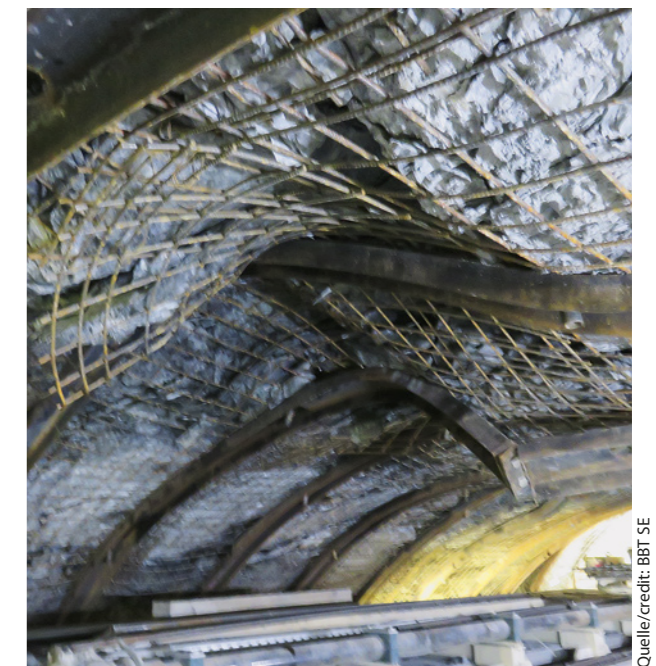
Zur erfolgreichen Abwicklung von Überbrüchen und schwierigen geologischen und geotechnischen Situationen wurde ein Störzonenmanagement eingerichtet. Ziele dieses Managements waren die Entwicklung technisch umsetzbarer Lösungen, die Anpassung dieser Lösungen an die jeweilige geotechnische Situation, den Schutz aller Arbeitnehmerinnen und Arbeitnehmer sicherzustellen und eine optimierte, kosten- und zeitgünstige Lösung umzusetzen. Um diese Ziele gemeinsam zu erreichen, wurden nachfolgende Punkte bei der Abwicklung von Überbrüchen oder technischen Schwierigkeiten umgesetzt:

- Begehungen vor Ort zur Einschätzung der Situation unter Einbezug des Tunnelsachverständigen
- Diskussion und strukturierte Erarbeitung von Lösungen unter Einbezug der Geologen, Geotechniker, Bau- und Tunnelingenieure sowie der am Bau agierenden Maschinisten und Bauwarte, Planer und teilweise Behördenvertreter im Bereich der Umwelt
- unmittelbare Entscheidung

Die Anzeichen für den ersten grossen Überbruch zeigten sich an einem Sonntag, am Dienstag wurde die technische Lösung mit einem steifen Ausbau aus Stahlbögen (Bergmeister-Bögen) entwickelt und am Donnerstag mit den Vorbereitungsarbeiten begonnen.

#### 6 Conclusio

Im Laufe der Vertragsabwicklung vom Sommer 2014 bis 2019 wurden 26,5 km konventioneller Vortrieb und



16 «Luftbogenstrecke» mit BM-Bögen im Bereich von Überbrüchen  
"Luftbogen section" with Bergmeister arches in the area of overbreaks

with structural safety for radial pressures of up to 1.0 MPa or 1.6 MPa in failure mode. These steel arch segments were installed and in some cases pre-tensioned. During a subsequent work stage, injected shotcrete and the collapsed rock were transformed into a top concrete layer with a thickness of around 30–80 cm. During the next stage, a cement/water suspension was injected into the collapsed rock lying on the exterior shell. Around one year after tunnelling of the exploration tunnel in the area of the fault zone, after deformations of the rock mass had subsided, further backfilling of the cavities (lean concrete) was carried out above the top layer of shotcrete, up to a height of around 10 m above the roof of the exterior lining. It can therefore be assumed that only a small cavity remained in the crown area of the overbreak. It can also be assumed that additional collapsed rock will have fallen onto the top concrete layer, and will be grouted together with the backfill material.

#### 5 Human Interactions

People from 11 different linguistic and cultural backgrounds within Europe worked together on this construction site. Even after overcoming the linguistic difficulties encountered at first by the shifts, a great deal of importance was attached to communication at all levels and by all those involved in the project. Ongoing efforts were also made by all parties to realise the goal of ÖNorm B 2118, i.e. cooperative execution of the contract. There can be little doubt that the geotechnical meetings held on a daily basis with all stakeholders contributed to a solutions-focused style of communication which prioritised compliance with the terms of the contract and working as partners.

## Geotechnische und menschliche Herausforderungen beim maschinellen Vortrieb des 15 km langen Erkundungsstollens

15 km maschineller Vortrieb (14 km bis Ende April 2019) in Gebirgsformationen des Innsbrucker Quarzphyllits und Bündnerschiefers (ca. 7,2 km maschineller Vortrieb) mit schwierigen Gebirgsreaktionen durchörtert. Entlang des maschinellen Vortriebs gab es enorm grosse Überbrüche mit über 5500 m<sup>3</sup> herausgebrochenem Hohlraumvolumen, Drücke auf die Gripper über 400 bar und Wasserzutritte über 70 l/s. Es hat sich gezeigt, dass die Wahl der offenen TBM für die 15 km lange Erkundung richtig war und die während der Baudurchführung entwickelten Massnahmen zur Ertüchtigung der unerwarteten Überbrüche erfolgreich. Trotz grosser Mehrkostenforderungen, die noch in Verhandlung sind, kann die ursprünglich vertraglich festgelegte Bauzeit bis auf etwa +10% eingehalten werden.

Im Zuge dieser Vortriebsarbeiten mit vielen unerwarteten geologischen Ereignissen hat sich gezeigt, dass ein Bauvorhaben dieser Komplexität und Grössenordnung nur dann erfolgreich gemeistert werden kann, wenn die Projektbeteiligten nicht nur ihre fachliche Kompetenz einbringen, sondern sich zugleich als faire Partner für das Erreichen eines gemeinsamen Zieles verstehen. Dazu sind nicht nur exzellente Fachleute mit Wissen und Erfahrung, Sprachkenntnisse und eine effiziente Kommunikation erforderlich, sondern auch eine gute gelebte Projektkultur mit schnellen Entscheidungswegen eine absolute Voraussetzung. Auf der Baustelle Tulfes-Pfons wurde auch die Projektkultur beobachtet und periodisch gemessen [4]. Es zeigte sich, dass der Gesamterfolg solcher Baustellen von tief liegenden Tunnels erstens vom Vertrauen zwischen den Projektbeteiligten und von der Bereitschaft, Verantwortung zu übernehmen, zweitens vom Fachwissen und von der Erfahrung sowie drittens von den eingesetzten Maschinen (es wurden auf dieser Baustelle auch weltweit erstmalig durchgehend für den fast 20 km langen Materialtransport Multi-Service-Vehicles eingesetzt) abhängt – Glück auf!

Folgende Personen haben zur Erarbeitung dieser Veröffentlichung beigetragen – herzlichen Dank:

- Adrian Fontana: ÖBA Pini Engineering
- Edgar Leitner: ÖBA Pini Engineering
- Andra Lussu: Projektkoordinator BBT SE
- Chris Reinhold: Geotechnik BBT SE
- David Unteregger: Geotechnik – numerische Modellierung BBT SE
- Heimo Schierl: Vortriebsgeologie BBT SE
- Christian Schwarz: Seismische Erkundung BBT SE
- Andreas Töchterle: Geologie BBT SE
- Tassilo Weifner: Geotechnik – numerische Modellierung BBT SE

### Literatur/References

- [1] Bergmeister, K.; Reinhold, C. (2017): Learning and optimization from the exploratory tunnel – Brenner Base Tunnel In: Geomechanics and Tunneling, Vol. 10.

A fault zone management system was established to ensure that overbreaks and tricky geological and geotechnical situations could be handled successfully. The aim of this system was to develop technically feasible solutions, to adapt these solutions to the geotechnical situations encountered on the ground, to protect all employees and to achieve a cost-optimised and time-optimised outcome. The following steps were taken to achieve these goals jointly when tackling overbreaks or technical challenges:

- on-site inspections in order to assess the situation, with the involvement of tunnel experts
- discussion and structured development of solutions, involving geologists, geotechnical engineers, construction and tunnel engineers and the machine operators and technicians involved in the construction projects, as well as planners and (in some cases) representatives of the environmental authorities
- immediate decisions

Indications of the first major overbreak were spotted on a Sunday; a technical solution had been developed by the Tuesday (involving a rigid reinforcing lining of steel Bergmeister arches), and preparatory work started on the Thursday.

### 6 Conclusion

During execution of the contract between summer 2014 and 2019, 26,5 km of conventionally excavated tunnel and 15 km of mechanised excavated tunnel was carried out (14 km by the end of April 2019), crossing the mountain formations of the Innsbruck quartz phyllite and the Bündnerschiefer (around 7.2 km of mechanised tunnelling) with challenging rock mass reactions. During mechanised tunnelling, huge overbreaks were encountered with an excavated cavity volume of over 5 500 m<sup>3</sup>, pressure on the gripper of over 400 bar and water ingress of over 70 l/s. The use of an open tunnel boring machine for the 15 km exploration proved to be a wise choice, and the methods developed during construction to handle the unexpected overbreaks proved successful. In spite of the significant increased costs which are still being negotiated, the construction schedule which had originally been contractually agreed upon was only exceeded by around 10%.

These tunnelling works and the many unanticipated geological events which were encountered, proved that a construction project of this complexity and magnitude can only be implemented successfully if those involved not only contribute their skills, but also see themselves as partners working towards a shared goal. This calls not only for highly skilled specialists with the necessary know-how, experience, language and communication skills, but also for a healthy project culture with short decision-making pathways. The project culture at the Tulfes-Pfons construction site was observed and assessed on a regular basis [4]. It emerged from these observations and assessments that the overall success

## Geotechnical and Human Challenges Encountered in Connection with Mechanised Tunnelling of the 15-km Exploration Tunnel

- [2] Bergmeister, K.; Töchterle, A. (2013): Brenner Basistunnel: Wichtigkeit der Vorerkundung. In: Tunnel 1/2013. S.12–23
- [3] Flora, M. (2013): Dynamisches Entscheidungsmodell zur Auswahl der Tunnelvortriebsmethode mit Validierung am Erkundungsstollen Ahrental des Brenner Basistunnels. Dissertation Universität Innsbruck.
- [4] Purrer, W. (2017–2019): Analyse der Projektkultur auf der Baustelle Tulfes-Pfons. Unveröffentlichte Bewertungen.
- [5] Reinhold, Ch.; Schwarz, Ch.; Bergmeister, K. (2017): Development of holistic prognosis models using exploration techniques and seismic prediction – Die Entwicklung holistischer Prognosemodelle mit Vorauserkundungen und seismischen Messungen. In: 66. Geomechanics and Tunneling 10(6): 767–778.
- [6] Schwarz, Ch.; Schierl, H. (2017): Integration of reflection seismic data into the documentation during the construction of the Brenner Base Tunnel. Geomechanics and Tunneling, Vol. 10.
- [7] Schwarz, Ch. (2019): Seismische Vorauserkundung (Arbeitstitel). Dissertation in Bearbeitung. Universität Innsbruck.
- [8] Töchterle, A.; Reinhold, C. (2013): Ermittlung der geomechanischen Kennwerte von Störungszonen im Innsbrucker Quarzphyllit auf Basis der Erkundungsergebnisse beim Brenner Basistunnel. In: 19. Tagung für Ingenieurgeologie, 13.–16. März 2013, München.
- [9] Unteregger, D. (2017): Simulation Interaktion Tunnelröhren. Störungzone SZ-IQP-ESI-f7625/7660/7733/7900/8000. BBT-SE interner Bericht. Innsbruck 06/2017.

of tunnel construction sites at great depth (high overburden) depends firstly on the level of trust between those involved in the project and their willingness to assume responsibility, secondly on their expertise and experience, and thirdly on the machines used (for the first time anywhere in the world, multi-service vehicles were used routinely on this construction site to transport materials over a distance of almost 20 km). And so to end with a traditional tunneller's greeting – "Glück auf!"

Particular thanks are due to the following individuals who helped with the drafting of this publication:

- Adrian Fontana: ÖBA Pini Engineering
- Edgar Leitner: ÖBA Pini Engineering
- Andrea Lussu: Project coordinator BBT SE
- Chris Reinhold: Geotechnical engineering BBT SE
- David Unteregger: Geotechnical engineering – digital modelling BBT SE
- Heimo Schierl: Tunnelling geology BBT SE
- Christian Schwarz: Seismic exploration BBT SE
- Andreas Töchterle: Geology BBT SE
- Tassilo Weifner: Geotechnical engineering – digital modelling BBT SE

### PROJEKTDATEN

#### Kenndaten

Länge des Tunnels:	64 km
	Tulfes–Franzensfeste
Gesamtlänge aller Tunnel:	230 km
2 Haupttunnel + 1 mittig, 12 m unterhalb verlaufender Erkundungsstollen	
Bis 18.04.2019 ausgebrochene Tunnel:	100 km
Durchgehender Erkundungsstollen:	60 km
Konventionelle Baumethode: 1/3 Erkundungsstollen, 1/2 Haupttunnel, alle Zufahrts-, Quer- und Logistikstollen	
Bau und Ausbau:	2008 bis 2028

### PROJECT DATA

#### Key data

Tunnel length:	64 km
	Tulfes–Franzensfeste
Total length of all tunnels:	230 km
2 main tunnels + 1 central, 12 m below route of exploration tunnel	
Tunnel excavated by 18/04/2019:	100 km
Continuous exploration tunnel:	60 km
Conventional construction method: 1/3 exploration tunnel, 1/2 main tunnel, all access, cross and logistics tunnels	
Construction and outfitting:	2008 bis 2028

Andreas Weidinger, Dipl. Ing. TH/SIA, Bundesamt für Strassen ASTRA, Filiale Winterthur/CH

# Sicherheitsstollen Kerenzerbergtunnel

## Herausforderung für Bauherr, Planer und Unternehmer

Der Kerenzerbergtunnel ist Teil der Nationalstrasse A3 und befindet sich auf dem Gebiet des Kantons Glarus zwischen den Anschlüssen Weesen und Murg. Bei einer Länge von 5691 m weist der Kerenzerbergtunnel nur einen Fluchtweg in Tunnelmitte auf. Durch die Erstellung eines neuen Sicherheitsstollens sowie die anschliessende Gesamterneuerung wird der Strassentunnel den heutigen Anforderungen angepasst.

# Kerenzerberg Tunnel Safety Gallery

## A challenge for the client, planners and contractors

The Kerenzerberg Tunnel is part of the A3 national road and is located within the region of the Canton of Glarus, between the Weesen and Murg junctions. Throughout its 5,691 m length, the Kerenzerberg Tunnel has only one escape route in the middle of the tunnel. The road tunnel will be adapted to current requirements by creating a new safety gallery and the subsequent complete renovation of the tunnel.

### 1 Einleitung

Der Kerenzerbergtunnel ist Teil der Nationalstrasse A3 und liegt am Walensee zwischen den Anschlüssen Weesen und Murg (siehe Bild 1). Er weist eine Länge von 5691 m auf und ist damit der fünftlängste Strassentunnel der Schweiz. Seit der Eröffnung des Tunnels im Jahre 1986 wurden keine grösseren Unterhalts- und Erneuerungsarbeiten durchgeführt. Die Betriebs- und die Sicherheitsausrüstungen haben in der Zwischenzeit ihre Lebensdauer erreicht und entsprechen nicht mehr den Anforderungen der gültigen Richtlinien und Normen. Ein massgebendes Sicherheitsdefizit besteht zudem darin, dass ausser einem 450 m langen Lüftungs- und Fluchtstollen in Tunnelmitte keine weiteren Notausgänge vorhanden sind. Somit besteht Handlungsbedarf für die Erhöhung der Tunnelsicherheit!

Aus der ersten Projektierungsstufe resultierte die Bestvariante einer umfassenden Tunnelinstandsetzung mit folgenden Merkmalen: ersatzloser Rückbau der Zwischendecke mit einer Rauchabsaugung im Ereignisfall über einen neuen, parallel geführten Sicherheitsstollen mit Abluftkanal. Konkret bedeutet dies, dass der Abluftkanal vom Strassentunnel in den Sicherheitsstollen verlegt wird.

### 2 Projektbeschreibung

#### 2.1 Linienführung und Projektelemente

Der geplante Sicherheitsstollen weist eine Länge von 5504 m auf und kommt seeseitig parallel zum bestehenden Kerenzerbergtunnel zu liegen. Die Überdeckung variiert zwischen minimal 40 m bis maximal 280 m. Der Achsabstand von 20 m

### 1 Introduction

The Kerenzerberg Tunnel is part of the A3 national road and is located by the Walensee (Lake Walen) between the Weesen and Murg junctions (see Fig. 1). It stretches for 5,691 m, making it the fifth longest road tunnel in Switzerland. No major maintenance or renovation work has been carried out since the tunnel opened in 1986. In the meantime, the operating and safety equipment has reached the end of its service life, and thus no longer complies with the requirements of the applicable directives and standards. The fact that there are no emergency exits other than a 450 m long ventilation and escape tunnel in the middle is another key safety shortfall. Action is therefore required to increase the tunnel safety.

The initial planning phase provided the best option for comprehensive tunnel repair with the following aspects: full dismantling of the intermediate ceiling with emergency smoke extraction and a new, parallel guided safety gallery with exhaust duct. More specifically, this means that the exhaust duct will be moved from the road tunnel to the safety gallery.

### 2 Project Description

#### 2.1 Route Alignment and Project Elements

The planned safety gallery will have a length of 5,504 m and lie on the lakeside, parallel to the existing Kerenzerberg Tunnel. The coverage varies between a minimum of 40 m and a maximum of 280 m. The centre distance of 20 m to the existing road tunnel was chosen to keep the length of the connective structure as short as possible, as well as to prevent any possible negative impacts on the road tunnel. Between

## Galerie de sécurité, tunnel du Kerenzerberg

### Un défi pour le maître d'ouvrage, le planificateur et l'entrepreneur

La galerie de sécurité d'une longueur de 5,5 km, longe côté lac, le tunnel du Kerenzerberg existant. Issue de secours/galerie de service et canal d'évacuation d'air en coupe transversale en un, cette galerie constitue une vraie particularité dans ce projet. En cas d'incendie, le canal d'évacuation situé en hauteur est relié au tunnel principal par des tubes de ventilation implantés tous les 100 m. La galerie de service située en dessous, servant simultanément d'issue de secours, est reliée au tunnel routier tous les 300 m par des liaisons transversales.

## Cunicolo di sicurezza della galleria di Kerenzerberg

### Una sfida per committente della costruzione, progettista e imprenditore

Il cunicolo di sicurezza progettato presenta una lunghezza di circa 5,5 km e corre parallelamente alla galleria di Kerenzerberg esistente sul versante del lago. La combinazione di via di fuga/canale tecnico e condotta per l'aria viziata nella sezione del cunicolo di sicurezza è una peculiarità di questo progetto. Nel caso in cui si verifichi un incendio, la condotta per l'aria viziata soprastante è connessa ogni 100 m con la galleria principale per mezzo di cunicoli per l'aria viziata. Il sottostante canale tecnico costituisce contemporaneamente la via di fuga ed è connesso al tunnel stradale ogni 300 m tramite dei cunicoli trasversali.

zum bestehenden Strassentunnel wurde gewählt, um einerseits die Länge der Verbindungsbauwerke möglichst kurz zu halten und andererseits mögliche negative Auswirkungen auf den Strassentunnel zu vermeiden. Zwischen Sicherheitsstollen und Kerenzerbergtunnel sind auf der gesamten Streckenlänge begehbare Querverbindungen im Abstand von 300 m vorgesehen (siehe Bild 2). Diese ermöglichen im Ereignisfall den Verkehrsteilnehmern die Flucht in den mit Frischluft versorgten Sicherheitsstollen. Weiterhin werden der Sicherheitsstollen und der Strassentunnel alle 100 m mit sogenannten Abluftstollen verbunden (siehe Bild 3). Durch diese werden die Rauchgase vom Strassentunnel in den Abluftkanal gesaugt.

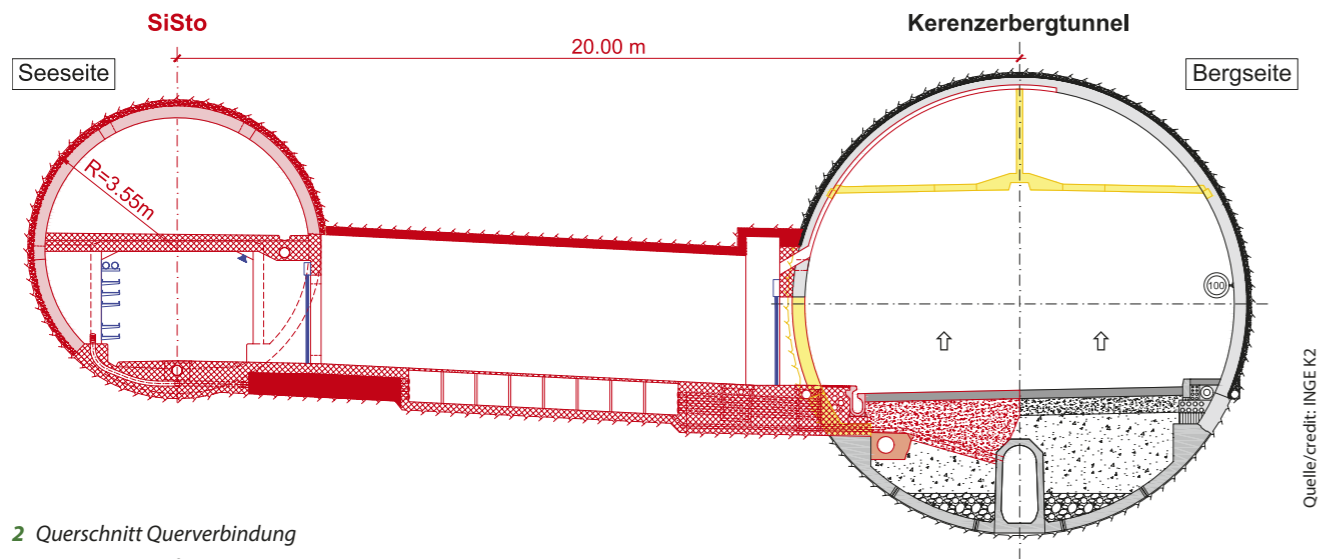
Im Bereich der bestehenden Zentrale Hofwald entfernt sich der Sicherheitsstollen bis zu 65 m vom Haupttunnel und kreuzt den bestehenden Fluchtstollen Hofwald auf glei-

the safety gallery and the Kerenzerberg Tunnel accessible cross passages are provided every 300 m across the entire route length (see Fig. 2). In the event of an incident, this will enable road users to escape into the safety gallery which is supplied with fresh air. In addition, exhaust tunnels will be connected with the safety gallery and the road tunnel every 100 m (see Fig. 3). Fumes will be extracted from the road tunnel to the exhaust duct through these.

Within the area of the existing Hofwald centre, the safety gallery is up to 65 m away from the main tunnel and crosses the existing Hofwald escape tunnel at the same level. The west portal of the safety gallery with the new Gäsi ventilation centre will lie between the portals of the Kerenzerberg Tunnel and the Ofenegg Tunnel (see Fig. 4). The east portal in Tiefenwinkel is located around 180 m north-west



1 Situation Kerenzerbergtunnel mit Sicherheitsstollen  
Kerenzerberg Tunnel situation with safety gallery



2 Querschnitt Querverbindung  
Cross-section of cross-passage

chem Niveau. Das Westportal des Sicherheitsstollens mit der neuen Lüftungszentrale Gäsi kommt zwischen den Portalen des Kerenzertunnels und dem Ofeneggtunnel zu liegen (siehe Bild 4). Das Ostportal in Tiefenwinkel befindet sich rund 180 m nordwestlich des bestehenden Autobahntunnels an der Kerenzertunnelstrasse (siehe Bild 5). Auf dieser Seite musste die neue Zentrale rund 200 m in den Berg verlegt werden. Die unterirdische Anlage besteht aus einer Längs- und einer Querkaverne sowie einer kleineren Schleusenkaverne (siehe Bild 6). Im First der Längskaverne schliesst der vertikale Lüftungsschacht an, der nach rund 150 m im Gebiet Hochschleipfen an die Oberfläche (siehe Bild 7) tritt.

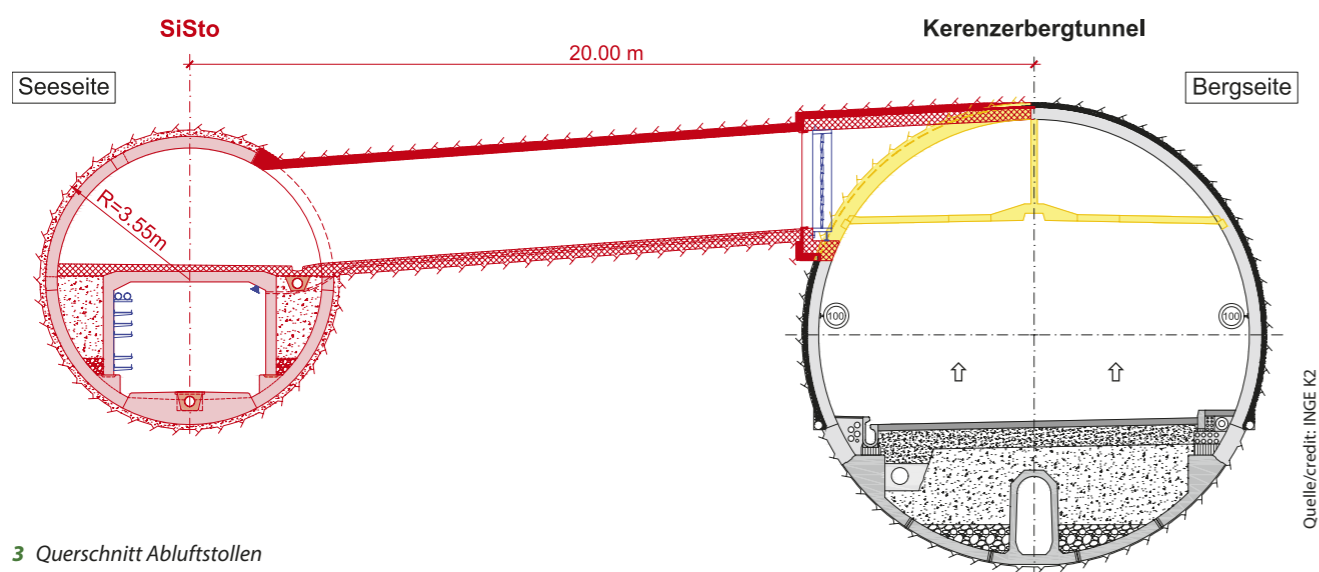
### 2.2 Normalprofil Sicherheitsstollen

Das Normalprofil des Sicherheitsstollens ist durch die kombinierte Nutzung charakterisiert und entsprechend in zwei getrennte Bereiche unterteilt (siehe Bild 8). Der untere Teil des Querschnitts ist gleichzeitig Werkleitungskanal für den Stras-

sentunnel sowie Fluchtweg im Ereignisfall und durch Querverbindungen an den Fahrraum angeschlossen. Der obere Bereich des Sicherheitsstollens dient als Abluftkanal für den Kerenzertunnel und ist in regelmässigen Abständen mit dem Firstbereich des Strassentunnels verbunden. Im Falle eines Brandes werden die Rauchgase aus dem Fahrraum abgesaugt. Die Rauchgase werden dann über den Abluftkanal zu dem Rauchausslass bei der Zentrale Gäsi oder dem Rauchausslass in Hochschleipfen geführt. Der Sicherheitsstollen weist einen Ausbruchdurchmesser von 7,10 m auf und wird mit einer Tübbingverkleidung einschalig ausgebaut (siehe Bild 9). Der Fluchtweg und Werkleitungskanal wird durch vorfabrizierte Betonelemente erstellt, welche seitlich hinterfüllt werden. Über den Elementen kommt ein 13 cm dicker Betonbelag zu liegen, der einerseits als Fahrbahn für Unterhaltsfahrzeuge im Abluftkanal dient und andererseits eine zusätzliche Schutzschicht im Brandfall darstellt.

### 2.2 Safety Gallery Standard Cross Section

The standard cross section of the safety gallery is characterised by combined use and is divided into two separate areas accordingly (see Fig. 8). The bottom area of the cross section is simultaneously a service channel for the road tunnel and an escape route in the event of an incident, and is connected to the driving area through cross passages. The top section of the safety gallery serves as an exhaust duct for the Kerenzertunnel and is connected to the roof area of the road



3 Querschnitt Abluftstollen  
Cross-section of exhaust tunnel

sentunnel sowie Fluchtweg im Ereignisfall und durch Querverbindungen an den Fahrraum angeschlossen. Der obere Bereich des Sicherheitsstollens dient als Abluftkanal für den Kerenzertunnel und ist in regelmässigen Abständen mit dem Firstbereich des Strassentunnels verbunden. Im Falle eines Brandes werden die Rauchgase aus dem Fahrraum abgesaugt. Die Rauchgase werden dann über den Abluftkanal zu dem Rauchausslass bei der Zentrale Gäsi oder dem Rauchausslass in Hochschleipfen geführt. Der Sicherheitsstollen weist einen Ausbruchdurchmesser von 7,10 m auf und wird mit einer Tübbingverkleidung einschalig ausgebaut (siehe Bild 9). Der Fluchtweg und Werkleitungskanal wird durch vorfabrizierte Betonelemente erstellt, welche seitlich hinterfüllt werden. Über den Elementen kommt ein 13 cm dicker Betonbelag zu liegen, der einerseits als Fahrbahn für Unterhaltsfahrzeuge im Abluftkanal dient und andererseits eine zusätzliche Schutzschicht im Brandfall darstellt.

### 2.3 Geologie

Der geplante Sicherheitsstollen durchfährt zwischen den Portalen Gäsi im Westen und Tiefenwinkel im Osten die oft flach liegenden Kalk- und Mergelschichten der Helvetischen Mürttschen- und der darunter liegenden Glarner Decke

tunnel at regular intervals. In the event of a fire, the fumes would be extracted from the driving area by the exhaust tunnel equipped with fire dampers. The fumes are then guided to the smoke outlet at the Gäsi centre or the smoke outlet in Hochschleipfen via the exhaust duct. The safety gallery has an excavation diameter of 7.10 m and will be expanded using a single-shell segmental lining (see Fig. 9). The escape route and the service channel is constructed using prefabricated concrete elements which are laterally backfilled. On top of these elements, there is a 13 cm thick concrete surface which serves as a road for maintenance vehicles in the exhaust duct as well as an additional protective layer in the event of a fire.

### 2.3 Geology

The planned safety gallery passes through the portals of Gäsi in the west and Tiefenwinkel in the east, the often flat limestone and marl layers of the Swiss Mürttschen and the Glarus nappe below (see Fig. 10). Karst phenomena can take place in various forms in the carbonate-rich rocks. A karst cave system was met when the existing Kerenzertunnel was built. Known as the Gäsi cave, it stretches across several hundred metres to the south of the road tunnel (see Fig. 11). A possible expansion of the cave system to the north was



4 Visualisierung Zentrale Gäsi  
Visualisation of Gäsi centre

(siehe Bild 10). In den karbonatreichen Gesteinen können unterschiedlich ausgeprägte Karstphänomene vorkommen. Schon beim Bau des bestehenden Kerenzerbergtunnels wurde ein Karsthöhensystem angefahren: die sogenannte Gäsihöhle, welche sich über mehrere hundert Meter südlich des Strassentunnels erstreckt (siehe Bild 11). Eine mögliche Ausdehnung des Höhlensystems Richtung Norden wurde mittels Sondierungen aus dem bestehenden Kerenzerbergtunnel heraus erkundet (siehe Bild 12).

Im mittleren Abschnitt des geplanten Sicherheitsstollens muss auf einer Länge von über 2 km die sogenannte Sallerenbrekzienzone durchörtert werden. Hier werden unterschiedlich stark zerrüttete Gesteinsschichten und zum Teil auch Wasserzutritte erwartet. Eine weitere Besonderheit stellt das im westlichen Abschnitt vorkommende Gestein dar, welches eine geogene Arsenbelastung aufweist. Der Verwertung des Ausbruchmaterials ist hierbei besondere Beachtung zu schenken.

Die Abklärungen hinsichtlich der Naturgefahren zeigten an den beiden Portalen Gefährdungen unterschiedlicher Art auf. Am Portal Gäsi wurden zur Verhütung von Steinschlag Schutznetze sowohl für das bestehende Tunnelportal als auch für das neue Portal des Sicherheitsstollens montiert. Auf der Seite Tiefenwinkel hat man das Portal des Sicherheitsstollens nach Westen verschieben müssen, um einem aktiven Rutschhang auszuweichen.

#### 2.4 Bauausführung

Der Bau des Sicherheitsstollens mit den Nebenbauwerken erfolgt in drei Hauptphasen. In einer ersten Phase werden – unabhängig vom Betrieb des Autobahntunnels – der Sicherheitsstollen, die Zentralen und sämtliche Nebenbau-

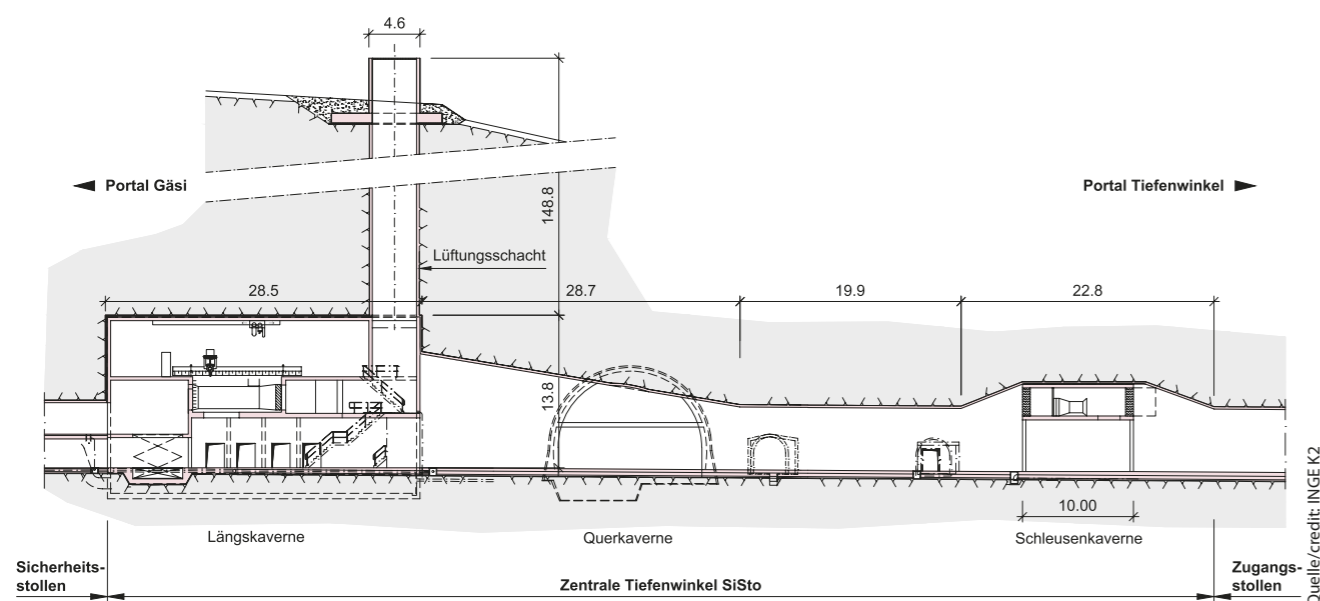


5 Visualisierung Portal Tiefenwinkel  
Visualisation of the Tiefenwinkel portal

investigated through explorations from the existing Kerenzerbergtunnel (see Fig. 12).

In the middle section of the planned safety gallery, the area known as the Salleren breccia zone must be cut through over a length of more than 2 km. Here, stone layers with varying degrees of breakage and some water ingresses are expected. Another particularity is the rock found in the western section, which has geogenic arsenic levels. The usage of the excavated material therefore requires special attention.

The evaluations of the natural hazards showed varying dangers at the two portals. At the Gäsi portal, safety nets were installed to protect against rockfall both for the existing tunnel portal and for the new portal of the safety gallery. On the Tiefenwinkel side, the portal of the safety gallery had to be pushed to the west in order to avoid an active sliding slope.



6 Längsschnitt Zentrale Tiefenwinkel  
Tiefenwinkel centre longitudinal section



7 Visualisierung Rauchauslass Hochschleipfen  
Visualisation of the Hochschleipfen smoke outlet

werke realisiert. Zudem werden die Querverbindungen und Abluftstollen bis in die Nähe des Haupttunnels ausgeführt. Mit den anschließenden Instandsetzungsarbeiten im Kerenzerbergtunnel werden in einer zweiten Phase die Querverbindungen an den Haupttunnel angeschlossen und der Sicherheitsstollen in Betrieb genommen. In der dritten Phase, ebenso während der Instandsetzung des Tunnels, erfolgen der Anschluss der Abluftstollen sowie die Inbetriebnahme der neuen Tunnellüftung.

Der Sicherheitsstollen wird von beiden Portalseiten aufgeföhren. Der Hauptangriff von der Seite Gäsi sieht einen mechanischen Vortrieb mit einer Schild-TBM vor. Da bei einer Sondierkampagne in Portalnähe ein mit Lehm verfüllter Karsthohlraum im Bereich der künftigen Linienführung angetroffen wurde, kann eine Verbindung dieser Karsterscheinung mit der bestehenden Gäsihöhle nicht ausgeschlossen werden. Um bautechnische Schwierigkeiten bereits in der Startphase des TBM-Vortriebs zu vermeiden, wurde entschieden, die ersten 250 m des Sicherheitsstollens im Sprengvortrieb aufzuföhren, um allfällige Karsterscheinungen flexibler überwinden zu können. Gleichzeitig mit dem Hauptvortrieb von Los 1 ist ab dem Portal Tiefenwinkel das Los 2 – ein Gegenvortrieb im konventionellen Vortriebsverfahren – vorgesehen. Dieser zweite Angriffspunkt ermöglicht den frühzeitigen Baubeginn der Zentrale Tiefenwinkel, in welcher der Durchschlag und die anschließende Demontage der TBM erfolgen sollen.

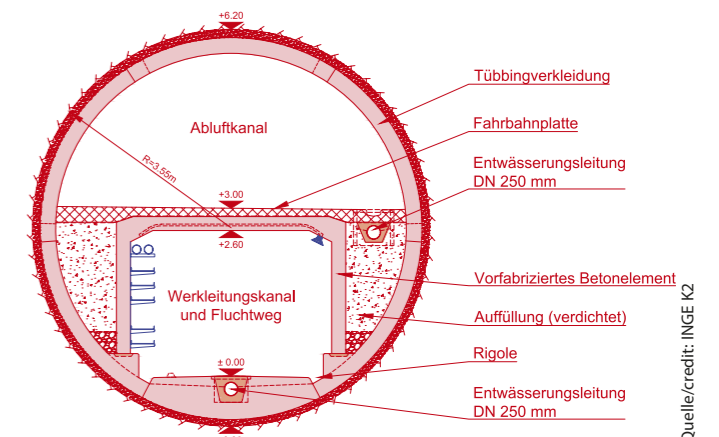
Ungefähr auf halber Streckenlänge kreuzt der TBM-Vortrieb auf praktisch gleichem Niveau den bestehenden Lüftungstollen Hofwald (siehe Bild 13). Hier werden beim Bau der einzige Fluchtweg sowie die bestehenden Zu- und Abluftkanäle der heutigen Tunnellüftung unterbrochen. Zur Aufrechterhaltung des Fluchtweges und der Lüftungskanäle während des Baus des Sicherheitsstollens sind im Kreuzungsbereich je ein Bypass für den Fluchtweg (unterhalb des Profils) sowie ein Bypass für die Lüftung (oberhalb des Profils) vorgesehen (siehe Bild 14). Dank dieser vorgängig ausgeführten Massnahmen kann die TBM den bestehenden Lüftungstollen kreuzen und den weiteren Vortrieb in Richtung Tiefenwinkel ausführen.

#### 2.4 Execution of Construction Works

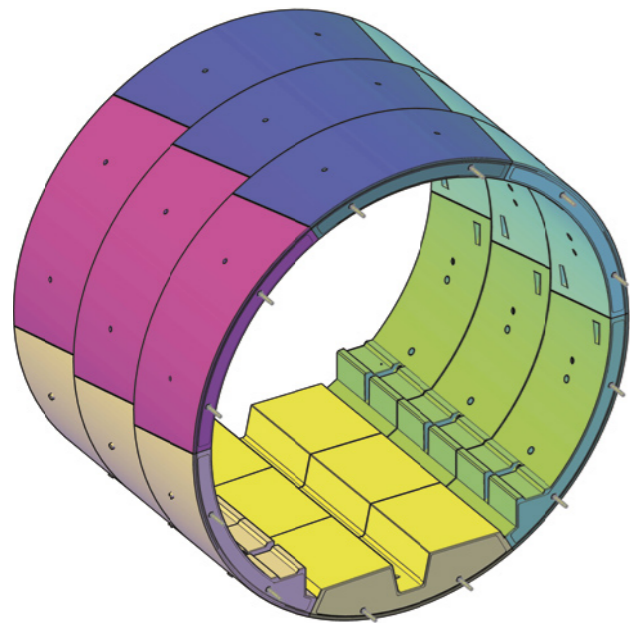
The safety gallery with ancillary structures is constructed in three main stages. The first stage involves building the safety gallery, the centres and all ancillary structures – independently of the operation of the motorway tunnel. The cross passages and exhaust tunnels are also implemented close to the main tunnel. The subsequent repair work in the Kerenzerbergtunnel will connect the cross passages to the main tunnel and put the safety gallery into operation during the repair of the tunnel. In the third stage, as well as during the repair of the tunnel, the connection of the exhaust tunnel as well as the commissioning of the new tunnel ventilation will be carried out.

The safety gallery will be excavated from both portal sides. The main point of attack from the Gäsi side provides a mechanical excavation with a shield TBM. As a karst cavity filled with clay near the future route alignment was found during an exploration drilling run in the vicinity of the portal, a connection of this karst formation with the existing Gäsi cave cannot be ruled out. In order to avoid constructional difficulties during the initial stage of the TBM excavation, it was decided to open the first 250 m of the safety gallery via drill and blast tunnelling in order to overcome any karst formations more flexibly. Lot 2 – a counter drive in conventional tunnelling – is planned from the Tiefenwinkel portal at the same time as the main drive of Lot 1. This second point of attack will enable the early start of construction of the Tiefenwinkel centre, where the breakthrough and the subsequent dismantling of the TBM are to take place.

At around the halfway point of the route length, the TBM excavation will cross the existing Hofwald ventilation tunnel at practically the same level (see Fig. 13). Here, the only escape route and the existing supply and exhaust ducts of the current tunnel ventilation will be interrupted during construction. In order to maintain the escape route and the ventilation ducts during the construction of the safety gallery, a bypass for the escape route (below the profile) and



8 Normalprofil Sicherheitsstollen TBM  
TBM standard cross section of safety gallery



Quelle/credit: INGE K2

9 Tübbingkonzept  
Segment concept

Zur Vermeidung von längeren Sperrungen des Strassentunnels ist der Ausbruch der Querverbindungen und der Abluftstollen ab dem Sicherheitsstollen vorgesehen. Der Vortrieb erfolgt so nahe wie möglich an den bestehenden Tunnel heran. Massgebend sind hierbei die auftretenden Erschütterungen, welche in dem unter Betrieb stehenden Strassentunnel überwacht werden. Sämtliche Durchschläge in den Haupttunnel erfolgen während der Instandsetzungsarbeiten des Kerenzertunnels.

### 3 Herausforderungen

#### 3.1 Lage des Sicherheitsstollens

Bei Projektbeginn stellte sich die Frage, ob der Sicherheitsstollen berg- oder seeseitig des bestehenden Tunnels verlaufen soll. Die Geologie ist auf weiten Strecken bei beiden Linienführungen nur geringfügig unterschiedlich und konnte

a bypass for the ventilation (above the profile) are planned in the crossroads area (see Fig. 14). Thanks to these measures implemented in advance, the TBM can cross the existing ventilation tunnel and carry out further excavation toward Tiefenwinkel.

To avoid longer closures of the road tunnel, the excavation of the cross passages and the exhaust tunnels from the safety tunnel is planned. Excavation will take place as close as possible to the existing tunnel. The vibrations that occur in the road tunnel under operation are decisive here. All breakthroughs into the main tunnel will take place during the repair work of the Kerenzertunnel.

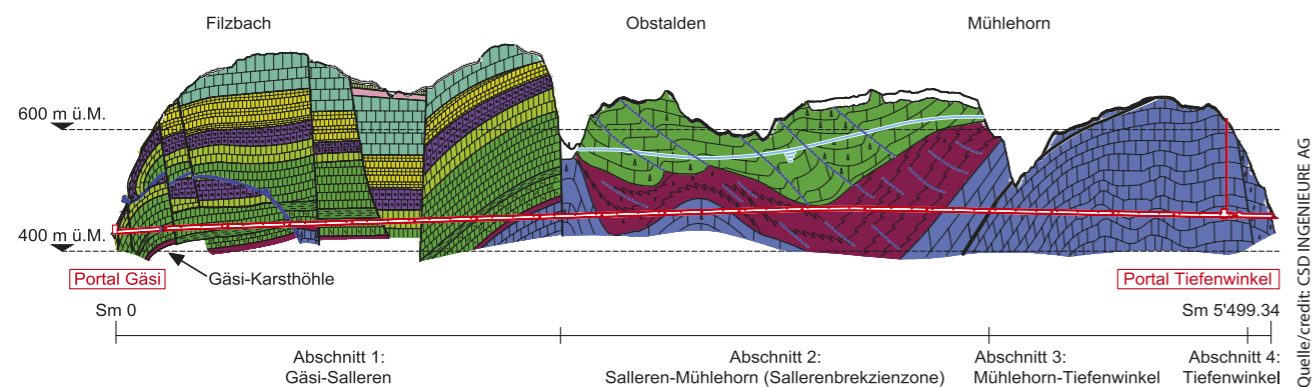
### 3 Challenges

#### 3.1 Position of the Safety Gallery

At the beginning of the project, the question arose as to whether the safety gallery should run on the mountain or lake side of the existing tunnel. The geology is only slightly different on long routes in both alignments and could not be used as a significant decision criterion. The main point against a lake-side position was the crossing of the Hofwald ventilation and escape tunnel. The passage through the Gäsi cave and the higher risk of further karst formations in this area were the main concerns for the mountain side. The decision was finally made in favour of the sea-side route alignment. Although the Hofwald ventilation and escape tunnel is crossed in this scenario, these structures are familiar and the necessary measures for the TBM passage can be precisely planned and implemented with sufficient lead time. The existing Hofwald centre can be integrated into the overall system with less work, and the existing Hofwald escape route can be used as access. In addition, the lake-side position provides greater flexibility for the placement of the Tiefenwinkel portal due to the sliding slope. The excavation in loose rock could thus be reduced to a few metres.

#### 3.2 Formation Standard Cross Section

The combined safety gallery with exhaust duct is unique in Switzerland and places special demands on the durability



Quelle/credit: CSD INGENIEURE AG

10 Geologisches Längenprofil (3-fach überhöht)  
Geological longitudinal profile (inflated 3x)

nicht als massgebendes Entscheidungskriterium herangezogen werden. Gegen eine seeseitige Lage sprach hauptsächlich die Querung des Lüftungs- und Fluchtstollens Hofwald. Bei der bergseitigen Linienführung waren vor allem die Durchfahrt durch die Gäsihöhle und das höhere Risiko von weiteren Karsterscheinungen in diesem Bereich gegeben. Der Entscheid fiel schlussendlich zugunsten der seeseitigen Linienführung. Bei dieser Anordnung wird zwar der Lüftungs- und Fluchtstollen Hofwald gequert, doch sind diese Bauwerke bekannt, und die erforderlichen Massnahmen für eine Durchfahrt der TBM können gezielt geplant und mit genügend Vorlauf umgesetzt werden. Die bestehende Zentrale Hofwald kann mit weniger Aufwand ins Gesamtsystem integriert und der bestehende Fluchtweg Hofwald als Zugang genutzt werden. Weiter weist die seeseitige Lage eine grössere Flexibilität bei der Platzierung des Portals in Tiefenwinkel aufgrund des Rutschhanges auf. Die Vortrieblänge im Lockergestein konnte dadurch auf wenige Meter reduziert werden.

#### 3.2 Ausbildung Normalprofil

Der kombinierte Sicherheitsstollen mit Abluftkanal ist schweizweit einzigartig und stellt besondere Anforderungen an die Beständigkeit bestimmter Bauwerksteile. Vor allem die beiden Themen «Temperatureinwirkung durch Brand» und «Dichtigkeit zwischen Abluftkanal und Fluchtweg» stellen die Planer vor besondere Herausforderungen. Denn für eine solche Nutzung sind keine klaren Vorgaben in den Normen und Richtlinien vorhanden. Ein Versagen der Trennung zwischen Abluftkanal und Fluchtweg im Ereignisfall würde einen kompletten Ausfall des Lüftungssystems sowie des Fluchtwegs bedeuten und muss unter allen Umständen verhindert werden. Zur Beherrschung der möglichen Szenarien wurden deshalb Lüftungstechnische Simulationen durchgeführt. Der Fokus dieser Untersuchungen lag unter anderem darin, das Abkühlen der heissen Rauchgase entlang der Abluftstollen und des Abluftkanals modellieren zu können. Die Temperatureinwirkung der heissen Rauchgase wurde als aussergewöhnliche Einwirkung auf die baulichen Elemente angesetzt. Aus einem Variantenstudium verschiedener Lösungen für die Trennung des Abluftkanals vom Fluchtweg konnte sich die nun vorliegende Konstruktion eines vorfabrizierten U-Elementes gegenüber einer Lösung mit Zwischendecke klar durchsetzen. Durch die kleinere Spannweite der Betonelemente, die seitliche Hinterfüllung und die darüber liegende Schutzschicht aus Beton bietet diese Konstruktion eine robuste, dauerhafte und dichte Trennung zwischen Abluftkanal und Fluchtweg. Weiter wird die Befahrbarkeit des Abluftkanals sowohl in der Bau- als auch in der Betriebsphase ermöglicht. Zur Minimierung möglicher Schäden durch die heissen Rauchgase ist zudem die Zugabe von PP-Fasern bei der Herstellung des Tübbingbetons vorgesehen.

#### 3.3 Portalbereich Tiefenwinkel

Für den Betrieb des Sicherheitsstollens sind auf der Seite Gäsi und in Tiefenwinkel neue Lüftungs- und Energiezentralen erforderlich. Insbesondere die Platzierung der Zentrale in Tiefenwinkel stellte die Bauherrschaft und die Planer vor

of certain construction components. In particular, the two topics of “temperature impact from fire” and “impermeability between exhaust duct and escape route” presented the planners with special challenges. This is because there are no clear requirements in the standards and directives for this type of usage. A failure of the separation between the exhaust duct and escape route in the event of an incident would mean a complete failure of the ventilation system and the escape route, and must be prevented under all circumstances. Ventilation simulations were therefore carried out to control the possible scenarios. Among other things, the focus of these investigations was to model the cooling of the hot fumes along the exhaust tunnels and the exhaust duct. The effect of the temperature of the hot fumes was considered as an exceptional effect on the structural elements. A variant study of different solutions for the separation of the exhaust duct from the escape route established that the now existing construction of a prefabricated underground ele-



Quelle/credit: A. Dickert

11 Bestehendes Karsthöhlensystem (Gäsihöhle)  
Existing karst cave system (Gäsi cave)

ment clearly prevailed over a solution with an intermediate ceiling. Due to the smaller span of the concrete elements, the lateral backfilling and the overlying concrete protection layer, this construction provides a robust, durable and tight separation between the exhaust duct and the escape route. Furthermore, this enables driving through the exhaust duct during both the construction and operating stages. In order to minimise possible damage from the hot fumes, the addition of PP fibres is also planned for the production of the segment lining concrete.

#### 3.3 Tiefenwinkel Portal Area

To operate the safety gallery, new ventilation and energy centres were required at Gäsi and Tiefenwinkel. In particular, the placement of the centre in Tiefenwinkel created a challenge for the client and the planners, as the construction of the Kerenzertunnel at that time triggered significant, far-reaching landslides in Tiefenwinkel. Movements of up to





Quelle/Credit: CSD INGENIEURE AG

12 Vorauserkundungen ab dem bestehenden Strassentunnel  
Advance exploration from the existing road tunnel

eine Herausforderung, da der Bau des Kerenzertunnels damals bedeutende, tiefgreifende Hangrutschungen in Tiefenwinkel auslöste. Es konnten Bewegungen von bis zu 30 cm gemessen werden. Um die Hangbewegungen in den Lockergesteinen nicht wieder zu reaktivieren und dadurch den bestehenden Tunnel massgeblich zu gefährden, wurde entschieden, mit dem Sicherheitsstollen von der Achse des bestehenden Tunnels abzuweichen. Das Portal in Tiefenwinkel wurde entlang der Kerenzertstrasse so weit in Richtung Nordwesten verschoben, bis mehrheitlich felsiger Untergrund vorliegt. Vertiefte geologische Untersuchungen zeigten dann, dass dort zwar nur noch wenig Lockergestein ansteht, jedoch der Fels äusserst stark zerklüftet und zerrüttet ist und somit eine schlechte Qualität aufweist. Die Errichtung einer klassischen Portalzentrale in offener Bauweise wäre daher nur unter Inkaufnahme hoher Baugrundrisiken im Bau- und im Endzustand möglich gewesen. Dies veranlasste die Projektbeteiligten, eine alternative Lösung mit einer bergmännischen Zentrale inklusive Lüftungsschacht zu erarbeiten. Durch weitere Sondierkampagnen konnte der gesunde Fels erbohrt und die Zentrale mit dem Lüftungsschacht rund 200 m vom Portal entfernt platziert werden.

30 cm were measured. In order to avoid these slope movements in the loose rocks and thereby significantly endanger the existing tunnel, it was decided to deviate from the axis of the existing tunnel with the safety gallery. The portal in Tiefenwinkel was moved along the Kerenzert road to the north-west until there was mainly rocky ground. In-depth geological studies showed that there is only a small amount of loose rock there, but the rock is extremely jagged and shattered, and therefore of poor quality. The construction of a conventional portal centre with an open construction method would therefore have only been possible at the cost of high building ground risks in the construction and final state. This led the project members to develop an alternative solution with a centre including a ventilation shaft underground. Through further exploration drilling runs, the stable rock was explored and detected and the centre with the ventilation shaft was placed about 200 m away from the portal.

### 3.4 Construction Process and Logistics

With an excavation diameter of 7.10 m and a cross-section area of almost 40 m<sup>2</sup>, there is actually plenty of space for a safety gallery. However, it should be noted that in addition

### 3.4 Bauablauf und Logistik

Mit einem Ausbruchdurchmesser von 7,10 m und einer Querschnittsfläche von fast 40 m<sup>2</sup> liegen für einen Sicherheitsstollen eigentlich feudale Platzverhältnisse vor. Doch gilt es zu beachten, dass neben der Lüftung und der Versorgungslogistik des über 5 km langen Sicherheitsstollens auch der Vortrieb der Querverbindungen und der Abluftstollen aus diesem Stollenquerschnitt heraus erfolgen muss. Insbesondere beim Vortrieb der 52 Abluftstollen mit 4 m<sup>2</sup> Querschnittsfläche im oberen Profilbereich des Sicherheitsstollens liegen sehr beengte Platzverhältnisse vor, was den Einsatz eines speziellen Maschineninventars erfordert. Zudem wird durch das Versetzen der vorgefertigten Elemente der Querschnitt unterteilt und damit die ursprünglich grosszügigen Platzverhältnisse massgeblich eingeschränkt respektive zwei neue, kleinere Teilbereiche geschaffen. Die gesamte Logistik für den TBM-Vortrieb, die Vortriebe der Querverbindungen und Abluftstollen, die Zugänglichkeit und Versorgung der einzelnen Arbeitsstellen sowie die baubetrieblichen Abläufe beim Innenausbau stellten bereits die Planer vor grosse Herausforderungen. Da eine solche Aufgabe auch für die Unternehmer nicht alltäglich ist, hat die Bauherrschaft bei den Baumeister-submissionen des Sicherheitsstollens entschieden, keinen Termin für das Bauende vorzugeben und diesen bei der Evaluation der Offerten auch nicht zu bewerten. Dem Unternehmer wurde dadurch die Möglichkeit gegeben, sein Angebot in erster Linie technisch und baubetrieblich zu optimieren, ohne auf einen vorgegebenen Endtermin achten zu müssen. Da bei den Unternehmern die Wirtschaftlichkeit grundsätzlich eine hohe Priorität hat (Stichwort «Zeit ist Geld»), kann davon ausgegangen werden, dass trotz dieses Freiheitsgrades terminlich attraktive Lösungen angeboten werden.

### 3.5 Materialbewirtschaftung

Durch den Bau des Sicherheitsstollens fallen rund 260 000 m<sup>3</sup> (fest) Ausbruchmaterial an. Das Konzept der Materialbewirtschaftung sieht für diese Kubaturen einen direkten Abtransport und eine Verwertung des Ausbruchmaterials ausserhalb des Projekts vor. Lediglich für die Auffüllung links und rechts des Werkleitungskanals kann Ausbruchmaterial wiederverwendet werden. Dieses Vorgehen ist den beschränkten Platzverhältnissen auf dem Hauptinstallationsplatz in Gäsi geschuldet, welcher aufgrund von Einsparungen nicht grösser ausgebildet werden konnte. Im

to the ventilation and supply logistics of the over 5 km long safety gallery, the excavation of the cross passages and the exhaust tunnels must also take place within this tunnel cross section. In particular, when excavating the 52 exhaust tunnels with a 4 m<sup>2</sup> cross-section in the upper profile area of the safety gallery, the space available is very cramped, thus requiring the use of special machinery. In addition, the cross section is divided by the installation of the pre-fabricated elements and thus the originally generous space becomes significantly restricted and turned into two new, smaller sections. All logistics for TBM excavation, the tunnelling of the cross passages and exhaust tunnels, the accessibility and supply of the individual workstations as well as the construction processes for interior work presented the planners with major challenges. Since such a task is not ordinary even for the contractors, the client decided not to specify a date for the end of construction in the builder submissions for the safety gallery, and not to estimate this during the bid evaluations. The contractors were thus given the opportunity to optimise their offers primarily in terms of technical and construction aspects, without having to consider a predetermined deadline. Since economic efficiency is always a high priority among contractor (key phrase: "time is money"), it can be assumed that, despite this degree of freedom, solutions will be offered with attractive schedules.

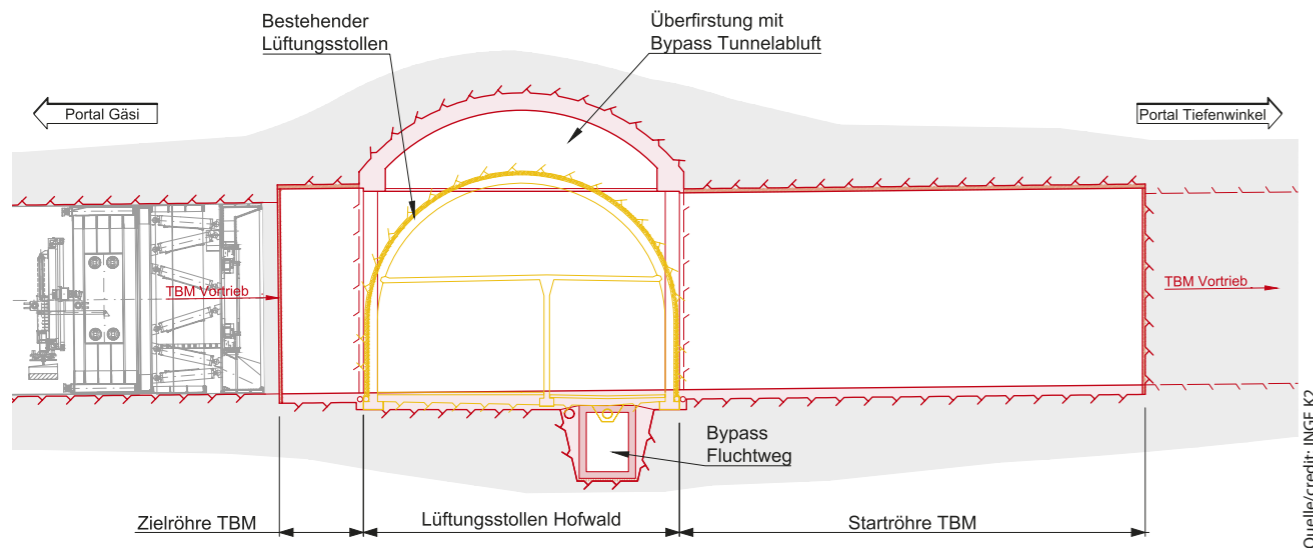
### 3.5 Materials Handling

Around 260,000 m<sup>3</sup> (solid) of excavated material is accumulated through the construction of the safety gallery. The concept of materials handling for these volumes involves



Quelle/Credit: INGE K2

13 Situation Kreuzungsbereich Hofwald  
Hofwald crossroads area situation



14 TBM-Durchfahrt im Kreuzungsbereich Hofwald  
TBM passage in the Hofwald crossroads area

Rahmen der Planaufgabe wurden mögliche Deponien für die verschiedenen Materialtypen untersucht. Dabei stellte man fest, dass je nach Materialtyp und Wahl des Transportsystems «Strasse» oder «Schiene» verschiedene Deponien für die Materialbewirtschaftung in Betracht gezogen werden können. Angesichts der Möglichkeiten, welche durch einen Bahnabtransport über den in unmittelbarer Nähe liegenden Bahnhof Weesen bestehen, wurde seitens der Bauherrschaft keine bestimmte Deponie favorisiert. Dementsprechend hat der Unternehmer freie Hand hinsichtlich der Wahl des Abtransportes sowie der Wahl der Deponie.

Geologische Erkundungen haben ergeben, dass auf den ersten 1,4 km ab Portal Gäsi geogen arsenbelastete Gesteinsformationen anzutreffen sind. Das geogen belastete Ausbruchmaterial gilt gemäss «Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen» (VVEA Art. 19. Abs. 1) als unverschmutzt, sofern das Material auf eine Deponie gebracht wird oder als Schüttmaterial verwendet wird. Sobald jedoch eine Weiterverarbeitung des mit Arsen belasteten Materials erfolgt, wie zum Beispiel die Aufbereitung zu Betonzuschlagstoffen, gelten die Rückstände als anthropogen belastet und müssen bezüglich der verschiedenen Belastungen untersucht und entsprechend entsorgt werden. Wird das Ausbruchmaterial lediglich für den Transport oder Einbau in eine Wiederauffüllung konfektioniert, behält das Ausbruchmaterial hinsichtlich der Arsenbelastung den Status «unverschmutzt». Es ist jedoch zu beachten, dass für eine Verwertung des arsenbelasteten Ausbruchmaterials – trotz des Status «unverschmutzt» – beim jeweils zuständigen Standortkanton eine Bewilligung eingeholt werden muss. Dies stellt sich angesichts der noch ausstehenden Vollzugshilfe der VVEA als herausfordernd dar. Mit einer vom Bauherrn in Auftrag gegebenen Risikoabschätzung hinsichtlich der Verwertung und Deponierung von geogen mit Arsen belastetem Ausbruchmaterial wurde grundsätzlich abgeklärt, inwieweit

direct removal and utilisation of the excavated material outside the project. The excavated material can only be re-used to backfill the left and right sides of the service channel. This approach is due to the limited space on the main installation area in Gäsi, which could not be developed due to objections. As part of the planning process, potential landfills were examined for the various types of material. It was found that, depending on the type of material and the choice of transport system (“road” or “rail”), different landfills could be considered for the materials handling. In view of the possibilities offered by the removal of material via trains from Weesen station in the immediate vicinity, no specific landfill was favoured by the client. The contractor thus has free rein with regard to the choice of removal and landfill.

Geological surveys have revealed that in the first 1.4 km from the Gäsi portal, rock formations can be found with geogenic arsenic levels. The geogenically loaded excavated material is considered uncontaminated in accordance with the “Ordinance on the prevention and disposal of waste” (VVEA Art. 19. Section 1) if the material is brought to a landfill or used as backfill. However, as soon as the material contaminated with arsenic is processed further, such as for the preparation of concrete aggregates, the residues are considered anthropogenic and must be examined with regard to the various contaminations and disposed of accordingly. If the excavated material is only collected for transport or refilling, the excavated material will keep its “uncontaminated” status with regard to the arsenic load. It should be noted, however, that for the usage of the arsenic-containing excavation material, authorisation must be obtained from the relevant site canton despite the “uncontaminated” status. This is challenging in view of the pending VVEA guidelines. Through a risk assessment commissioned by the client with regard to the utilisation and landfilling of geogenically arsenic-containing

Gefahren bestehen und mit welchen Massnahmen diese Gefahren auf ein annehmbares Mass reduziert werden können.

#### 4 Projektstand und Ausblick

Die Angebote der Lose 1 und 2 (Hauptvortrieb Gäsi und Gegen vortrieb Tiefenwinkel) sind eingegangen, und die Evaluation ist in Arbeit. Aus heutiger Sicht wird von einem Baustart des Sicherheitsstollens Anfang 2020 ausgegangen. Neben der anspruchsvollen Realisierung des Sicherheitsstollens stehen für den Planer aktuell die nächsten Arbeitsschritte für die Tunnelinstandsetzung an. Auch hier gibt es neben der Ausführung in einschichtiger Nacharbeit und dem Vorhandensein asbesthaltiger Faserzementrohre in den Banketten noch einige weitere Herausforderungen zu meistern. Über den Endtermin kann aufgrund der laufenden Evaluation noch keine abschliessende Angabe gemacht werden. Die Bauherrschaft geht heute davon aus, dass das Gesamtprojekt (Sicherheitsstollen und Tunnelinstandsetzung) ungefähr sechseinhalb Jahre nach Baustart abgeschlossen sein wird.

excavated material, it was fully clarified to what extent risks exist and with which measures these risks could be reduced to an acceptable level.

#### 4 Project Status and Outlook

The offers for Lots 1 and 2 (main drive in Gäsi and counter drive in Tiefenwinkel), have arrived and the evaluation is in progress. The current expectation is that construction of the safety gallery will begin in early 2020. In addition to the ambitious development of the safety gallery, the planner is currently working on the next steps in the tunnel repair process. There are still further challenges to overcome here too, in addition to the one-shift night work and the presence of asbestos-containing fibre cement pipes in the walkways. Due to the ongoing evaluation, no conclusive statement can be made about the final date. The client currently assumes that the entire project (safety gallery and tunnel repair) will be completed approximately six and a half years after the start of construction.

#### PROJEKTDATEN

<b>Region</b>	
Nordostschweiz, Kanton Glarus	
<b>Bauherr, Projekt- und Oberbauleitung</b>	
Bundesamt für Strassen ASTRA, Filiale Winterthur	
<b>Planung und Bauleitung</b>	
Ingenieurgesellschaft K2, bestehend aus Locher Ingenieure AG Lombardi AG Beratende Ingenieure	
<b>Kenndaten</b>	
Bauzeit:	ca. 6 1/2 Jahre
Inbetriebnahme:	2026
Baukosten:	437 Mio. (185 Mio. SiSto)
Länge SiSto:	5504 m
Ausbruchquerschnitt:	39,6 m <sup>2</sup>
<b>Besondere Merkmale</b>	
Das Normalprofil des Sicherheitsstollens ist durch eine kombinierte Nutzung als Fluchtweg resp. Werkleitungskanal sowie als Abluftkanal charakterisiert. Der Querschnitt ist in zwei getrennte Bereiche unterteilt. Der untere Teilquerschnitt ist gleichzeitig Fluchtweg im Ereignisfall sowie Werkleitungskanal für den Haupttunnel und durch die Querverbindungen zum Fahrraum angeschlossen. Der obere Bereich des Sicherheitsstollens dient als Abluftkanal und ist mit dem Kalottenbereich des Haupttunnels verbunden.	

#### PROJECT DATA

<b>Region</b>	
North-Eastern Switzerland, Canton of Glarus	
<b>Client, project management and general site management</b>	
Federal Roads Office (FEDRO), Winterthur branch	
<b>Planning and site management</b>	
K2 engineering syndicate, consisting of Locher Ingenieure AG Lombardi AG Consultant Engineers	
<b>Key data</b>	
Construction period:	approx. 6 1/2 years
Commissioning:	2026
Construction costs:	437 million (185 million safety gallery)
Safety gallery length:	5,504 m
Excavation cross-section:	39.6 m <sup>2</sup>
<b>Special features</b>	
The standard cross section of the safety gallery is characterised by combined usage as an escape route and service channel as well as an exhaust duct. The cross-passage is divided into two separate areas. The bottom partial cross section is simultaneously an emergency escape route as well as a service channel for the main tunnel, and is connected to the driving area through cross passages. The top section of the safety gallery serves as an exhaust duct and is connected to the heading area of the main tunnel.	

Martin Wittke, Dr.-Ing., WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Weinheim/DE  
 Günter Osthoff, Dipl.-Ing., DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH, Stuttgart/DE  
 Patricia Wittke-Gattermann, Dr.-Ing., WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Weinheim/DE

## Fildertunnel und Tunnel nach Ober-/Untertürkheim

### Massnahmen für erfolgreiches Bauen im Anhydrit

Für das Projekt Stuttgart 21 werden ungefähr 17 km Tunnel in Spritzbetonbauweise und mit einer TVM im anhydritführenden, unausgelaugten Gipskeuper gebaut. Die Bemessung der Innenschalen und die Prognose der Hebungen erfolgen auf der Basis eines kalibrierten numerischen Berechnungsverfahrens. Im Beitrag werden dieses Verfahren und die Massnahmen vorgestellt, die für den Bau dieser Tunnelstrecken umgesetzt wurden.

## Filder Tunnel and Tunnels to Obertürkheim/Untertürkheim

### Measures for Successful Construction in Anhydrite

For the Stuttgart 21 project around 17 km of tunnels are being constructed in unleached Gipskeuper containing anhydrite using the shotcrete construction method and TBM. The dimensioning of the inner linings and the prediction of the heave are carried out based on a calibrated numerical calculation method. This paper introduces this method and the measures implemented for the construction of these tunnel sections.

#### 1 Veranlassung

Für das Projekt Stuttgart 21 werden im Stadtgebiet von Stuttgart ungefähr 17 km eingleisige Eisenbahntunnel im anhydritführenden, unausgelaugten Gipskeuper gebaut (Bild 1). Die Tunnel vom neuen Hauptbahnhof nach Feuerbach, Bad Cannstatt und nach Ober-/Untertürkheim werden in Spritzbetonbauweise errichtet. Die Vortriebsarbeiten in den anhydritführenden Bereichen sind in all diesen Tunneln erfolgreich abgeschlossen. Derzeit erfolgt der Einbau der Innenschalen. Der Fildertunnel wird sowohl konventionell in Spritzbetonbauweise als auch mit einer Tunnelvortriebsmaschine (TVM) mit einschaligem Tübbingausbau aufgeföhren. Auch hier sind die konventionellen Vortriebe im Anhydrit beendet und mit dem Einbau der Innenschalen wurde begonnen. Derzeit erfolgt die vierte Schildfahrt, die im Verlauf des Jahres 2019 abgeschlossen werden wird (Bild 2) [1, 2, 3].

Die Planung und die Ausführung der Tunnelbauten im Anhydrit erfolgen auf der Grundlage langjähriger Forschungs- und Entwicklungsarbeit, die im Hause WBI durchgeführt wurde und in einschlägigen Veröffentlichungen publiziert

#### 1 Objective

For the Stuttgart 21 project around 17 km of single-track railway tunnels will be constructed within the city area of Stuttgart in unleached Gipskeuper containing anhydrite (Fig. 1). The tunnels from the new main railway station toward Feuerbach, Bad Cannstatt and toward Obertürkheim/Untertürkheim will be built by the use of the shotcrete construction method. The excavation work in the anhydrite-bearing sections has been successfully completed in all these tunnels. The inner linings are currently being installed. The Filder Tunnel is built using both the conventional shotcrete construction method as well as a tunnel boring machine (TBM) with a single-shell segmental lining. The conventional drives in the anhydrite are completed here too, and the installation of the inner lining has begun. The fourth shielded TBM drive is currently being carried out and will be completed over the course of 2019 (Fig. 2) [1, 2, 3].

The tunnelling in anhydrite is planned and executed on the basis of years of research and development work carried out at WBI and published in relevant publications (e.g. [4, 5, 6,

### Le Fildertunnel et le tunnel vers Ober-/Untertürkheim

#### Mesures pour réussir une construction dans l'anhydrite

Dans le cadre du projet Stuttgart 21, quelque 17 km de tunnel doivent être construits dans du Keuper gypseux non épuisé anhydritifère. Les travaux d'excavation des sections avec mise en œuvre de béton projeté ont donné des résultats satisfaisants. La dernière section du Fildertunnel en cours de creusement dans l'anhydrite est réalisée avec un tunnelier. L'estimation de la paroi interne du tunnel et les prévisions d'élévation sont effectuées sur la base d'une procédure de calcul numérique et calibrée. Tout cela figure également dans le rapport, de même que les mesures employées dans un milieu anhydrite (ex. injections d'acrylate, choix de coupe transversale, armature).

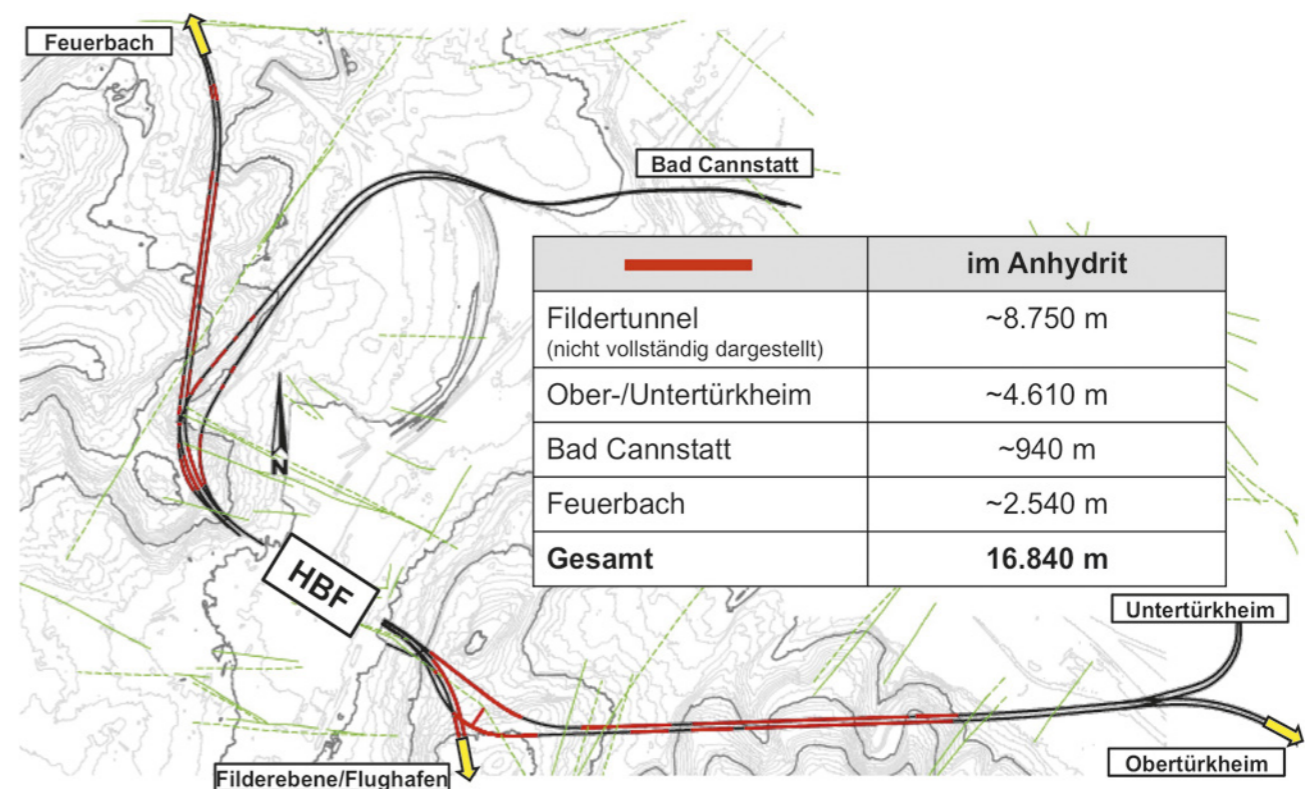
### Fildertunnel e galleria verso Obertürkheim/Untertürkheim

#### Misure per costruire con successo nell'anidrite

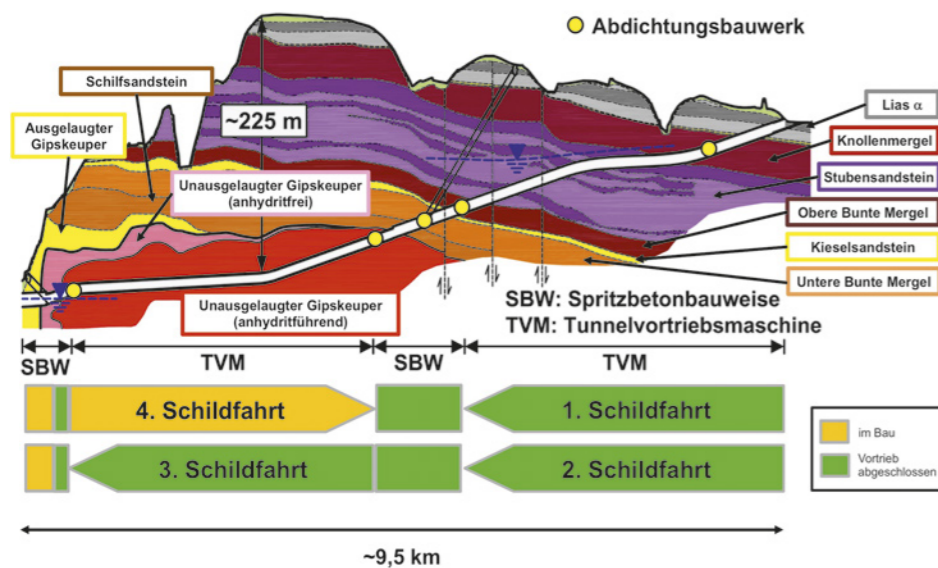
Per il progetto Stoccarda 21 saranno costruiti circa 17 km di gallerie nelle formazioni di tipo Gipskeuper ricche di anidrite e non sfruttate. I lavori di avanzamento per le tratte realizzate con la tecnica del calcestruzzo proiettato sono stati conclusi con successo. Attualmente, l'ultima sezione del Fildertunnel nell'anidrite è in fase di scavo con una fresa meccanica a piena sezione. Il dimensionamento del guscio interno della galleria e la previsione di scavo avvengono sulla base di un procedimento di calcolo numerico calibrato. Questo sarà illustrato nel contributo, unitamente alle misure per la costruzione della galleria nell'anidrite (ad esempio iniezioni di gel di acrilato, scelta della sezione trasversale, guida con armatura).

wurde (z.B. [4, 5, 6, 7, 8, 9]). Im vorliegenden Beitrag sollen auf der Grundlage einer Beschreibung des Baugrunds und des zugehörigen felsmechanischen Modells die Entwurfskonzepte sowie die statischen Berechnungen für die Innenschale vorgestellt und über Erfahrungen beim Bau berichtet werden. Dabei wird der Schwerpunkt auf den Fildertunnel und die Tunnel nach Ober- und Untertürkheim gelegt.

7, 8, 9]). Based on the forecast of the ground conditions to be tunnelled through and the associated rock mechanical model, this paper will introduce the design concepts and the numerical analyses for the design of the inner lining and report on experiences during construction. The main focus here will be on the Filder Tunnel and the tunnels toward Obertürkheim and Untertürkheim.



1 Stuttgart 21 – Tunnelabschnitte im anhydritführenden, unausgelaugten Gipskeuper  
 Stuttgart 21 – tunnel sections in anhydrite-bearing unleached Gipskeuper



2 Fildertunnel, geologischer Längsschnitt und Stand der Vortriebsarbeiten, Februar 2019  
Filder tunnel, geological longitudinal section and state of the excavation work, February 2019

## 2 Bauwerk und Baugrund

Die zwei Röhren des 9,5 km langen Fildertunnels werden den neuen Stuttgarter Hauptbahnhof mit der Filderebene südlich von Stuttgart verbinden (Bilder 1 und 2). Es werden zwei eingleisige Röhren gebaut, die ca. alle 500 m durch Querschläge miteinander verbunden werden. Die ca. 5,5 km langen Tunnel nach Obertürkheim stellen die Verbindung vom neuen Hauptbahnhof Stuttgart zur Bestandsstrecke im Neckartal her. Unmittelbar unterhalb des westlichen Neckarufers zweigen von den Röhren nach Obertürkheim die Tunnel nach Untertürkheim ab. Hier wird ein neuer Abstellbahnhof entstehen (Bilder 1 und 3). Auch die eingleisigen Röhren der Tunnel nach Ober- und Untertürkheim werden ca. alle 500 m durch Querschläge miteinander verbunden.

Vom Flughafen Stuttgart bzw. von der Filderebene ausgehend durchfährt der Fildertunnel den zum Schwarzwald gehörenden Lias  $\alpha$ , den Knollenmergel, den Stubensandstein, die Oberen Bunten Mergel, die Kieselsandsteinformation, die Unteren Bunten Mergel, den teilweise anhydritführenden Schilfsandstein und die Schichten des Gipskeupers (Bild 2). Die Überdeckung beträgt in der Nähe des Hauptbahnhofs und auf der Filderebene nur wenige Meter. Im Bereich des Fernsehturms beträgt die Überdeckung ca. 225 m.

Die Tunnel nach Ober- und Untertürkheim verlaufen nahezu vollständig in den Schichten der Gipskeuperformation (Bild 3). Lediglich in der Nähe der Portale östlich des Neckars werden über kurze Strecken quartäre Deckschichten bzw. Auffüllungen aufgeföhren. Die Überdeckung der Tunnelröhren beträgt in den hier betrachteten Abschnitten im Einflussbereich von anhydritführendem Gestein ca. 50 bis 120 m.

new siding station will be erected here (Fig. 1 and 3). Also the single-track tunnels toward Obertürkheim and Untertürkheim are connected to each other via cross-passages approximately every 500 m.

Running from the Stuttgart airport and the Filder Plain, the Filder Tunnel will pass through the Black Jurassic Lias  $\alpha$ , the Trossingen Formation, the Löwenstein Formation, the Obere Bunte Mergel, the Hassberge Formation, the Unteren Bunten Mergel, the partially anhydrite-bearing Schilfsandstein Formation and the layers of the Gipskeuper (Fig. 2). Close to the main railway station and in the Filder Plain, the tunnel crown is just a few metres under the surface of the overlying ground. In the television tower area, the overburden is approx. 225 m.

The tunnels toward Obertürkheim and Untertürkheim run almost entirely through the layers of the Gipskeuper formation (Fig. 3). Quaternary top layers and backfills are only excavated for short sections close to the portals east of the Neckar. The overburden of the tunnels in the sections considered here in the sphere of anhydrite-bearing rock is approx. 50 to 120 m.

## 3 Rock Mechanical Model

Detailed information about the properties of the different layers can be found in [10, 11, 12, 13], for example. Only the properties of the unleached Gypsum Keuper (Gipskeuper) containing anhydrite significant to this paper will be described subsequently.

The Gipskeuper is a sulphate-bearing silt and claystone. It appears in the Stuttgart ground to be tunnelled through, in three different forms [14]. The initial state involves claystones

## 2 Structures and Ground Conditions

The two tunnels of the 9.5 km long Filder Tunnel will connect the new Stuttgart main railway station to the Filder Plain south of Stuttgart (Fig. 1 and 2). Two single-track tunnels are constructed and connected to each other approximately every 500 m via cross-passages. The approx. 5.5 km long tunnels toward Obertürkheim create the connection between the new Stuttgart main railway station and the existing line in the Neckar Valley. The tunnels toward Untertürkheim branch off from the tunnels toward Obertürkheim directly below the Neckar western bank. A

Quelle/credit: WBI GmbH

## 3 Felsmechanisches Modell

Ausführliche Informationen über die Eigenschaften der verschiedenen Schichtglieder sind beispielsweise in [10, 11, 12, 13] enthalten. Nachstehend werden nur die Eigenschaften des für den vorliegenden Beitrag wesentlichen anhydritführenden, unausgelaugten Gipskeupers beschrieben.

Der Gipskeuper ist ein sulfatführendes Tongestein. Er tritt im Stuttgarter Baugrund in drei Erscheinungsformen auf [14]. Im Ausgangszustand handelt es sich um Tonsteine, in die Anhydrit ( $\text{CaSO}_4$ ) in Lagen, fein verteilt oder in Knollen eingelagert ist (Bild 4). Der Fels ist im Stuttgarter Raum meist horizontal geschichtet und vertikal geklüftet. Lediglich in der Nähe von Störzonen oder als Folge von Auslaugungs- oder Quellerscheinungen sind auch geneigte Schichtflächen zu erwarten.

In geologischen Zeiträumen wird der Anhydrit bei Wasserzutritten zunächst gelöst und kristallisiert dann an Ort und Stelle wieder als Gips aus, es entsteht der nahezu anhydritfreie unausgelaugte Gipskeuper. Dieser Vorgang wird in der Literatur häufig als Umwandlung von Anhydrit in Gips bezeichnet. Bei direktem Kontakt des Gesteins mit strömendem Grundwasser wird das Sulfat gelöst und abtransportiert. Dadurch entsteht mit dem ausgelaugten Gipskeuper ein sogenanntes Residualgestein, das Eigenschaften eines Lockergesteins aufweist [14].

Die Vortriebsarbeiten für die Tunnel des Projekts Stuttgart 21 – bei denen insgesamt mehr als 28.500 Proben im Hinblick auf ihren Sulfatgehalt untersucht wurden – haben gezeigt, dass der Übergang zwischen den Bereichen, in denen der Fels nahezu anhydritfrei ist, und den Bereichen, in denen das im Gebirge vorhandene Sulfat zu 100% aus Anhydrit besteht, meist fließend ist. Eine grosse Bedeutung hierfür haben neben den Leithorizonten im Gipskeuper (Bochinger Horizont, Bleiglanzbank und Engelhofer Platte) auch Störungen, über die Wasser in geologischen Zeiträumen leichter Zugang zum Anhydrit erhält. Weiterhin ist zu beachten, dass der Gipskeuper parallel zu den Schichtfugen meist eine deutlich höhere Durchlässigkeit besitzt als senkrecht dazu (anisotrope Durchlässigkeit).

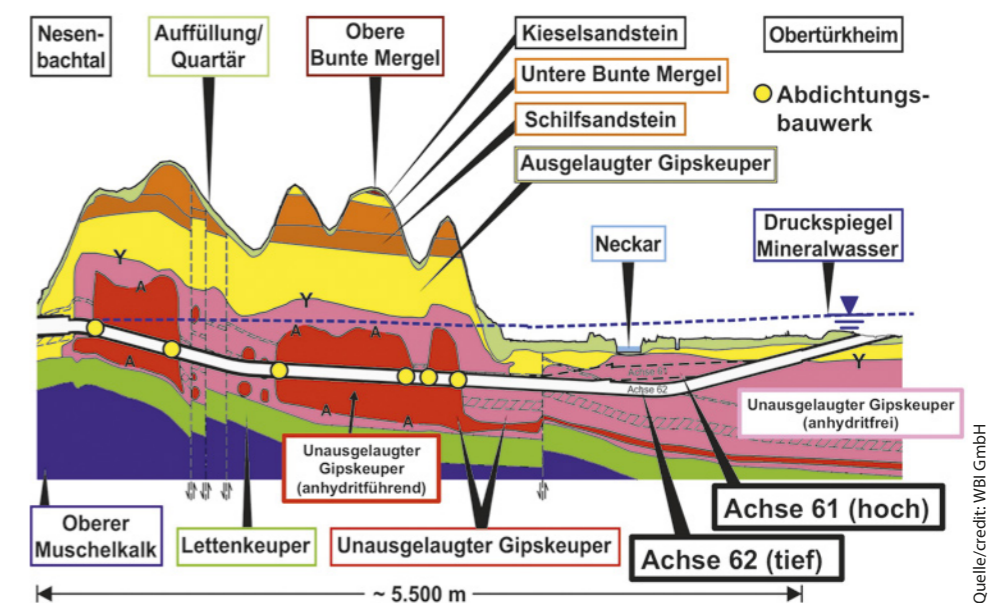
Die «Umwandlung» von Anhydrit in Gips ist mit einer Vergrößerung des Feststoffvolumens von ca. 61% verbunden. Wird diese behindert, bilden sich Quelldrücke aus, die im

containing anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ ) in layers, finely distributed or in nodules (Fig. 4). The rock in the Stuttgart area is usually horizontally bedded and vertically jointed. Inclined bedding planes only occur close to fault zones or as a result of leaching or swelling phenomena.

In geological periods, anhydrite was first dissolved by water ingresses and then crystallised as gypsum, creating the nearly anhydrite-free unleached Gipskeuper. This process is often referred to in literature as the transformation of anhydrite to gypsum. The sulphate is dissolved and carried away when the rock comes into direct contact with flowing groundwater. The so-called leached Gipskeuper, a residual rock, results, which has properties comparable to those of a soil [14].

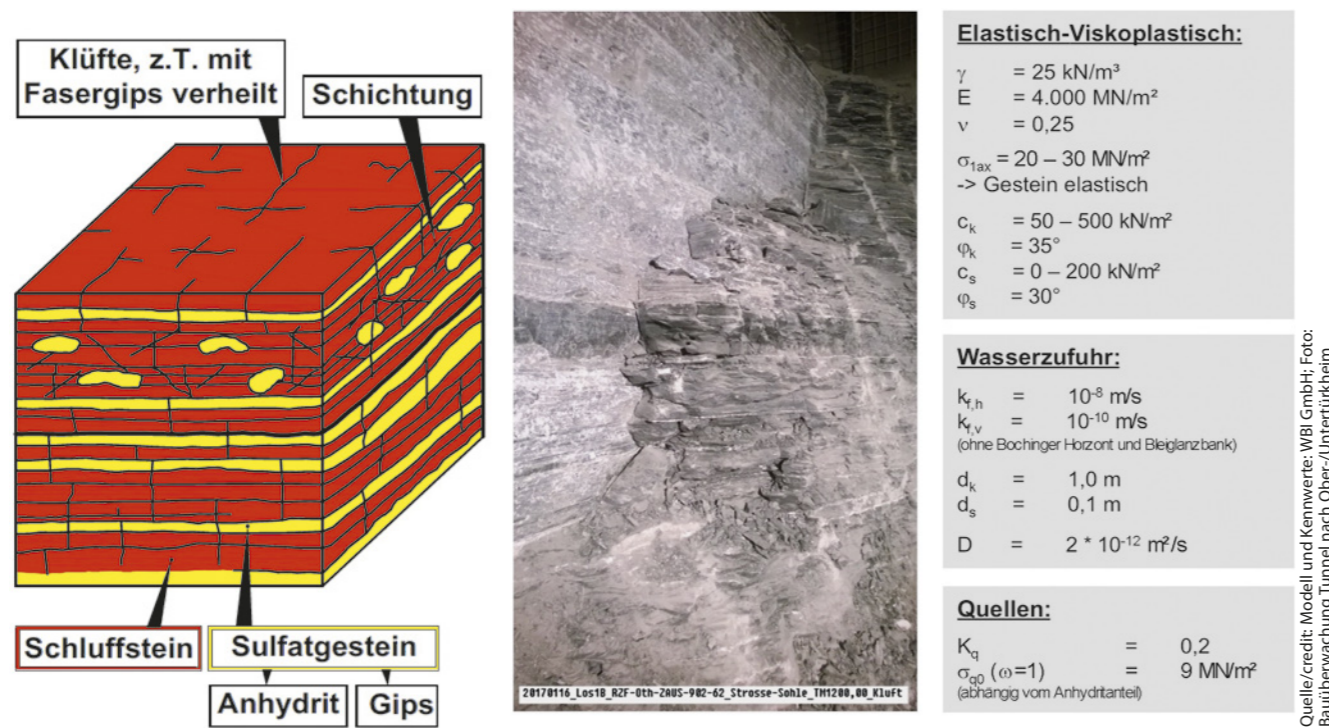
The excavation work for the tunnels of the Stuttgart 21 project – for which a total of over 28,500 samples were analysed for their sulphate content – has shown that the transition between the areas where the rock is practically free of anhydrite and the areas where the sulphate present in the rock consists of 100% anhydrite, is fluent. In addition to the lithostratigraphic marker horizons in the Gipskeuper (Bochinger horizon, galena layer and Engelhofer plate), faults over which water had easy access to the anhydrite in geological periods are highly significant for this. Furthermore, it should be noted that the Gipskeuper usually has a significantly higher permeability parallel to the bedding planes than perpendicular to these (anisotropic permeability).

The “transformation” from anhydrite into gypsum is associated with an increase in the solid volume of about 61%. If this is hindered, swelling pressures develop which can reach 9–10 MN/m<sup>2</sup> on the laboratory scale for samples from the middle gypsum horizon for fully hindered strains (Fig. 5 [6, 7, 8]).



3 Tunnel nach Ober-/Untertürkheim, geologischer Längsschnitt  
Tunnel to Obertürkheim/Untertürkheim, geological longitudinal section

Quelle/credit: WBI GmbH



4 Unausgelaugter Gipskeuper, Gefügemodell und Kennwerte  
Unleached Gipskeuper, structural model and parameters

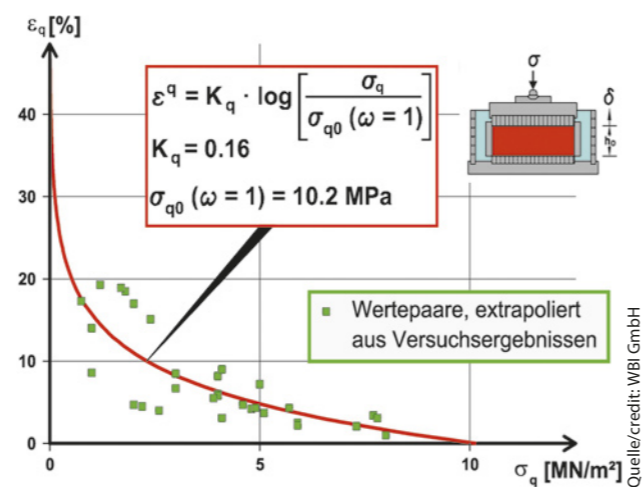
Labormassstab für Proben aus dem Mittleren Gipshorizont bei vollständiger Behinderung Grössen von 9 bis 10 MN/m<sup>2</sup> erreichen können (Bild 5 [6, 7, 8]). Die wirksamen Quelldrücke nehmen nachweislich mit zunehmender Verformung ab, sodass das in [15] auf der Grundlage von [16] vorgestellte Quelldruckgesetz grundsätzlich als richtig angesehen werden kann. Diese Aussage wird auch durch die Ergebnisse von Grossquellversuchen im Untersuchungsstollen U1 des Freudensteintunnels bestätigt [8].

Die Interpretation der Ergebnisse der Messungen im Untersuchungsstollen U1 zeigt zudem, dass das Quelldruckgesetz auch für eine teilweise Umwandlung von Anhydrit in Gips gilt. Die maximal möglichen Quelldrücke sind danach von der für die Umwandlung von Anhydrit in Gips zur Verfügung stehenden Wassermenge abhängig. Weiterhin kann davon ausgegangen werden, dass der maximal mögliche Quelldruck vom Anhydritanteil im Sulfatanteil abhängt [5, 6, 7, 17].

Der aus Laborversuchen ermittelte maximal mögliche Quelldruck kann nicht unmittelbar als Belastungsansatz für eine Tunnelinnenschale herangezogen werden, da zum einen bereits geringe Verformungen ausreichen, um einen gewissen Abbau des Drucks zu ermöglichen. Zum anderen sind die über die betrachtete Lebensdauer eines Bauwerks in das quellfähige Gebirge zutretenden Wassermengen oftmals nicht ausreichend, um eine vollständige Umwandlung von Anhydrit in Gips in einem grösseren Gebirgsvolumen auszulösen. Für den Engelbergbasistunnel wird in [9] zwölf Jahre nach Inbetriebnahme ein maximaler Radialdruck auf

The effective swelling pressures are shown to decrease with increasing deformation, so that the swelling law introduced in [15] on the basis of [16] can be considered fundamentally correct. This is also confirmed by the results of large swelling tests in test tunnel U1 of the Freudenstein Tunnel [8].

The interpretation of measurement results from test tunnel U1 also shows that the swelling pressure principle also applies to a partial transformation from anhydrite into gypsum. The maximum possible swelling pressures then depend on the amount of water available for the transform-



5 Ergebnisse von Langzeitlaborquellversuchen an der TU Darmstadt und der TH Karlsruhe  
Results of long-term laboratory swelling tests at the Technical University of Darmstadt and Karlsruhe Institute of Technology

die Innenschale von 5,8 MN/m<sup>2</sup> ermittelt. Bei dem in tertiären, anhydritführenden Tonsteinen gebauten Lilla-Tunnel in Spanien sind nach [18] maximale Radialdrücke von ca. 7 MN/m<sup>2</sup> gemessen worden, wobei sich örtlich und entlang des Umfangs zum Teil deutliche Schwankungen ergeben. Dieses Ergebnis wird auch durch die Messungen und die Interpretation der Messergebnisse aus dem Untersuchungsstollen U1 im Freudensteintunnel bestätigt [4, 6, 7].

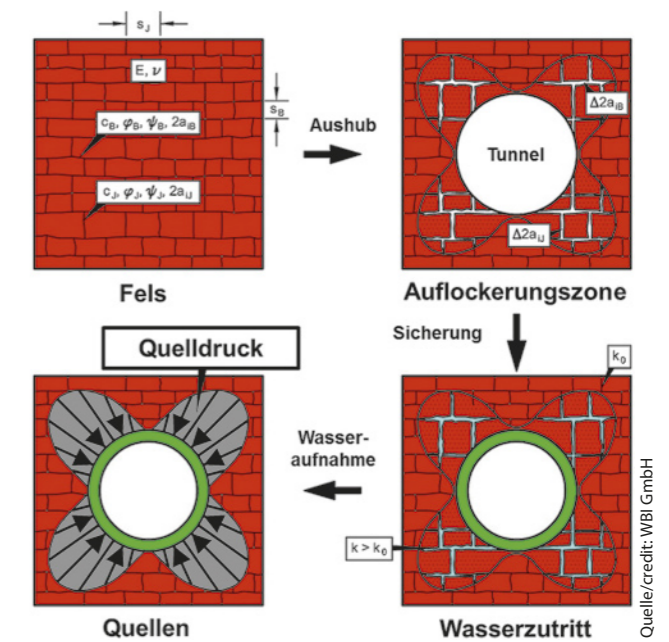
Für die Bemessung von Tunneln im quellfähigen Gebirge des Projekts Stuttgart 21, die mit dem in [5] vorgestellten Modell erfolgt, sind ausser dem Quellgesetz und den zugehörigen Quellparametern auch die elastisch-viskoplastischen Eigenschaften des Felses, die Durchlässigkeit und die Geschwindigkeit der Wasseraufnahme des Gesteins entscheidend. Die zugehörigen Parameter sind in Bild 4 zusammengestellt. Sie wurden in der Vergangenheit durch Labor- und Feldversuche sowie durch Rückrechnung ausgeführter Tunnelbauwerke bestimmt und an verschiedenen Stellen in der Literatur begründet [z. B. 7, 17].

#### 4 Bemessung der Innenschalen für die Tunnel des Projekts Stuttgart 21

Infolge des Vortriebs kommt es zu einer Umlagerung der Spannungen im Gebirge in der Umgebung des Tunnels. Dadurch bildet sich eine Auflockerungszone, in der die Öffnungsweiten der Trennflächen im Vergleich zum Ausgangszustand vergrössert sind. Diese Auflockerungszone besitzt daher im Vergleich zum umgebenden Gebirge eine erhöhte Durchlässigkeit (Bild 6 [5, 7]). Durch diese Zone kann, sofern sie eine Verbindung zu wasserführendem Gebirge besitzt, Wasser über die Trennflächen in das ursprünglich trockene Gebirge gelangen. Das so zur Verfügung stehende Wasser wird vom Gestein aufgenommen, und es kommt zu Quellerscheinungen, wie sie in Bild 6 unten links schematisch dargestellt sind.

Für die Beschreibung dieser Vorgänge wurden das Spannungs-Dehnungs-Verhalten, die instationäre Sickerströmung in den Trennflächen, die Wasseraufnahme des Gesteins und das Quellen in einem felsmechanischen Modell beschrieben und in einem darauf aufbauenden Berechnungsverfahren implementiert [5]. Das Berechnungsmodell wurde anhand von ausgeführten Tunnelbauten validiert und kalibriert, z. B. in [6], und wird nunmehr für die Bemessung der Innenschalen der Tunnel des Projekts Stuttgart 21, die im anhydritführenden Gebirge liegen, verwendet. Beispielhaft werden nachstehend die Ergebnisse für einen Abschnitt des Tunnels nach Ober- und Untertürkheim erläutert.

Im betrachteten Abschnitt hat der Tunnel eine Überlagerung von ca. 85 m (Bild 7, links). Die beim Bau durchgeführten Kartierungen und Laborversuche zur Bestimmung des Anhydritanteils im Sulfatanteil zeigen, dass Anhydrit in der unteren Querschnittshälfte ansteht (Bild 8). Der festgestellte Anhydritanteil beträgt nahezu 100% des Sulfatgehalts, sodass



6 Vorgänge beim Tunnelbau im quellfähigen Gebirge, Prinzip  
Phenomena related to tunnel construction in swelling rock, principle

ation from anhydrite to gypsum. In addition, it can be assumed that the maximum possible swelling pressure depends on the anhydrite content in the sulphate content [5, 6, 7, 17].

The maximum possible swelling pressure determined from laboratory tests cannot be used directly as a load estimate for a tunnel inner lining, since even small deformations are enough to allow a certain reduction of the pressure. Furthermore, the water volume seeping into the swelling rock over the lifespan of a structure is often not sufficient to trigger a full transformation from anhydrite to gypsum in a larger rock volume. For the Engelbergbase Tunnel in Germany, a maximum radial pressure on the inner lining of 5.8 MN/m<sup>2</sup> was determined in [9] for a point in time 12 years after commissioning. According to [18], in the Lilla Tunnels built in tertiary, anhydrite-bearing claystones in Spain, maximum radial pressures of approx. 7 MN/m<sup>2</sup> with some significant fluctuations locally and along the perimeter have been measured. This result is also confirmed by the measurements and the interpretation of the measurement results from test tunnel U1 in the Freudenstein Tunnel [4, 6, 7].

For the dimensioning of tunnels in the swelling rocks of the Stuttgart 21 project which is carried out with the model presented in [5], the elastic-viscoplastic properties, the permeability, and the speed of water absorption of the rock are significant in addition to swelling properties. The associated parameters are listed in Fig. 4. They were determined by laboratory and field tests as well as by means of back-analyses of executed tunnel structures and explained in various literature sources [e.g. 7, 17].

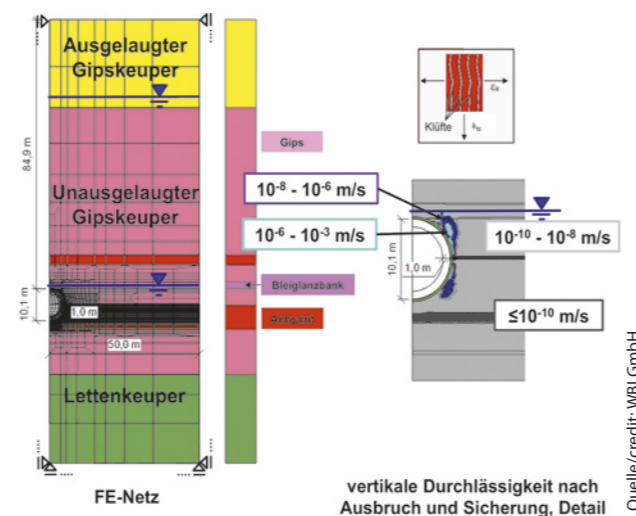
von einem maximal möglichen Quelldruck bei vollständiger Umwandlung und vollständiger Behinderung der Dehnungen von  $\sigma_{q0}$  ( $\omega = 1$ ) = 9 MN/m<sup>2</sup> ausgegangen werden muss.

Auf der Grundlage der Ergebnisse der Vorerkundungen für das Projekt kann davon ausgegangen werden, dass die wasserführende Auslaugungsfront deutlich oberhalb des Tunnels liegt. Allerdings befindet sich die örtlich ebenfalls wasserführende Bleiglanzbank nur wenige Meter oberhalb der Tunnelfirste. Die Berechnungen zeigen, dass die durch den Tunnelbau bedingte Auflockerungszone, in der die Durchlässigkeit des Gebirges in vertikaler Richtung von ursprünglich 10<sup>-10</sup> m/s auf Werte von bis zu 10<sup>-3</sup> m/s ansteigt, im vorgestellten Fall eine Verbindung zur wasserführenden Bleiglanzbank besitzt (Bild 7, rechts). Somit kann Wasser aus der Bleiglanzbank über die Lebensdauer des Tunnels, die mit 100 Jahren vorgesehen ist, in die anhydritführenden Schichten gelangen und hier Quellvorgänge auslösen.

Unter der Annahme, dass der Anhydritspiegel auf Höhe der Querschnittsmitte ansteht, ergibt sich aus den Berechnungen nach 100 Jahren Quellen eine maximale Radialbeanspruchung der Innenschale von 7,9 MN/m<sup>2</sup> (Bild 9, Mitte). Die radiale Beanspruchung nimmt mit zunehmendem Abstand zum Anhydritspiegel deutlich ab. In der Sohle und der Firste ergeben sich, im Wesentlichen als Reaktion auf die horizontale Quelldruckbeanspruchung, ebenfalls Radialdrücke. Geht man davon aus, dass der Anhydritspiegel ca. 1 m unterhalb der Querschnittsmitte ansteht, ergeben die Berechnungen bei sonst gleichen Annahmen nach 100 Jahren Quellen nur noch radiale Quelldrücke von max. 5,4 MN/m<sup>2</sup> (Bild 9, rechts). Auch für diesen Fall tritt die Beanspruchung im Wesentlichen in einem örtlich begrenzten Bereich unterhalb des Anhydritspiegels – und damit etwas tiefer als im zuvor beschriebenen Fall – auf.

Auf der linken Seite im Bild 9 sind die errechneten Radialdrücke nach 100 Jahren Quellen dargestellt, die sich ergeben, wenn man die für diesen Tunnelabschnitt vorgesehenen Acrylatgelinjektionen zur Abdichtung der Auflockerungszone berücksichtigt. Für diesen Fall ergibt sich auch für die Annahme des Anhydritspiegels auf Höhe der Querschnittsmitte nur noch ein maximaler Radialdruck von 5,9 MN/m<sup>2</sup> (Bild 9, links).

Eine Vielzahl von Parameterstudien für die Bemessung der Tunnel des Projekts Stuttgart 21 hat gezeigt, dass für die Beanspruchung bzw. die Bemessung der Innenschale infolge des Quelldrucks, insbesondere des maximal möglichen Quelldrucks ( $\sigma_{q0}$  ( $\omega = 1$ )), die Höhenlage des Anhydritspiegels, der Abstand zu wasserführenden Schichten und der Gradient der Sickerströmung zum anhydritführenden Gebirge von entscheidender Bedeutung sind. Um diese Eingangsgrößen möglichst gut abzusichern, wurden – wie oben erwähnt – zahlreiche Proben aus der Ortsbrust im Hinblick auf ihren Anhydritanteil untersucht. Ausserdem wurde der Baugrund aus dem Tunnel heraus durch nach oben und unten durch-



7 Tunnel nach Ober- und Untertürkheim, Berechnungsquerschnitt 1, FE-Netz (links) und errechnete Durchlässigkeit in vertikaler Richtung nach Ausbruch und Sicherung

Tunnel toward Obertürkheim and Untertürkheim, calculation cross-section 1, FE-mesh (left) and calculated permeability in vertical direction after excavation and support

#### 4 Dimensioning for the Inner Lining for the Tunnels of the Stuttgart 21 Project

As a consequence of tunnelling, the stresses in the rock in the area of the tunnel are redistributed. This leads to the formation of excavation loosened, disturbed rock zone where the opening widths of the discontinuities are larger in comparison to the initial state. The rock mass in this disturbed zone thus has an increased permeability compared to the surrounding rock (Fig. 6, [5, 7]). If the disturbed zone has a connection to water-bearing strata, water can penetrate through the discontinuities in this zone into the originally dry rock mass. The water then is absorbed by the rock, resulting in swelling as shown schematically in Fig. 6 on the lower left side.

For the description of these phenomena, the stress-strain behaviour, the transient seepage flow in discontinuities, the water absorption of the rock and the swelling were described in a rock mechanical model and implemented in Finite Element Program [5]. The calculation model was validated and calibrated on the basis of completed tunnels, e.g. in [6], and is now used for the dimensioning of the inner tunnel linings for the Stuttgart 21 project, located in anhydrite-bearing rock. The results for a section of the tunnels toward Obertürkheim and Untertürkheim are explained below as an example.

In the considered section, the tunnel has a cover of about 85 m (Fig. 7, left). The mappings and laboratory tests carried out during the construction to determine the anhydrite content in the sulphate content show that anhydrite is present in the lower half of the cross section (Fig. 8). The observed anhydrite content is nearly 100% of the sulphate content, so a maximum possible swelling pressure for complete transformation and full prevention of expansion of  $\sigma_{q0}$  ( $\omega = 1$ ) = 9 MN/m<sup>2</sup> must be assumed.

geführte Kernbohrungen erkundet. Die ca. 10 m langen Bohrungen wurden in den betreffenden Tunnelabschnitten mit Luftspülung in einem Abstand von ca. 20 m ausgeführt. Auf der Grundlage der Ergebnisse dieser Erkundungen und der baubegleitend durchgeführten Kartierungen wurden bzw. werden die Annahmen für die Berechnungen ermittelt, die der Bemessung der Innenschalen zugrunde liegen. Dabei wird jeweils von einer gewissen Schwankungsbreite ausgegangen. Die Bemessung der Innenschale erfolgt dann je nach Eintrittswahrscheinlichkeit für die Bemessungssituation BS-P oder BS-A. Die Zuordnung der Fälle zu der jeweiligen Bemessungssituation erfolgt auf der Grundlage einer gutachterlichen Einschätzung der Wahrscheinlichkeit des Eintretens der gewählten Randbedingungen bzw. der Wirksamkeit der getroffenen baulichen Massnahmen.

Für den im Rahmen dieses Beitrags behandelten Berechnungsquerschnitt wird im Regelfall, das heisst für die Bemessungssituation BS-P, der Fall A-INJ zugrunde gelegt (Bild 9). Im Sinne einer Risikobetrachtung wird jedoch auch eine Bemessung für den Fall A durchgeführt, in dem die Injektionen unberücksichtigt bleiben (Bild 9). Die Bemessung erfolgt für diesen Fall mit den reduzierten Sicherheiten der Bemessungssituation BS-A (Bild 10). Für die 1 m dicke Innenschale ist auf der Innenseite des Querschnitts auf Höhe des Anhydritspiegels eine mehrlagige Bewehrung erforderlich (Bild 10, rechts). Aufgrund der örtlich begrenzten Beanspruchung ist auch eine vergleichsweise hohe Schubbewehrung erforderlich.

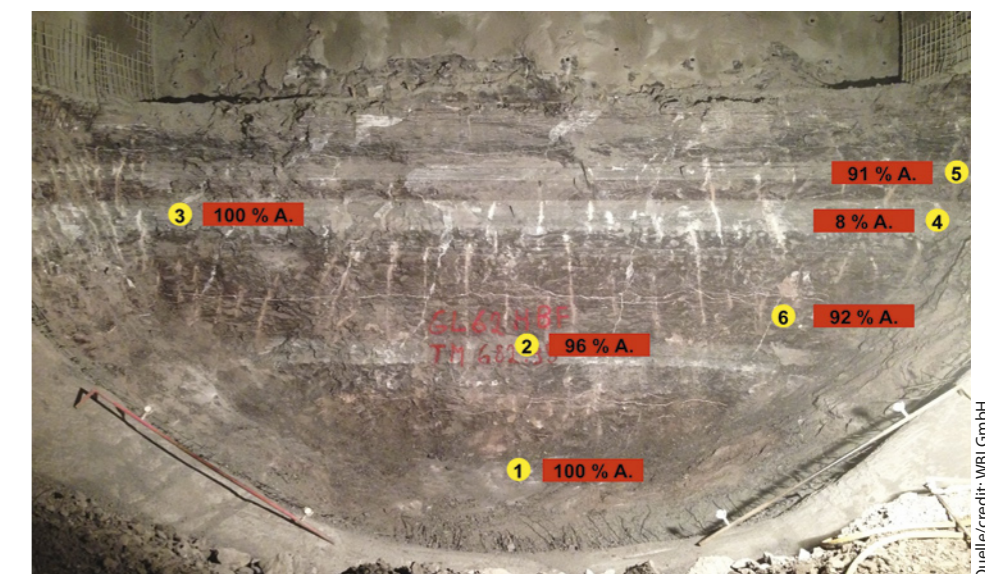
Die Berechnungen ermöglichen auch eine Prognose der zu erwartenden quellbedingten Verschiebungen.

Die oben beschriebene Vorgehensweise wurde im Wesentlichen für die in Spritzbetonbauweise aufgefahrene Tunnelabschnitte gewählt. Für die mit einer Tunnelvortriebsmaschine aufgefahrene Abschnitte (dritte und vierte Schildfahrt, Bild 2) konnte nach den Ergebnissen der Vorerkundungen aufgrund des Abstands zu den wasserführenden Schichten und dem Bau der Abdichtungsbauwerke davon ausgegangen werden, dass diese dauerhaft trocken sind und somit im Regelfall nicht mit einer Quelldruckbeanspruchung zu rechnen ist. Diese Erwartung wurde beim Bau durch regelmässige Einstiege in das Schneidrad bestätigt, bei denen auch Proben zur Sulfatgehaltsbestimmung genommen wurden.

On the basis of the results of the preliminary investigations for the project, it can be assumed that the water-bearing leaching front lies significantly above the tunnel. However, the locally water-bearing galena layer is located just a few metres above the tunnel crown. The calculations show that the loosened zone caused by the tunnel excavation, where the permeability of the rock in vertical direction increases from the original 10–10 m/s to values of up to 10–3 m/s, has a connection to the water-bearing galena layer in the case presented (Fig. 7, right). The water can thus seep from the galena layer into the anhydrite-bearing layers and trigger swelling processes here over the course of the tunnel's service life which is foreseen as 100 years.

Assuming that the anhydrite level is at the level of the middle of the cross section, the calculations show that after 100 years of swelling, a maximum radial pressure of 7.9 MN/m<sup>2</sup> acts on the inner lining (Fig. 9, centre). The radial loading decreases significantly with increasing distance to the anhydrite level. Radial pressures also result in the floor and roof, primarily as a reaction to the horizontal swelling loads. Assuming that the anhydrite level is located approx. 1 m below the middle of the cross section, with otherwise identical assumptions the calculations only show radial swelling pressures of max. 5.4 MN/m<sup>2</sup> after 100 years of swelling (Fig. 9, right). In this case, the stress also primarily occurs in an area of limited size below the anhydrite level – and thus slightly lower than in the case described above.

On the left side in Fig. 9, the calculated radial pressures after 100 years of swelling are shown, which occur when one takes into account the effect of the acrylate gel grouting works intended for this tunnel section to reduce the permeability of the loosened zone. For this case, assuming the



8 Ergebnisse der Bestimmung des Anhydritanteils im Sulfatgehalt, Tunnel nach Ober-/Untertürkheim, Achse 62, TM 682  
Results of the anhydrite content measurement in the sulphate content, tunnel to Obertürkheim/Untertürkheim, axis 62, TM 682

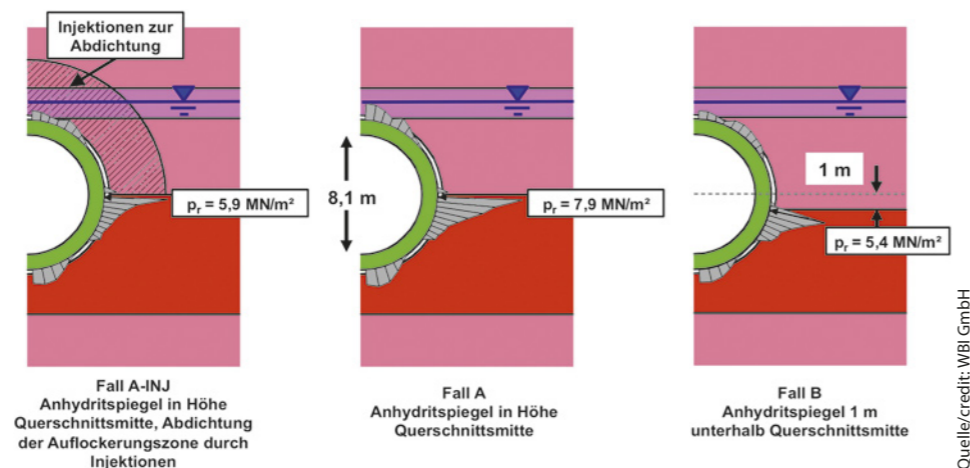
5 Massnahmenpaket für die Tunnel des Projekts Stuttgart 21

Für das Projekt Stuttgart 21 sind in Abhängigkeit von den örtlichen Verhältnissen eine Vielzahl von Massnahmen ergriffen worden, um die Tunnel im Einflussbereich des anhydritführenden Gebirges erfolgreich zu bauen. Die Vortriebsarbeiten wurden vollständig trocken ausgeführt. Zur Beherrschung des Staubs ergriff man in den einzelnen Losen die in Bild 11 zusammengefassten Massnahmen. Um die Ausdehnung der Auflockerungszone zu begrenzen, wurde ein schneller Sohlschluss ausgeführt. Auf den Einsatz von Ankern verzichtete man nach Möglichkeit. Im Bereich der wasserführenden Auslaugungsfront bzw. wasserführender Leithorizonte wurden ca. 6 m vorausliegende Injektionen mit Polyurethanen durchgeführt, um Wasserzutritte in anhydritführendes Gebirge in der Nähe zu ver- bzw. zu behindern. Bei örtlichen Wasserzutritten ordnete man zudem Vakuumpflanzen an, um zutretendes Wasser bis zur Durchführung von Injektionen schadlos abzuführen.

Um zu verhindern, dass aus dem Ringspaltmörtel für die dritte und vierte Schildfahrt im unteren Fildertunnel bis zum Erhärten freies Wasser oder Überschusswasser in das quellfähige Gebirge eingebracht wird und es somit zu unzulässigen Quellvorgängen kommt, verwendete die Arge ATCOST21 einen speziellen phosphatbasierten Ringspaltmörtel [19].

In Abhängigkeit von den Randbedingungen wurde der Tunnelquerschnitt im Kreisprofil oder im U-Profil aufgeföhren (Bild 12). Nähere Erläuterungen zu den Kriterien für die Querschnittswahl finden sich in [9]. Die Innenschale wurde in allen Fällen kreisförmig ausgeführt. In Bereichen des anhydritführenden Gebirges, in denen nicht mit Wasserzutritten gerechnet werden muss, wurde die Innenschale mit einer Dicke von 60 cm ausgeführt. In den übrigen Abschnitten ist eine 100 cm dicke Innenschale vorgesehen. Die Bewehrung wird auf der Grundlage von Finite-Elemente-Berechnungen, wie oben beschrieben, ermittelt. Bei der Ausbildung der Blockfugen werden die zu erwartenden Verschiebungen berücksichtigt.

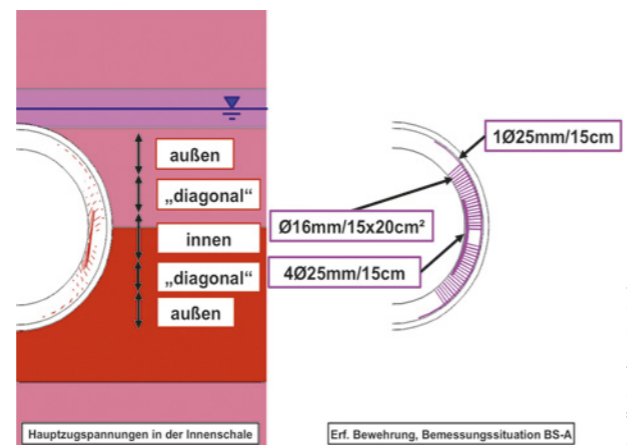
Zur Behinderung der Wasserzufuhr in Längsrichtung der Tunnel werden Abdichtungsbauwerke vorgesehen. Hier und bei Bedarf auch in anderen Abschnitten wird das zwischen der Kunststoffdichtungsbahn (KDB) und der Spritzbetonschale vorgesehene Vlies örtlich durch eine Bentonitmatte ersetzt. Für den Bau der Abdichtungsbauwerke wird



9 Errechnete Radialdrücke auf die Innenschale nach 100 Jahren Quellen für drei unterschiedliche Fälle  
Calculated radial pressures on the inner lining after 100 years of swelling for three different cases

anhydrite level is at the level of the middle of the cross section, the maximum radial pressure results to only 5.9 MN/m<sup>2</sup> (Fig. 9, left).

A large number of parameter studies for the design of tunnels for the Stuttgart 21 project have shown that due to the swelling pressure, in particular the maximum possible swelling pressure ( $\sigma_{q0}(\omega = 1)$ ), the height of the anhydrite level, the distance to water-bearing layers and the gradient of the seepage flow to the anhydrite-bearing rock are of crucial importance for the stresses and the dimensioning of the inner lining. Therefore, numerous samples from the working face were examined with regard to their anhydrite content, as mentioned above, as a basis to define the maximum swelling pressure. In addition, the ground surrounding the tunnel was explored through upward and downward core drillings out of the tunnel. The approx. 10 m long boreholes were drilled in the relevant tunnel sections with air flushing at intervals of approx. 20 m. Based on the results of these explorations and on-site mappings, the assumptions are/were



10 Fall A: errechnete Hauptzugspannungen in der Innenschale und erforderliche Bewehrung nach 100 Jahren Quellen  
Case A: calculated principal tensile stresses in the inner lining and required reinforcement after 100 years of swelling

aus dem Tunnel heraus ein ca. 1 m tiefer und ca. 3 bis 5 m langer Gebirgstragring gefräst und mit Stahlfaserspritzbeton gefüllt (Bilder 12 bis 14). Damit wird die sprengbedingte Auflockerungszone, die in der Regel wenige Dezimeter in das Gebirge reicht und eine höhere Durchlässigkeit besitzt, ersetzt. Angaben zum Stahlfaserspritzbeton finden sich z. B. in [20]. Im Anschluss daran werden der Spritzbeton und der umgebende Fels über umlaufend angeordnete 4 m lange Bohrungen in einem Raster von 1 m x 1 m mit Acrylatgel abgedichtet. Entsprechende Injektionen werden im Fildertunnel auch zur Abdichtung der Auflockerungszone durchgeführt, die durch die Einleitung der Vortriebspressenkräfte in den Baugrund im Bereich der Anfahrkonstruktionen für die dritte und vierte Schildfahrt entstehen (Bild 13).

Ausserdem werden Abdichtungsinjektionen auch in Tunnelabschnitten durchgeführt, in denen Anhydrit im Einflussbereich des Tunnels ansteht und in denen mit Wasserzutritten zu rechnen ist (Bild 12). Beispielhaft zeigt das Bild 15 die Ergebnisse entsprechender Injektionen in zwei Abschnitten des Tunnels nach Obertürkheim, in denen die wasserführende Bleiglianzbank unmittelbar oberhalb der Firste ansteht. Die Injektionen erfolgen grundsätzlich im Pilgerschrittverfahren in den folgenden Phasen:

1. Bohrungen der a-Reihe in den Querschnitten I und II
2. Bohrungen der b-Reihe in den Querschnitten I und II
3. Bohrungen der a-Reihe in den Querschnitten III
4. Bohrungen der b-Reihe in den Querschnitten III
5. Bohrungen der a-Reihe in den Querschnitten IV
6. Bohrungen der b-Reihe in den Querschnitten IV
7. Bohrungen der c-Reihe in den Querschnitten I und II
8. Bohrungen der c-Reihe in den Querschnitten III
9. Bohrungen der c-Reihe in den Querschnitten IV

Bei den hier betrachteten Tunnelabschnitten wurden die Injektionen in den ersten Phasen zur Abdichtung grösserer Fliesswege teilweise mit Polyurethan durchgeführt. In den späteren Phasen erfolgen die Injektionen mit einem Acrylatgel, das eine dynamische Viskosität von ca. 2 bis 3 mPa · s besitzt. Mit diesem Verfahren kann das Gebirge auf Durchlässigkeiten  $< 10^{-7} \text{ m/s}$  abgedichtet werden.

made for the analyses which provide the basis for the design of the inner linings. A certain variation is assumed in each case. The design of the inner lining is then carried out depending on the probability of occurrence for the design situation BS-P or BS-A. The cases are assigned to the respective design situation on the basis of an expert assessment of the probability of occurrence of the selected boundary conditions and the effectiveness of the structural measures taken.

In general, i.e. for the design situation BS-P, case A-INJ is used as the basis for the design for the calculated cross section covered in this paper (Fig. 9). However, for the purposes of a risk assessment, dimensioning is also carried out for case A in which the effect of the grouting works is disregarded (Fig. 9). The design is carried out for this case with reduced safety factors of the design situation BS-A (Fig. 10). For the 1 m thick inner lining, a multilayer reinforcement is required on the inside of the cross section at the height of the anhydrite level (Fig. 10, right). Due to the localised radial loading, a relatively high shear reinforcement is also required.

The analyses also enable a prediction of the expected displacements due to swelling.

The procedure described above was chosen primarily for the tunnel sections constructed using the shotcrete method (CTM and NATM respectively). Based on the results of the explorations carried out before construction, it can be assumed due to the distance to the water-bearing layers and the construction of the sealing structures that the sections



a. Absaugung Staub am Bohrlochmund



b. Saugende/Drückende Bewetterung

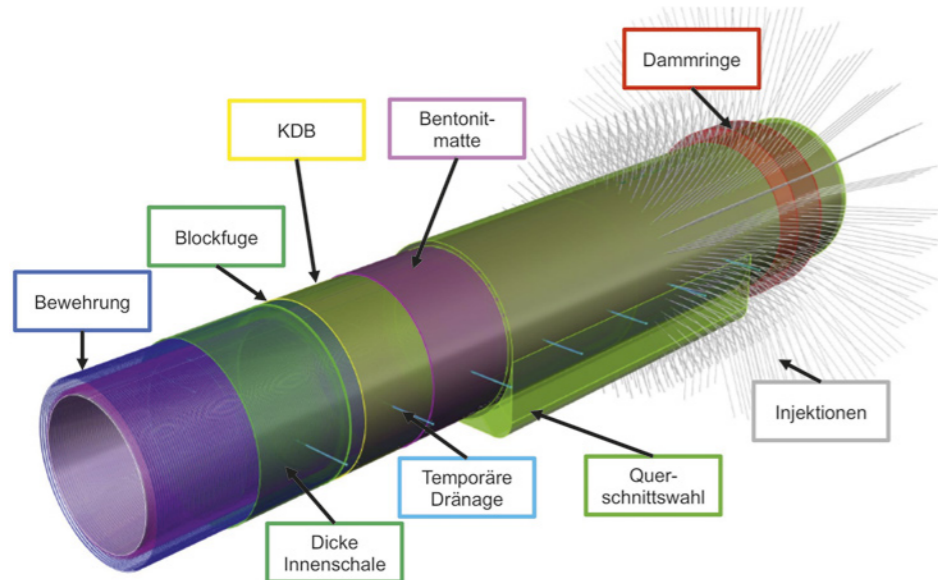


c. Reinigen der Sohle durch Absaugen



d. "Streuen" der Temporäre Fahrsohle

11 Massnahmen zur Beherrschung des Staubs beim trockenem Vortrieb  
Measures to deal with dust during dry excavation



12 Ausbau der Tunnel und Massnahmen zur Begrenzung der Wasserzufuhr in das anhydritführende Gebirge, Prinzipdarstellung  
Tunnel Lining and and measures to limit water inflow in the anhydrite-bearing rock, schematic representation

Weiterführende Erläuterungen zu den Injektionsarbeiten in den Tunneln nach Bad Cannstatt und Feuerbach finden sich z. B. in [21].

Die nach dem Einbau der Innenschale aus wasserführenden Bereichen im Baugrund in das quellfähige Gebirge eintretenden Wassermengen werden in ausgewählten Tunnelabschnitten zudem durch die Anordnung temporärer Drainagen begrenzt. Eine ähnliche Lösung wurde auch im Freudensteintunnel auf der Neubaustrecke Mannheim-Stuttgart durchgeführt [22].

Literatur/References

[1] Wittke, M.; Breidenstein, M.: Bahnprojekt Stuttgart-Ulm – Der Fildertunnel – Erfahrung und Ausblick mit der kombinierten Bauweise mittels Spritzbeton und Tunnelvortriebsmaschine. Veröffentlichung anlässlich der STUVA-Tagung 2015 in Dortmund.  
[2] Wittke, W.; Wittke, M.; Osthoff, G.; Lienhart, C.: Stuttgart 21 – Mehr als 15 km Tunnel im Anhydrit. Besondere Massnahmen zur Beherrschung der Quellproblematik und Erfahrungen aus der Umsetzung. Veröffentlichung anlässlich der STUVA-Tagung 2017 in Stuttgart.  
[3] Wittke, W.; Wittke-Gattermann, P.; Boettcher, A.: Bemessung und Bewehrung der Stahlbetoninnenschalen im anhydritführenden Gebirge. Vortrag anlässlich des 4. Felsmechanik- und Tunnelbau-Tags im WBI-Center am 07.06.2018. WBI-PRINT 21, Weinheim, 2018.  
[4] Wittke-Gattermann, P.: Verfahren zur Berechnung von Tunneln in quellfähigem Gebirge und Kalibrierung an einem Versuchsbauwerk. WBI-PRINT 1. Verlag Glückauf GmbH, Essen, 1998.

excavated using a tunnel boring machine (third and fourth shield drive, Fig. 2) are permanently dry and swelling stresses thus generally are not to be expected. This expectation was confirmed during construction through regular entries in the cutting chamber, where samples were also taken to determine the sulphate content.

5 Set of Measures for the Tunnels of the Stuttgart 21 Project

Based on the local conditions, various measures were taken for the Stuttgart 21 project to successfully construct the tunnels in the area of influence of the anhydrite-bearing

rock. The excavation works were carried out completely dry. In order to control the dust, the measures summarised in Fig. 11 were taken for the individual lots. In order to limit the extent of the loosened zone, a fast closure of the invert was carried out. The use of anchors was avoided where possible. In the area of the water-bearing leaching front/water-bearing lithostratigraphic marker horizons, advanced grouting by polyurethane was carried out in an approx. 6 m long zone ahead of the temporary face in order to prevent water inflow into nearby anhydrite-bearing rock. In addition, vacuum lances were installed at local seepage spots in order to drain off inflowing water until grouting works could be carried out.

To prevent free water or excess water of the annular gap grout from seeping into the swelling rock until hardening, the JV ATCOST21 used a special phosphate-based annular gap grout for the third and fourth shield drives of the Filder tunnel [19].

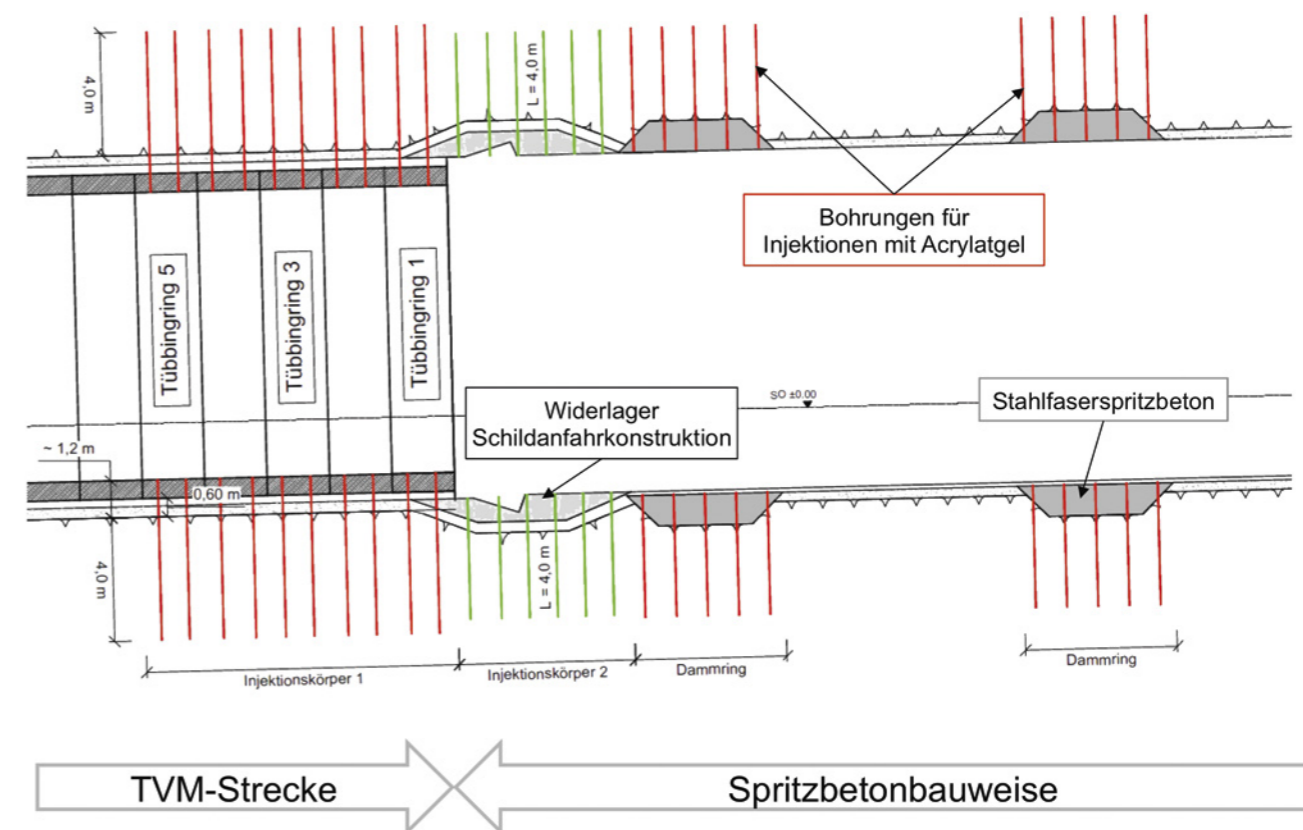
Depending on the boundary conditions, the tunnel cross-section was excavated in a circular profile or U-profile (Fig. 12). Further details on the criteria for cross-section selection can be found in [9]. The inner lining in all cases reveals a circular profile. In areas in the anhydrite-bearing rock where water inflow is not expected over the life-time of the tunnel, the inner lining was designed with a thickness of 60 cm. A 100 cm thick inner lining is foreseen for the remaining sections. Reinforcement is determined based on finite element analyses as described above. The expected displacements are taken into account for the design of the block joints.

Sealing structures are constructed to prevent water inflow into the anhydritic rock in longitudinal direction of the tunnel. Here and in other sections if necessary, the fleece be-

[5] Wittke, M.: Begrenzung der Quelldrücke durch Selbstabdichtung beim Tunnelbau im anhydritführenden Gebirge. WBI-PRINT 13, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2003.  
[6] Wahlen, R.: Validierung eines Berechnungsverfahrens für Tunnelbauwerke in quellfähigem Gebirge. WBI-PRINT 17, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2009.  
[7] Wittke, W.: Rock Mechanics based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM), Verlag Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2014. ISBN 978-3-433-03079-0.  
[8] Wittke, W.; Wittke, M.; Wahlen, R.: Zum Quellgesetz für den anhydritführenden, unausgelaugten Gipskeuper. Geotechnik 27, Nr. 2, S. 112–117, 2004.  
[9] Wittke, M.: Knautschzone versus U-Profil im quellfähigen Gipskeuper. Vortrag anlässlich des 2. Felsmechanik-Tags im WBI-Center am 13.04.2016. WBI-PRINT 19, Weinheim, 2016.  
[10] WBI GmbH: Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm. Vorträge anlässlich des Felsmechanik-Tags am 16.04.2015 im WBI-Center in Weinheim. WBI-PRINT 18, Weinheim, 2015.  
[11] WBI GmbH: Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm. Vorträge anlässlich des 2. Felsmechanik-Tags am 13.04.2016 im WBI-Center in Weinheim. WBI-PRINT 19, Weinheim, 2016.  
[12] WBI GmbH: Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm und anderer Grossprojekte

tween the plastic sealing membrane (KDB) and the shotcrete lining is locally replaced by a bentonite mat. For the construction of the sealing structures, an approx. 1 m deep and approx. 3 to 5 m long section is cut from inside the tunnel and back-filled with steel-fibre-reinforced shotcrete (Figures 12 to 14). By means of this measure, the blast-induced disturbed rock zone in the immediate vicinity of the shotcrete lining, which usually reaches a few decimetres into the rock and has a higher permeability, is replaced. Details on the steel-fibre-reinforced shotcrete can be found in [20], for example. The shotcrete and the surrounding rock are then sealed by means of grouting of acrylate gel over circumferentially arranged 4 m long drillings in a grid of 1 m x 1 m. Corresponding injections are also carried out in the Filder tunnel to seal the excavation disturbed zone which is created by the introduction of the thrust forces in the ground in the area of the launching structures for the third and fourth shield drives (Fig. 13).

Grouting works are also carried out in tunnel sections where anhydrite is present in the tunnel's area of influence and in which water inflow is to be expected (Fig. 12). Fig. 15 shows as an example the results of corresponding injections in two sections of the tunnel to Obertürkheim, in which the water-bearing galena layer is present directly above the crown. The injections are generally carried out using the pilgrim method in the following phases:



13 Dammrings und Abdichtungsinjektionen im Bereich des Übergangs zwischen der konventionell aufgefahrene Tunnelstrecke im mittleren Fildertunnel und der dritten Schildfahrt  
Sealing shotcrete ring and grouting in the area of the transition between the conventionally excavated tunnel section in middle of the Filder tunnel and the third shield drive



im In- und Ausland. Vorträge anlässlich des 3. Felsmechanik-Tags am 11.05.2017 im WBI-Center in Weinheim. WBI-PRINT 20, Weinheim, 2017.

[13] WBI GmbH: Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart–Ulm und anderer Grossprojekte im In- und Ausland. Vorträge anlässlich des 4. Felsmechanik-Tags am 07.06.2018 im WBI-Center in Weinheim. WBI-PRINT 21, Weinheim, 2018.

[14] Wittke, W.: Baugrundverhältnisse des Bahnprojekts Stuttgart–Ulm. Vortrag anlässlich des Felsmechanik-Tags im WBI-Center am 16.04.2015. WBI-PRINT 18, Weinheim, 2015.

[15] Grob, H.: Schwelldruck am Beispiel des Belchentunnels. Sitzungsberichte Internationales Symposium für Untertagebau, S. 99–119, Luzern, 1972.

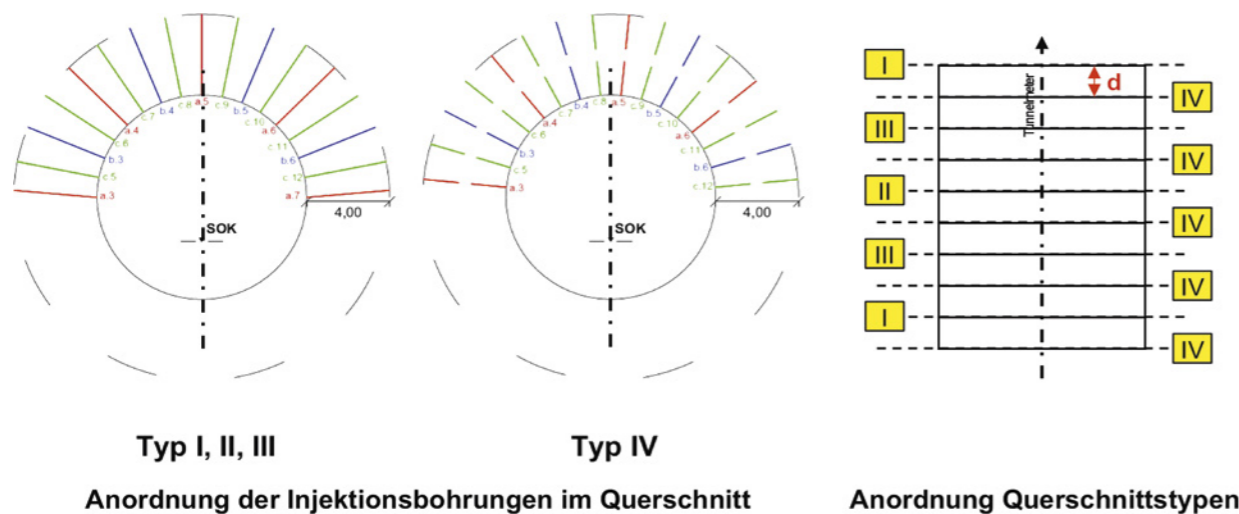
[16] Huder, J.; Amberg, G.: Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. Schweizerische Bauzeitung, Band 88, Heft 43, S. 975–980, 1970.

[17] Wittke, W.; Wittke, M.; Erichsen, C.; Wittke-Gattermann, P.: Stoffgesetz, Berechnungsverfahren, felsmechanische Kennwerte und Ausführungsstatik für Tunnel im anhydritführenden Gebirge. Vortrag anlässlich des 3. Felsmechanik- und Tunnelbau-Tags im WBI-Center am 11.05.2017. WBI-PRINT 20, Weinheim, 2017.

1. a-series drillings in cross sections I and II
2. b-series drillings in cross sections I and II
3. a-series drillings in cross sections III
4. b-series drillings in cross sections III
5. a-series drillings in cross sections IV
6. b-series drillings in cross sections IV
7. c-series drillings in cross sections I and II
8. c-series drillings in cross sections III
9. c-series drillings in cross sections IV

In the tunnel sections considered here, the grouting works in the first phases were partially performed with polyurethane to seal larger flow paths. In the later phases, the injections are carried out with acrylate gel which has a dynamic viscosity of approx. 2 to 3 mPa · s. With this method, the rock could be sealed to permeabilities < 10–7 m/s.

Further details on the grouting works in the tunnels to Bad Cannstatt and Feuerbach can be found in [21]. The water entering the swelling rock after installation of the inner lining from water-bearing strata is also limited in certain tunnel sections through temporary drains. A similar solution was also carried out in the Freudenstein Tunnel on the railway line from Mannheim to Stuttgart [22].



Typ I, II, III

Typ IV

Anordnung der Injektionsbohrungen im Querschnitt

Anordnung Querschnittstypen

Tunnelabschnitt	d [m]	Injektionsgutsaufnahme im Fels		
		a-Serie [l/m]	b-Serie [l/m]	c-Serie [l/m]
62-IV (PU)	0,5	16,4	2,4	1,9
62-IV (Acrylatgel)	0,5	4,0	3,7	1,4
62-V (PU)	0,75	54,1	10,7	0,8
62-V (Acrylatgel)	0,75	1,7	1,2	0,5

Stand 25.01.2019

15 Abdichtungsinjektionen mit Acrylatgel, Tunnel nach Ober- und Untertürkheim, Bereiche 62-IV und 62-V  
Grouting of acrylate gel, tunnel to Obertürkheim and Untertürkheim, areas 62-IV and 62-V, Arrangement of Drillings and Results

[18] Tarragona, A. R.: Expansion mechanisms in sulphated rocks and soils, PhD-Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2014.

[19] Bayer, L.; Berner, T.; Wittke, M.: Anwendung eines phosphatbasierten Ringspaltmörtels beim Bau des Fildertunnels im anhydritführenden Gebirge. Taschenbuch für den Tunnelbau 2019. Verlag Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, 2019.

[20] Müller, T.; Schaab, A.: Entwicklung eines stahlfaserarmierten Spritzbetons für den Bau von Dammrings. Vortrag anlässlich des 2. Felsmechanik-Tags im WBI-Center am 13.04.2016. WBI-PRINT 19, Weinheim, 2016.

[21] Lienhart, C.; Schmitt, D.; Wittke, M.; Wittke, W.: Planung und Ausführung von Injektionen im anhydritführenden Gipskeuper. Vortrag anlässlich des 4. Felsmechanik- und Tunnelbau-Tags im WBI-Center am 07.06.2018. WBI-PRINT 21, Weinheim, 2018.

[22] Kirschke, D.; Kuhnhehn, K.; Prommersberger, G.: Der Freudensteintunnel: Eine Herausforderung für den planenden Ingenieur. Ingenieurbauwerke DB Neubaustrecke Mannheim–Stuttgart – Der Freudensteintunnel. ibw Nr. 7, 12/91.



14 Herstellung eines Dammrings  
Construction of a shotcrete sealing ring

PROJEKTDATEN

**Region**  
Stuttgart, Deutschland

**Bauherr, Projekt- und Oberbauleitung**  
DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH,  
Stuttgart, Deutschland

**Planung und Bauleitung**  
Für Tunnelabschnitte im quellfähigen Gebirge:  
WBI GmbH

**Ausführung**  
Fildertunnel und Tunnel nach Ober-/  
Untertürkheim: Arge ATCOST21

**Kenndaten**

Bauzeit: 11 Jahre  
 Inbetriebnahme: Dezember 2025  
 Baukosten Tunnel: ca. 900 Mio. Euro  
 Gesamtlänge: 33 080 m Tunnel  
 Ausbruchquerschnitt: Tunnel nach Ober-/Unter-  
 türkheim, 1-gleisige  
 Abschnitte: max. ~100 m<sup>2</sup>  
 Fildertunnel, 1-gleisige  
 Abschnitte: max. ~115 m<sup>2</sup>

**Besondere Merkmale**  
Tunnel im anhydritführenden Gebirge, Bemessung  
der Innenschale, Prognose der Hebungen,  
Acrylatgelinjektionen, Abdichtungsbauwerke,  
Bewehrung

PROJECT DATA

**Region**  
Stuttgart, Germany

**Client, project management and general site management**  
DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH,  
Stuttgart, Germany

**Planning and site management**  
For tunnel sections in swelling rock: WBI GmbH

**Construction**  
Filder tunnel and tunnel to Obertürkheim/  
Untertürkheim: JV ATCOST21

**Key data**

Construction time: 11 years  
 Commissioning: December 2025  
 Tunnel construction costs: approx.  
 900 million euros  
 Total length: 33.080 m tunnel  
 Gesamtlänge Talröhre: 1,181 km  
 Excavation cross-section: Tunnel to  
 Obertürkheim/  
 Untertürkheim, 1-track  
 sections: max. ~100 m<sup>2</sup>  
 Filder tunnel, 1-track  
 sections: max. ~115 m<sup>2</sup>

**Special features**  
Tunnel in anhydrite-bearing rock, dimensioning  
of the inner lining, prediction of displacements,  
grouting of acrylate gel, sealing structures, reinforce-  
ment

Etienne Garin, ingénieur civil dipl. EPFL, BG Ingénieurs-Conseils, Lausanne/CH

## Creusement du Tunnel de Pinchat (CEVA)

### Retour d'expérience d'une excavation en terrain meuble en site urbain

Le creusement du tunnel ferroviaire de Pinchat présentait de nombreux défis techniques : grande section, faible couverture, terrain meuble, milieu urbain.

L'excellente collaboration entre le maître d'ouvrage (CFF/Canton de Genève), l'ingénieur et l'entrepreneur a permis de réaliser l'ouvrage sans incident ni impact pour les riverains, tout en respectant le planning et le budget de l'opération.

## Excavation of the Pinchat Tunnel (CEVA)

### Lessons Learned from Excavation in Unconsolidated Ground in an Urban Environment

The boring of the Pinchat railway tunnel presented numerous technical challenges: a large cross-section, low cover, unconsolidated ground and an urban environment.

The excellent team-work between the client (CFF/Canton de Genève), the engineer and the contractor meant that the project was delivered without incident and with no impact for local residents, whilst still complying with the schedule and the budget.

#### 1 Le projet CEVA

La nouvelle ligne ferroviaire CEVA permettra la mise en service fin 2019 du RER transfrontalier « Léman express » en connectant les réseaux ferroviaires suisses et français. Sur un tracé total de 16 km, 14 km situés sur le territoire suisse sont pilotés par la maîtrise d'ouvrage CFF/Canton de Genève. Le montant des travaux côté suisse s'élève à 1,675 milliard de CHF, côté français, à 234 millions d'euros. Le tracé étant implanté en grande partie en milieu urbain et périurbain, le tronçon situé en Suisse est majoritairement souterrain (tranchées couvertes et tunnels).

#### 2 Le tunnel de Pinchat

Le projet CEVA se compose de deux tunnels forés, le tunnel de Champel et le tunnel de Pinchat. Ce dernier fait partie du lot 3 de génie civil, exécuté de début 2012 à l'été 2017. Il s'agit d'un monotube à double voie. Le projet a été présenté au STC en 2012 et au WTC en 2013.

Le lot 3 comprend, outre le tunnel foré long de 2036 m, une trémie de 250 m, la station de Carouge-Bachet en tranchée couverte longue de 235 m, et la tranchée couverte de la voirie de Carouge, longue de 90 m. Le devis de ce lot s'élevait à 184 millions de CHF selon le projet de 2007.

Le groupement GE-Pinchat, dont BG Ingénieurs-Conseils est le pilote, avec comme partenaires GADZ, SD et Solfor, est mandataire des prestations d'ingénieur civil du lot 3.

#### 1 The CEVA Project

The new CEVA rail line will allow the opening of the cross-border "Léman Express" rapid transit system, connecting the Swiss and French rail networks in late 2019. Of the total route length of 16 km, 14 km located within Switzerland are managed by the client CFF/Canton de Genève. The value of the works on the Swiss side totals CHF 1.675 billion and €234 million on the French side. The route is situated for the most part in an urban and suburban environment, the section in Switzerland is mainly underground (cut-and-cover and bored tunnels).

#### 2 The Pinchat Tunnel

The CEVA project consists of two tunnels, the Champel tunnel and the Pinchat tunnel. The latter is part of civil engineering Lot 3, constructed between the start of 2012 until summer 2017. It is a single tunnel with dual track. The project was presented to the STC in 2012 and the WTC in 2013.

Lot 3 includes, in addition to the 2,036 m long bored tunnel, a 250 m tunnel approach, the Carouge-Bachet station in a 235 m long cut-and-cover tunnel and a 90 m long cut-and-cover section under the Carouge road maintenance department building. The estimate for this lot totalled CHF 184 million, according to the 2007 project.

The GE-Pinchat consortium, which BG Ingénieurs-Conseils leads, with its partners GADZ, SD and Solfor, is the lead contractor for the civil engineering services of Lot 3.

## Aushub des Tunnels von Pinchat (Projekt CEVA)

### Erfahrungen mit dem Ausbruch von Lockergestein in innerstädtischer Lage

Der Tunnel mit einer Länge von 2036 m und einem Querschnitt von 100 m<sup>2</sup> wurde von Herbst 2013 bis Frühjahr 2017 im konventionellem Vortrieb mit Teilausbruch und aufwendigen Stabilisierungsmassnahmen (Rohrschirm, Ortsbrustanker) gebohrt. Der Projektabschnitt durchquert einen Hügel aus eiszeitlich geprägten Flussablagerungen mit Schichten aus weichem Ton und sehr kompaktem Sand und Kies. Zudem verläuft er unterhalb eines Flusses mit einer geringen Überdeckung von nur 5 m.

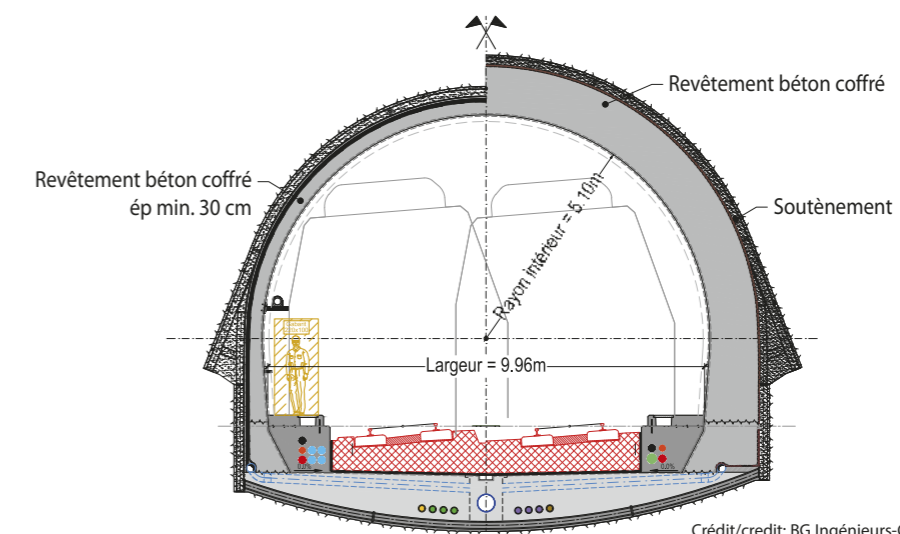
Einer der Endpunkte war durch einen Schacht zugänglich; beim anderen musste das Vorkommen eines Grundwasserleiters berücksichtigt werden. Die Gesamtkosten für den Bau des Tunnels von Pinchat beliefen sich auf 159,9 Mio. CHF.

## Scavo della galleria Pinchat (CEVA)

### Esperienza di messa in opera di uno scavo in un terreno soffice in zona urbana

La galleria lunga 2036 m, con una sezione di 100 m<sup>2</sup>, è stata scavata tra l'autunno 2013 e la primavera 2017 con metodo convenzionale, in sezioni separate, con misure di stabilizzazione (volte ad ombrello e ancoraggio frontale). Attraversa una collina composta di depositi fluvioglaciali eterogenei, che vanno da argille molli a ghiaie sabbiose molto compatte. Passa sotto un fiume con una copertura di soli 5 m.

Uno degli attacchi era accessibile attraverso un pozzo, per l'altro punto di attacco si è dovuta utilizzare una falda acquifera sfruttata. I costi finali del genio civile della galleria di Pinchat ammontano a 159,9 milioni di CHF.



1 Profil normal du tunnel de Pinchat  
Normal profile of the Pinchat tunnel

Les travaux ont été réalisés par le groupement d'entreprises CTP, constitué de Walo Bertschinger (pilote), Rothpletz-Lienhard, Implenla, Prader-Losinger et Infra Tunnel.

L'ouvrage comporte trois issues de secours et trois paires de niches techniques situées en vis-à-vis. À l'une des extrémités, la station de Carouge-Bachet, réalisée en tranchée couverte, desservira le stade de Genève et le pôle d'échange multimodal du Bachet. Elle comporte deux quais desservis à chaque extrémité par deux accès. L'accès stade est à ciel ouvert. Les quais sont longs de 235 m, la largeur entre parois s'élève à 16,6 m.

L'accès côté Bachet consiste en un puits de section carrée de 32 m de côté. Il comporte trois niveaux, à savoir les quais, la mezzanine et la sortie. Le butonnage des parois moulées est

The works have been carried out by the CTP consortium, formed by Walo Bertschinger (lead), Rothpletz-Lienhard, Implenla, Prader-Losinger and Infra Tunnel.

The project includes three emergency exits and three pairs of rooms for technical installations located opposite of each other. At one end the Carouge-Bachet station, constructed using the cut-and-cover technique, will serve the Geneva stadium and the Bachet multi-modal interchange. It will have two platforms constructed from each end via two entrances. The station entrance is on the surface. The platforms are 235 m long, the width between the walls is 16.6 m.

The entrance on the Bachet side consists of a square shaft, with a side length of 32 m. It has three levels which are the

assuré par les dalles en béton constituant les planchers de chaque niveau.

La tranchée couverte de la voirie de Carouge passe sous un bâtiment existant partiellement supprimé pour le passage de la tranchée couverte. Elle aboutit dans une autre tranchée couverte réalisée préalablement par le lot adjacent. À l'extrémité ouest de la tranchée couverte, celle-ci est élargie pour permettre la liaison avec le profil du tunnel et l'attaque de celui-ci. La section est rectangulaire, avec une largeur entre parois de 10,20 m, une dalle de couverture et une dalle intermédiaire.

### 3 Géologie

Le sous-sol du bassin genevois présente trois formations principales : le substratum rocheux molassique, diverses couches d'origine glaciaire constituées de moraines et de formations de retrait liées aux glaciers du Riss et du Würm, et enfin des formations récentes composées d'alluvions fluviales, de colluvions et de remblais.

Depuis la station Carouge-Bachet, les 400 premiers mètres du tunnel de Pinchat traversent des limons argileux et des argiles tendres à molles, compressibles, plastiques, très peu perméables et saturées, avec une couverture augmentant graduellement de 5 à 15 m.

Le tunnel traverse ensuite progressivement une moraine würmienne limono-argileuse riche en cailloux et blocs, compacte et peu perméable, puis des graviers très compacts, surconsolidés et localement cimentés appelés « alluvions anciennes », très perméables, siège de la nappe phréatique de l'Arve. La demi-section inférieure du tunnel pénètre dans cette nappe sur une centaine de mètres. La couverture maximale est d'environ 35 m.

A 550 m environ du portail côté Bachet, le tunnel passe sous une rivière avec une couverture limitée à 5 m.

La disposition des différentes couches géologiques apparaît sur la figure 2.

platforms, the mezzanine and the exit. The diaphragm walls are braced by concrete slabs which form the floors of each level.

The cut-and-cover tunnel at the other end passes beneath an existing building which has been partially demolished to allow for the cut-and-cover tunnel to pass through. It ends at another cut-and-cover tunnel constructed previously by the adjacent lot. At its western end, it is widened to allow for connection with the profile of the tunnel and the approach to it. The cross-section is rectangular, with a width between walls of 10.2 m, a roof slab and an intermediate slab.

### 3 Geology

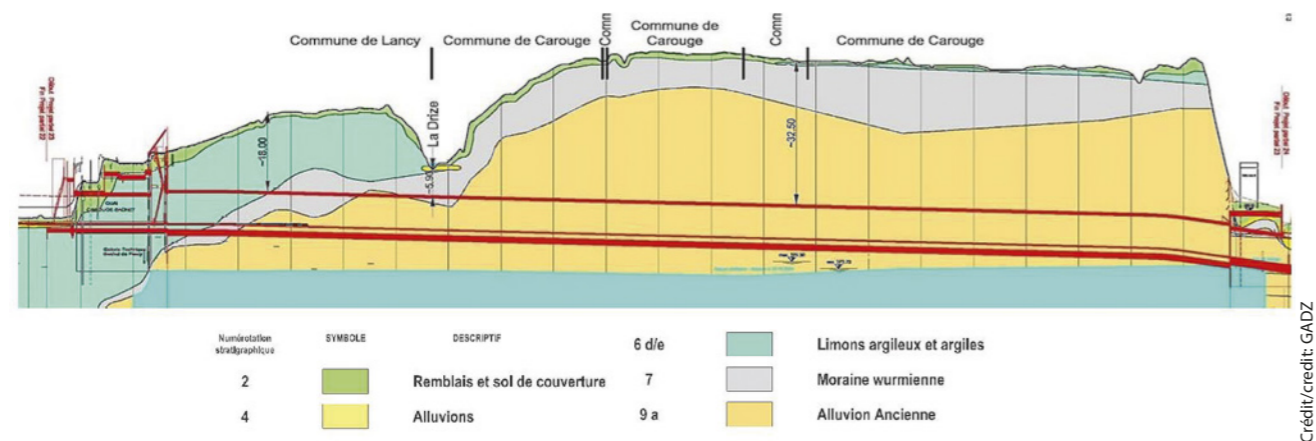
The sub-soil of the Geneva area has three main formations: the molassic rocky substrate, various layers of glacial origin formed of moraine and retreat formations linked to the Riss and Würm glaciers, and lastly recent formations composed of alluvial deposits, colluviums and fill material.

From the Carouge-Bachet station, the first 400 metres of the Pinchat tunnel cross clayey loam and soft spongy clay which is compressible, plastic, with very low permeability and saturated, with a cover that gradually increases from 5 to 15 m.

The tunnel progressively crosses the Würm clayey loam moraine which is rich in stones and blocks, compact and with low permeability, then very compact gravel, overconsolidated and locally cemented, called "old alluvions", with high permeability, the location of the Arve water table. The lower half of the tunnel penetrates this water table for around a hundred metres. The maximum cover is approximately 35 m.

Around 550 m from the Bachet side tunnel entrance, the tunnel passes beneath a river with a cover of just 5 m.

The arrangement of the various geological layers is shown in Fig. 2.



2 Profil géologique  
Geological profile

Les graviers de la formation d'alluvions anciennes présentent des caractéristiques géomécaniques particulières, notamment une cohésion inattendue, compte tenu de leur granulométrie. Ces propriétés sont liées à leur compactage par le glacier du Rhône, épais jadis d'environ 800 m. On y observe ainsi des falaises naturellement stables, hautes d'une quarantaine de mètres.

La cohésion apparente de la formation d'alluvions anciennes, déterminée par rétro-analyse, est de l'ordre de 20 kPa. Sa densité de 2,4 t/m<sup>3</sup> témoigne de sa compacité.

Ce matériau est bien connu puisque plusieurs ouvrages souterrains y ont été percés, dont le tunnel routier de Carouge dans les années 1980, situé non loin de là.

### 4 Défis techniques

La réalisation des ouvrages du lot 3 imposait de trouver une solution aux nombreux défis posés par ce contexte particulier :

- Une grande section à faible couverture en milieu urbain, nécessitant une anticipation fiable des tassements, afin de concevoir une structure permettant de les réduire au minimum. En phase de réalisation, le suivi des tassements a permis de valider le modèle géotechnique retenu et de recalculer les paramètres de calcul par rétro-analyse.
- Une excavation en terrain meuble dans un massif très hétérogène, où il fallait définir des mesures de stabilisation applicables dans les différentes zones, sans changement de configuration de l'atelier d'avancement, afin de garantir des cadences élevées et régulières.
- Une logistique délicate, avec un front d'attaque accessible par un puits, l'autre impliquant le partage d'une aire d'installations et l'accès à travers la tranchée couverte d'un autre lot. La situation des chantiers sur deux axes principaux d'accès en ville engendrait de grandes contraintes en termes d'approvisionnement, du fait des embouteillages.
- La construction en taube par phases d'une station souterraine sous un espace occupé par de nombreuses voies de circulation (autoroute, artère à 6 voies, tramway), sans interruption de service.
- Le passage sous un vallon avec une couverture limitée à 5 m. La rivière qui le traverse a été déviée provisoirement via un canal bétonné et les mesures de stabilisation ont été adaptées pour limiter le risque de fontis.
- À l'extrémité côté Val d'Arve, la présence de la nappe phréatique dans les graviers très perméables a requis un traitement préalable d'étanchement. L'aquifère étant exploité comme source d'eau potable, des mesures ont été prises pour écarter tout risque de pollution.

### 5 Concept des structures

#### 5.1 Tranchées couvertes

La mauvaise qualité générale du massif encaissant, en particulier du côté du Bachet, la présence des avoisinants sensibles et la nécessité de rétablir au plus vite les circulations

The gravel in the old alluvions formation has distinctive geomechanical properties, in particular unexpected cohesion, given their particle size. These properties are linked to their compaction by the Rhône glacier, once around 800 m thick. Naturally stable cliffs can be observed, around forty metres in height.

The apparent cohesion of the old alluvion formation, determined by retrograde analysis, is of the order of 20 kPa. Its density of 2.4 t/m<sup>3</sup> demonstrates its compactness.

This material is well known since several underground structures have been bored in this layer, including the Carouge road tunnel in the 1980s, located not far from there.

### 4 Technical Challenges

The realisation of the works for Lot 3 required a solution to be found to the numerous challenges posed by this specific situation:

- A large section with low cover in an urban environment, requiring a reliable prediction of settlement, in order to design a structure which allows such settlement to be reduced to a minimum. During the construction phase, the settlement monitoring surveys were used to validate the chosen geotechnical model and to fine-tune the calculation parameters by retrograde analysis.
- Excavation in unconsolidated ground of very varied ground, where different stabilisation measures have to be defined for the different zones, without changing the configuration of the forward workshop, in order to ensure a high and consistent progress rate.
- Tricky logistics, with one cutting face accessible via a shaft, the other involving the sharing of a facilities yard and access through the cut-and-cover tunnel of another lot. The location of the sites on two of the main access routes into the city created major constraints in terms of supplies due to traffic jams.
- Top-down excavation of an underground station under an area occupied by numerous thoroughfares (motorway, 6-lane arterial road, tram line) without service interruptions.
- Passing under a valley with cover limited to 5 m. The river which crosses it has been temporarily diverted via a concrete channel and stabilisation measures have been tailored to limit the risk of subsidence.
- At the Val d'Arve end, the presence of the water table in the highly permeable gravel required a preliminary waterproofing treatment. As the aquifer is used as a source of drinking water, measures have been taken to remove any risk of pollution.

### 5 Design of the Structures

#### 5.1 Cut-and-Cover Tunnels

The generally poor quality of the surrounding material, particularly on the Bachet side, the presence of sensitive neighbouring structures and the need to re-establish surface traf-

de surface impliquaient de construire des caissons rigides constituant l'ouvrage définitif.

La structure porteuse est donc constituée de parois moulées, d'une dalle de couverture et d'une dalle intermédiaire servant au butonnage des parois. Un radier en béton armé contrecarre les déformations en pied et supporte les voies ainsi que les quais. La dalle de couverture est bétonnée sur des panneaux de coffrage posés contre terre.

### 5.2 Tunnel

Les contraintes géométriques du projet (section, accès, longueur) ont fait opter pour une excavation conventionnelle, en attaque montante depuis la tranchée couverte de la voirie et en attaque descendante depuis le Bachet.

Le projet prévoyait cinq profils types adaptés aux différentes conditions d'exécution. Leur soutènement était constitué de cintres métalliques et de béton coulé derrière des treillis de coffrage, les différences portant sur la division de la section et les mesures de stabilisation.

Outre ces mesures, la sécurité immédiate était assurée par la projection de 5 cm de béton fibré de classe de résistance au jeune âge J2 sur le front et la surface excavée.

Les 236 m situés dans les argiles compressibles de faible capacité portante, avec une couverture augmentant progressivement et des ouvrages sensibles à proximité, ont été percés en méthode allemande (galeries de pieds, calotte, noyau). L'excavation préalable de galeries de pied a permis d'y réaliser une dalle de fondation épaisse d'un mètre et un mur aptes à reprendre les charges des cintres de soutènement de la voûte et à les répartir sur une surface suffisante pour limiter les tassements aux tolérances.

L'excavation de la calotte s'est effectuée sous une voûte-parapluie en tubes métalliques. Un radier provisoire a été réalisé pour consolider la structure de soutènement. Le stross a ensuite été abattu et le radier, bétonné pour fermer l'anneau.

A l'autre extrémité du tunnel, la présence de la nappe phréatique en demi-section inférieure a exigé une excavation divisée en sections calotte-stross sur les premiers 130 m. Un traitement d'étanchement des graviers dans la nappe a été entrepris depuis la section de la calotte, par demi-tunnel pour maintenir l'accès au front.

Ce traitement consistait à créer des cases au moyen de colonnes de jetting sécantes, puis à imprégner le terrain ainsi cloisonné par des injections d'un coulis bentonite-ciment à basse pression.

L'excavation du reste du tunnel était prévue en pleine section sur 1646 m. L'intérêt de la pleine section résidait dans l'absence de reprise en sous-œuvre de la calotte, opération tou-

fic flows as quickly as possible required construction of rigid caissons which form the final structure.

The load-bearing structure is therefore formed by the diaphragm walls, a roof slab and an intermediate slab which is used to brace the walls. A reinforced concrete invert counteracts strain at the bottom and supports the tracks and platforms. The roof slab is concreted onto the panels of the retaining formwork.

### 5.2 Tunnel

The geometric restrictions of the station (cross-section, access, length) led to the choice of conventional excavation, ascending drive from the road network cut-and-cover tunnel and a descending drive from Bachet.

The project included five different profiles for the different construction conditions. They are supported by steel ribs and concrete poured behind the formwork mesh, the differences relating to the division of the cross-section and the stabilisation measures.

In addition to these measures, immediate security is ensured by spraying 5 cm of fibre reinforced shotcrete, early age strength rating J2 on the face and the excavated surface.

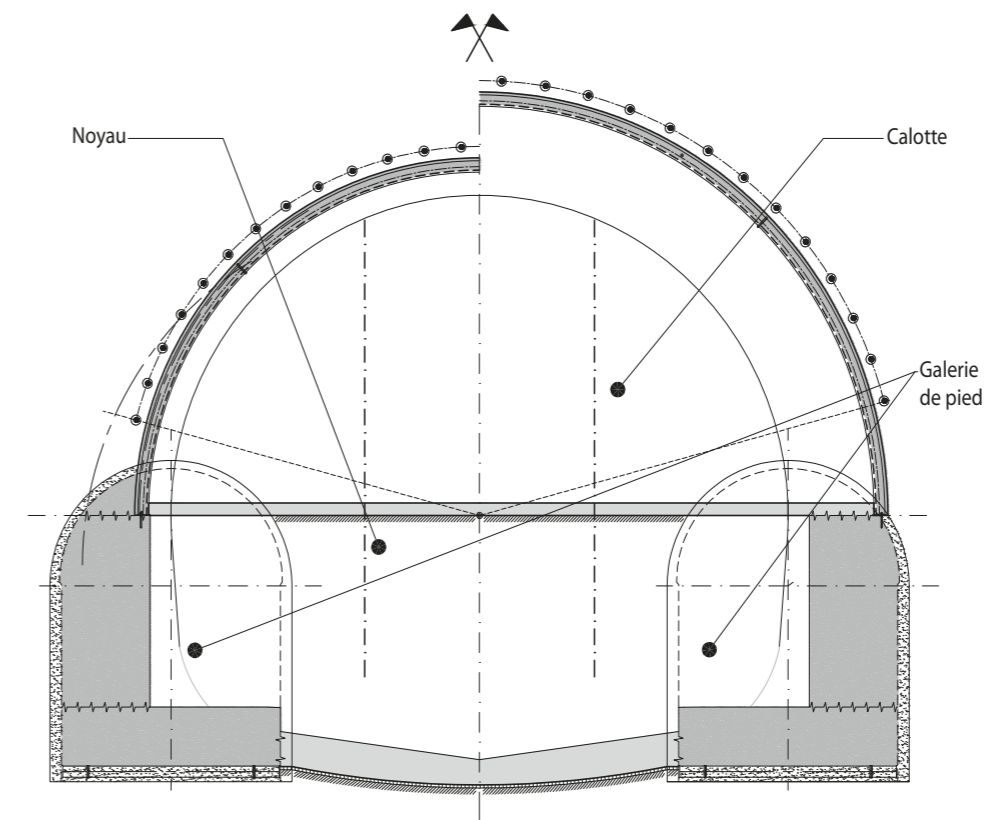
The 236 m of tunnel located in the compressible clay with low load-bearing capacity, with a cover which gradually increases and sensitivity structures nearby, were drilled using the German tunnelling method (side galleries, top heading, core). The prior excavation of the side galleries allowed to produce a one metre-thick foundation slab, along with a wall which is capable of withstanding the loads of the supporting steel ribs of the arch and distributing them across a sufficient surface area to limit settlement to within the tolerances.

The excavation of the top heading is performed under a pipe roofing umbrella. A temporary invert is constructed to consolidate the supporting structure. The bench is then removed and the invert is concreted to close the ring.

At the other end of the tunnel, the presence of the water table in the lower half-section led to excavation divided into top heading-bench sections over the first 130 m. A waterproofing treatment of the gravel below the water table was applied from the top heading section by half-tunnel to maintain access to the face.

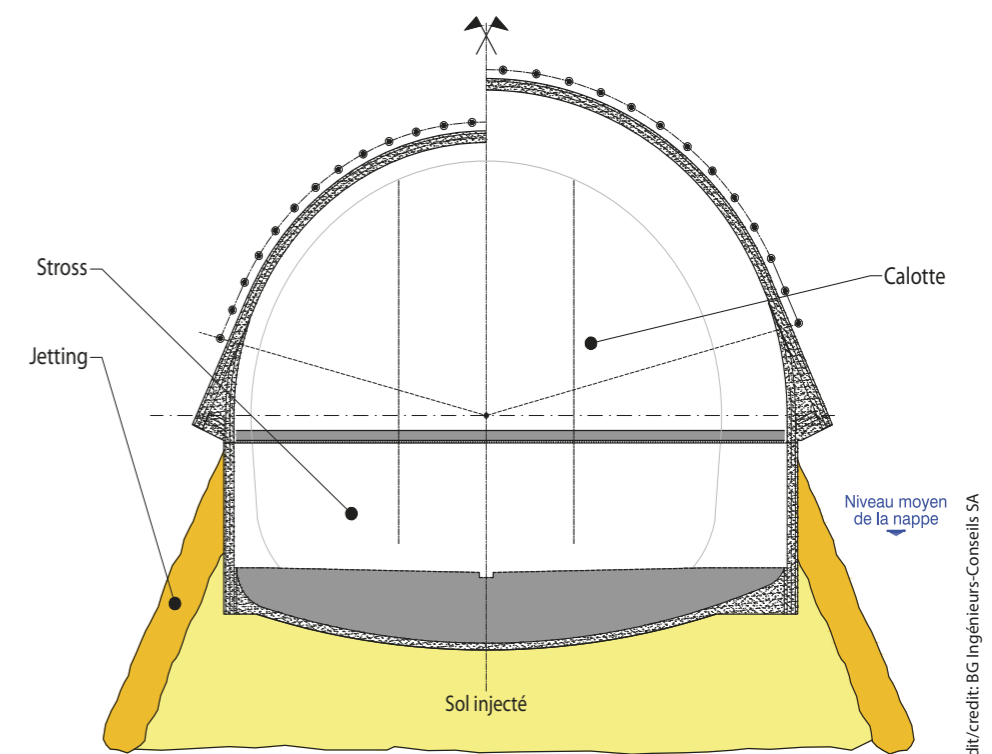
This treatment involved creating compartments using rows of secant jet grouting, then impregnating the compartmentalised soil with injections of a bentonite-cement grout at low pressure.

The excavation of the rest of the tunnel was planned as full section for 1,646 m of length. The interest of full section



3 Profil type dans les argiles  
Typical profile in the clays

jours délicate et susceptible de générer des tassements importants, voire un effondrement avec fontis comme lors du creusement du tunnel de Vernier de l'A1. Deux profils types étaient prévus pour l'excavation en pleine section, l'un avec des mesures de stabilisation légères par enfilage de boulons autoforeurs en voûte et consolidation sporadique du front par boulons courts, l'autre avec voûtes-parapluies en tubes métalliques forés et boulons longs en fibres de verre dans le front. Sur la base du retour d'expérience de l'excavation du tunnel routier de Carouge, il était prévu de réaliser la moitié du tunnel depuis le côté Val d'Arve sans mesures de stabilisation systématiques. Ce choix impliquait de réaliser un pas d'excavation d'un mètre pour limiter le décousu et de fermer l'anneau de soutènement au plus vite.



4 Profil type dans la nappe  
Typical profile below the water table

lay in the absence of underpinning of the top heading, always a delicate operation liable to cause significant settling, or even a collapse with subsidence as with the boring of the Vernier tunnel of the A1. Two types of profile were planned for full section excavation: one with minor stabilisation measures with the insertion of self-drilling anchors in the arch and occasional consolidation of the face with short bolts, the other drilling a pipe roof umbrella and long fibreglass bolts in the face. Based on lessons learned from the excavation of the Carouge road tunnel, it was planned that half of the tunnel would be constructed from the Val d'Arve end without systematic stabilisation measures. This choice meant using an excavation step of one metre to limit the unsupported span and to close the supporting ring as quickly as possible.

Crédit/credit: BG Ingénieurs-Conseils SA

Crédit/credit: BG Ingénieurs-Conseils SA

Le reste du tunnel excavé depuis le Bachet, comportant le passage sous la rivière, prévoyait les mêmes mesures de stabilisation que pour les argiles, l'inventaire nécessaire étant déjà mobilisé sur ce front.

The rest of the tunnel excavated from Bachet end, including the section beneath the river, involved the same stabilisation measures as for the clayey sections, as the necessary equipment was already in use on this face.

Un anneau en béton constitue le revêtement non armé en voûte, mais armé en radier et piédroits.

A concrete lining ring was poured, unreinforced in arch and reinforced at the invert and side walls.

Du point de vue du drainage et de l'étanchéité, la conception de l'ouvrage prend en compte le niveau maximal de la nappe hors exploitation. Le concept d'étanchéité est différent selon les tronçons : étanchéité en calotte pour les tronçons en argiles, concept de drainage sans étanchéité pour le cas où le tunnel est complètement hors nappe, et étanchéité périphérique complète dans les zones de portail.

In terms of drainage and waterproofing, the design of the structure takes account of the maximum height of the water table when not exploited. The waterproofing design is different for each section: waterproofing in the crown for the sections in clay, drainage concept without waterproofing where the tunnel is completely out of the water table and complete peripheral waterproofing in the portal areas.

### 6 Dimensionnement

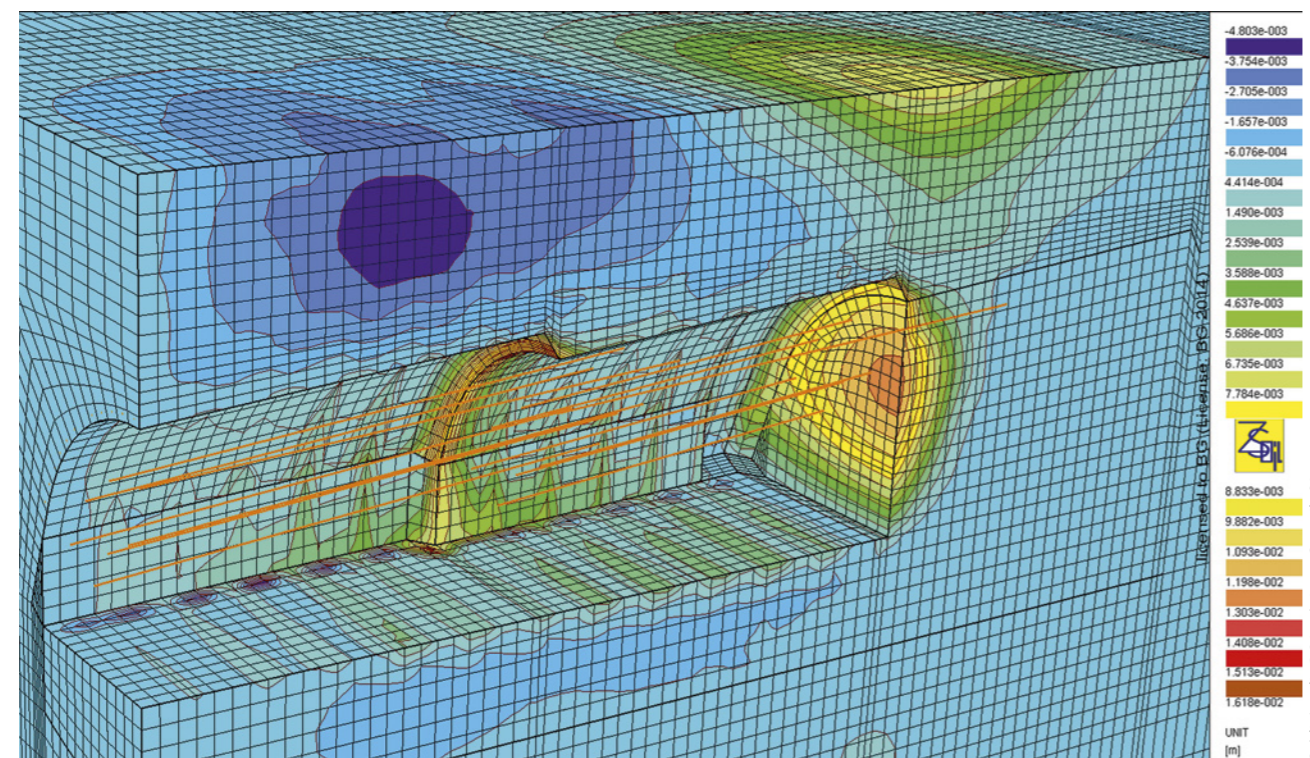
La conception et le dimensionnement ont fait l'objet d'optimisations successives, en appliquant la méthode observationnelle. Il s'agissait de garantir à la fois une sécurité maximale du personnel et des bâtiments avoisinants, une mise en œuvre efficace des moyens de pré-soutènement et soutènement, ainsi que le respect des délais.

### 6 Sizing

The design and sizing were subject to subsequent optimisation, applying the observational method. The idea was to guarantee the highest possible safety levels for crew and neighbouring buildings, the effective implementation of the pre-supporting and supporting measures and to respect deadlines.

A partir des essais de mécanique des sols réalisés, notamment des essais triaxiaux, une loi constitutive de type HSS a été calée pour illustrer le comportement des argiles. Pour les matériaux frottants comme les alluvions anciennes, c'est une loi de Mohr-Coulomb qui a été retenue.

Using the mechanical tests carried out on the soil, particularly the triaxial tests, an HSS-type model was defined to illustrate the behaviour of the clays. For the granular materials such as the old alluvions, the Mohr-Coulomb model was selected.



5 Calcul aux éléments finis  
Finite elements calculation

Le dimensionnement du soutènement et du revêtement a été réalisé à l'aide de modèles aux éléments finis 3D et 2D en interaction sol-structure. Ces modèles permettaient de prendre en compte les phases successives d'excavation et la réaction du front.

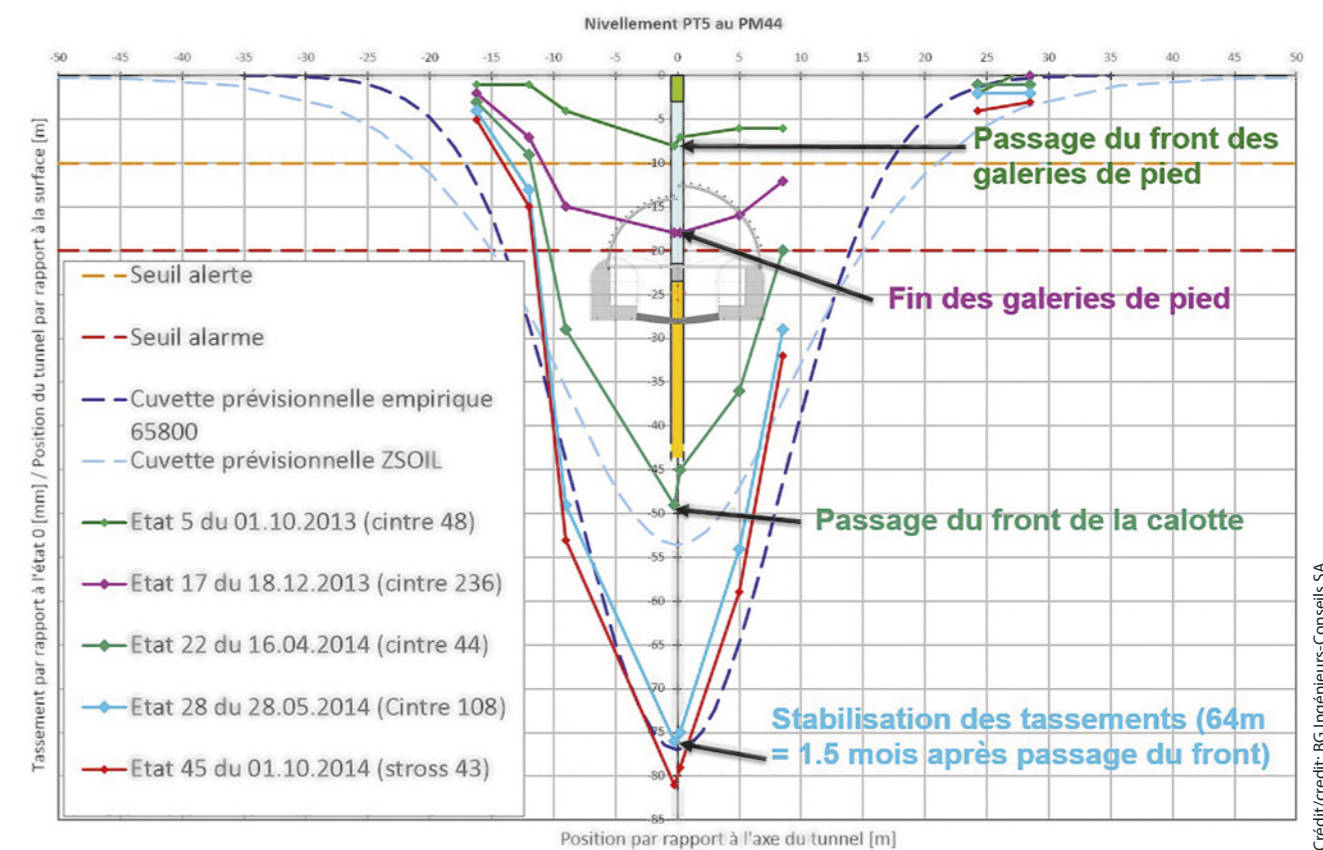
The sizing of the reinforcement and the lining was produced in soil-structure interaction using 3D and 2D finite elements models. These models are used to take account of the subsequent excavation phases and the reaction of the face.

Ils étaient également indispensables pour calculer les tassements survenant aux différentes étapes de l'avancement et définir ainsi les seuils d'alerte et d'alarme du plan de surveillance.

They are also crucial for calculating the settlement arising at the different stages of advancement and therefore to define the alert and alarm thresholds for the monitoring plan.

L'exploitation des données d'observation récoltées lors du creusement des galeries de pied a permis de recalculer les paramètres de calcul et définir ainsi plus précisément les nouveaux seuils d'alarme et d'alerte. Dans la zone en argile, il apparaît qu'environ 1/6 de la déformation totale a lieu lors de l'excavation des galeries de pied, et le reste lors de la réalisation de la calotte. Dans les alluvions anciennes, les tassements sont faibles et ne sont pas inquiétants.

The use of the observational data collected during the boring of the side galleries allowed the calculation parameters to be fine-tuned and therefore for new alert and alarm thresholds to be more precisely defined. In the clayey zone, it appeared that approximately 1/6 of the total deformation occurred during the excavation of the side galleries and the rest during the construction of the top heading. In the old alluvions, settlement was minor and not concerning.



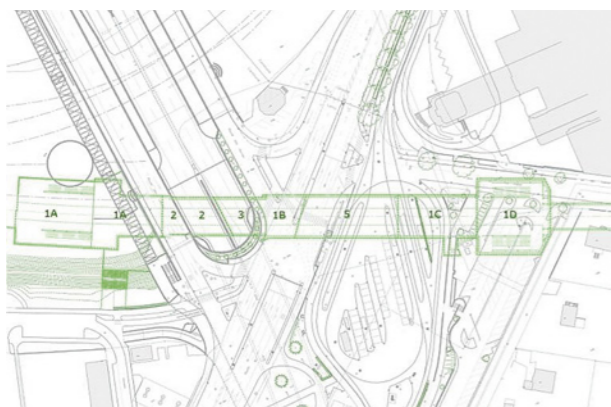
6 Comparaison entre mesures et calculs  
Comparison between measurements and calculations

### 7 Exécution

Pour la construction de la station Carouge-Bachet, la réalisation des parois moulées et de la dalle de couverture a imposé d'opérer en cinq secteurs distincts pour une longueur d'environ 200 m, nécessitant plus de 30 configurations de circulation sur une période de 36 mois.

### 7 Construction

For the construction of the Carouge-Bachet station, the production of the diaphragm walls and the roof slab required working in five separate sectors over a total length of about 200 m, requiring more than 30 different traffic arrangements over a period of 36 months.



Crédit/credit: BG Ingénieurs-Conseils SA

### 7 Phasage des travaux en surface Phasing of surface works

Après réalisation de toutes les phases à ciel ouvert, les travaux de terrassement ont été réalisés en pleine section entre la dalle supérieure et la dalle intermédiaire. Après bétonnage de cette dernière, l'excavation a été approfondie jusqu'à 2 m au-dessus du fond de fouille, puis le radier a été réalisé par étapes de 5 m disposées en quinconce pour maintenir une fiche suffisante de paroi moulée.

Pour le tunnel, l'entreprise a mobilisé sur chaque attaque un jumbo à trois bras (dont une nacelle) pour les mesures de stabilisation. Lors du creusement du tunnel dans les argiles, le profil type a pleinement atteint ses objectifs, les déformations ont été maîtrisées et aucun dommage n'a été à déplorer en surface. Le tassement maximal sur l'axe du tunnel était de 80 mm. La cadence globale était d'un mètre par jour. La projection à sec s'est avérée efficace pour un bon accrochage du béton de soutènement sur l'argile. De manière surprenante, la transmission des bruits solidiens lors du forage des tubes de voûte-parapluie a généré une gêne notable pour les riverains.

Sur l'autre front, la mise en œuvre des mesures de stabilisation par boulons autoforeurs a été interrompue après 29 m. Pour atteindre leur objectif, les barres forées doivent être parfaitement scellées au massif pour lui servir d'armature. Or, le forage détruisait la cohésion d'imbrication du gravier sableux, tandis que sa compacité élevée bloquait la pénétration du coulis injecté. Il n'a donc pas été possible de créer de véritables inclusions créant une voûte en sol armé. Des voûtes-parapluies en tubes de 159 mm ont donc été réalisées comme sur l'attaque Bachet.

Suite à l'excavation du tronçon dans la nappe de l'attaque depuis la voirie, l'entreprise a souhaité poursuivre en demi-section avec les mêmes mesures de stabilisation.

L'application des prix et cadences contractuelles de ce profil type sur le reste du chantier ne permettait pas de respecter le devis et le planning. Un groupe de travail réunissant l'ingénieur et l'entrepreneur, sous la direction du maître d'ouvrage, a donc élaboré une solution d'optimisation permettant de

After completion of all of the open-air phases, the soil removal works were carried out in full section between the roof slab and the intermediate slab. After concreting the intermediate slab, the excavation was deepened to 2 m above the bottom of the trench, then the invert was produced in 5 m stages, in a staggered arrangement to maintain a sufficient insertion depth for the diaphragm wall.



Crédit/credit: BG Ingénieurs-Conseils SA

### 8 Travaux de parois moulées Diaphragm wall works

For the tunnel, the company deployed a three-booms drilling machine (including one platform) on each drive for the stabilisation measures. When digging the tunnel in clays, the standard profile fully achieved its objectives, deformations were controlled and no damage was reported on the surface. The maximum settlement along the line of the tunnel was 80 mm. The overall progress rate was one metre per day. Dry spraying proved very effective for good adhesion of the concrete lining on the clay. Surprisingly, the transmission of structure-borne noise during the drilling of the tubes of the umbrella arch caused notable disturbance for local residents.

On the other face, the implementation of stabilisation measures using self-drilling bolts was suspended after 29 m. To achieve their purpose, the drilled bars had to be fully embedded in the ground to act as a reinforcement for it. Yet the drilling destroyed the interlocking cohesion of the sandy gravel, whilst its high degree of compaction blocked the penetration of the injected grout. As a result, it was not possible to create proper enclosures forming a reinforced soil arch. Umbrella arches with pipes with a diameter of 159 mm were therefore drilled and installed, as on the Bachet drive.

Following the excavation of the section below the water table of the drive from the road network, the company wanted to continue in half-section with the same stabilisation measures.

The application of the contractual price and progress rate for this standard profile on the rest of the site meant it was not possible to comply with the estimate and the schedule. A working group bringing together the engineer and the contractor, under the direction of the owner's consultant, therefore developed an optimisation solution which meant the

réaliser le tunnel dans le respect des coûts et délais, avec l'inventaire présent sur chantier.

L'excavation en demi-section étant plus rapide qu'en pleine section, la percée est intervenue plus tôt. La constatation de la bonne tenue des fronts a aussi permis d'adopter l'excavation par pas de deux mètres, avec pose de deux cintres à la fois. Enfin, le profil du tunnel a été adapté (réduction de la divergence des voûtes-parapluies, remontée du radier, modification du confortement du front).

Le planning a été corrigé, intégrant de nouvelles cadences contractuelles tenant compte de la modification des profils-types et les aléas survenus depuis le début des travaux.

La cadence moyenne atteinte pour l'attaque en calotte dans les alluvions est d'environ 3,2 m par jour, soit une accélération de 33% sur l'excavation par pas d'1 m. L'excavation et le soutènement d'une avancée de 12 m ont duré en moyenne 90 h, dont 27 h pour les mesures de stabilisation.

Après le percement, l'excavation du stross a été exécutée depuis le Bachet vers la Voirie, en assurant la logistique de cet atelier depuis cette tête. Les ateliers de revêtement (radier, amorces de voûte, étanchéité, voûte et banquettes) se succédaient pour leur part dans le même sens, approvisionnés depuis la tête Bachet.

L'excavation du stross s'effectuait par pas de 2 m, avec mise en place simultanée du soutènement. Le délai entre le terrassement et la fin de la pose du soutènement étant inférieur à 6 heures, aucune instabilité ni tassement n'ont été à déplorer. L'excavation et le soutènement du stross ont été réalisés à la cadence moyenne d'environ 9 m par jour.

Grâce à ces optimisations, un second coffrage de voûte n'a pas été nécessaire. La cadence contractuelle de 48 m par semaine pour la voûte a été tenue sans problème. La réalisation du radier armé accueillant de nombreux réseaux s'est effectuée par avancées de 18 m coulées tous les deux jours, pour une cadence moyenne de 45 m par semaine. Les banquettes ont été réalisées à la cadence moyenne de 18 m par jour.

Le traitement par jetting et imprégnation des alluvions dans la nappe a permis de réduire le débit des venues d'eau à pomper de 250 l/s à 90 l/min. La forme en dents de scie du profil excavé liée aux voûtes-parapluies, associée à l'imbrication forte entre soutènement et revêtement en l'absence d'étanchéité, a engendré la formation de fissures de retrait dans le béton non armé de la voûte. Une formulation de béton pauvre en CEM I et la mise en œuvre sur le soutènement d'une couche drainante en Delta MS dans les zones non étanchées ont permis de maîtriser ce phénomène, les fissures se concentrant aux joints de bétonnage entre les plots. Sur l'ensemble du chantier, moins d'un jour de travail

tunnel could be constructed in compliance with the costs and deadlines using the equipment present on the site.

As half-section excavation is quicker than full section, the breakthrough was achieved earlier. Having noted the good condition of the excavation faces, it was possible to excavate in two metre steps, installing two steel rib arches at once. Lastly, the profile of the tunnel was altered (reduction in the divergence of the pipe roofing umbrella arches, raising of the invert, modification of the stabilisation of the face).

The schedule was amended, incorporating the new contractual progress rates, taking account of the modifications to the standard profiles and the contingencies which had arisen since the start of the works.

The average progress rate achieved for the top heading drive in the alluvions is around 3.2 m per day, representing an acceleration of 33% over excavation in 1 m increments. The excavation and support of a 12 m section took an average of 90 hours, with 27 hours for the stabilisation measures.

After breakthrough, the removal of the bench was performed from Bachet towards the Val d'Arve, by providing logistics for this workshop from this end. The lining workshops (invert, arch preparation, waterproofing, arch and platforms) followed in succession in the same direction, supplied from the Bachet end.

The bench was removed in 2 m increments, with the simultaneous positioning of the support. The delay between the soil removal and the completion of the installation of the reinforcement was less than six hours; no instability or settlement was reported. The excavation of the bench and the support was carried out at an average progress rate of 9 m per day.

Thanks to these optimisations, a second formwork arch was not required. The contractual progress rate of 48 m per week for the lining arch was maintained without any problems. The construction of the reinforced invert housing numerous utilities was carried out in 18 m sections, poured every two days, with an average progress rate of 45 m per week. The platforms were produced at an average rate of 18 m per day.

Treatment with jet grouting and impregnation of the alluvions below the water table allowed the flow of intruding water for pumping to be reduced from 250 l/s to 90 l/min. The saw-tooth shape of the excavated profile caused by the pipe roofing umbrella arches, combined with the close overlapping of the reinforcement and the lining in the absence of waterproofing, led to the formation of shrinkage cracks in the non-reinforced concrete of the arch. A low CEM I concrete mixture and the application on the support of a Delta MS drainage layer in the non-waterproofed areas allowed this issue to be controlled, as the cracks were concentrated in the concreting joints between the segments. Across the



Crédit/credit: BG Ingénieurs-Conseils SA

9 Travaux de soutènement  
Reinforcement works

pour 1000 heures travaillées a été perdu pour cause d'accident.

### 8 Conclusion

Le planning prévoyait une durée des travaux de 252 semaines, et l'achèvement du tunnel pour le 30 avril 2017. Finalement, les travaux ont été achevés 5 semaines plus tôt, malgré l'interruption de creusement du stross pendant deux mois suite à la crue centennale de la nappe phréatique, laquelle a dépassé le niveau du traitement d'étanchement réalisé.

Le coût final du lot 3 se monte à 209,4 millions de CHF, dont 12,2 millions de CHF de renchérissement. Les travaux supplémentaires ne représentent donc que 6% du devis. Le génie civil du tunnel de Pinchat s'élève à 159,9 millions de CHF, dont 7,8 millions de renchérissement (soit 78 500 CHF par mètre pour un monotube à deux voies.)

whole site, less than one working day per 1,000 working hours was lost due to accidents.

### 8 Conclusion

The schedule planned for the works to last 252 weeks and the tunnel to be completed by 30 April 2017. In the end, the works were completed five weeks earlier, despite the interruption of the excavation of the bench for two months following the hundred-year rise of the water table which exceeded the level of the waterproofing treatment applied.

The final cost for Lot 3 totalled CHF 209.4 million, an increase of CHF 12.2 million. The additional works therefore only represent 6% of the estimate. The civil engineering costs for the Pinchat tunnel totalled CHF 159.9 million, an increase of CHF 7.8 million (i.e. CHF 78,500 per metre for a dual-track single bore).

DONNÉES DE PROJET	
<b>Région</b>	Genève
<b>Mandataire du maître d'ouvrage</b>	CEVA
<b>Maître d'œuvre</b>	GE-Pinchat, constitué de BG, GADZ, SD et Solfor
<b>Groupement d'entreprise</b>	CTP, constitué de Walo Bertschinger, Rothpletz Lienhard, Implenla, Prader-Losinger et Infra
<b>Données clés</b>	
Durée de construction:	252 semaines
Coût estimé:	159,9 millions Franc suisse
Longueur de tunnel:	2036 m
Section d'excavation:	100 m <sup>2</sup>

PROJECT DATA	
<b>Region</b>	Geneva
<b>Representative of the client</b>	CEVA
<b>Client</b>	GE-Pinchat, comprising BG, GADZ, SD and Solfor
<b>Consortium</b>	CTP, made up of Walo Bertschinger, Rothpletz Lienhard, Implenla, Prader-Losinger and Infra
<b>Key data</b>	
Construction period:	252 weeks
Estimated cost:	159.9 million Swiss francs
Tunnel length:	2.036 m
Excavation cross-section:	100 m <sup>2</sup>

Thomas Zieger, Dipl. Bau-Ing. TU, SBB Infrastruktur, Luzern/CH  
Kurt Fehr, SBB Leiter Einkauf Bauprojekte Region Mitte, Olten/CH

## Neuer Doppelspurtunnel Bözberg

### Ausschreibung, Erwartungen und Erfahrungen beim neuen Vertragsmodell Generalunternehmer Plus (GU+)

Erstmals wurde im Jahr 2015 ein Auftrag für einen Tunnelneubau von der SBB Infrastruktur im Vertragsmodell Generalunternehmer Plus (GU+) vergeben. Die Implenia Schweiz AG, die diesen Auftrag erhalten hat, ist somit verantwortlich für alle Leistungen von der Ausführungsplanung über die eigentlichen Bauleistungen des Tunnelvortriebs und der Rohbauarbeiten sowie den Einbau der Bahntechnik bis hin zur Übergabe des «schlüsselfertigen» Tunnels an die SBB Ende August 2020.

## The New Bözberg Twin-Track Tunnel

### The Invitation to Tender, Expectations and Experience with the New GU+ Contractual Model

In 2015, SBB Infrastructure awarded a contract for the construction of a new tunnel under the General Contractor Plus (Generalunternehmer Plus, abbreviated as GU+) contract model for the first time. Implenia Schweiz AG, which has been awarded this contract, is thus responsible for all services from the planning of the work through to the actual construction work. This includes tunnel excavation, doing the basic structural works and installing the rail technology, right up to the handover of the “turnkey” tunnel to SBB at the end of August 2020.

#### 1 Einleitung

Das Projekt Neubau Doppelspurtunnel Bözberg ist das grösste Einzelprojekt auf dem 4-m-Korridor von Basel nach Chiasso/Luino. Mit einem Baubeginn im Jahre 2015 und der Inbetriebnahme im Dezember 2020 liegt das Projekt auf dem kritischen Weg. Um dieser Situation gerecht zu werden und das Risiko einer verspäteten Inbetriebsetzung zu entschärfen, hat sich die SBB schon frühzeitig ab dem Jahr 2012 mit der Vergabe der Bauleistungen als Gesamtleistungsmandat beschäftigt.

#### 2 Ausschreibung von Gesamtleistungen

##### 2.1 Ausgangssituation

Das Investitionsvolumen SBB Projekte (PJ) ist in den vorausgegangenen Jahren 2011 bis 2016 markant angestiegen (siehe Bild 1).

Zur Bewältigung dieser Herausforderung hat eine Projektgruppe aus Vertretern der SBB Infrastruktur, des Schweizerischen Baumeisterverbandes und des Fachverbandes Infra im Jahr 2012 einen Standbericht mit Empfehlungen zur Ausschreibung von Gesamtleistungsmandaten erarbeitet. Als mögliche Gesamtleistungsmodelle wurden folgende Modelle betrachtet und erarbeitet:

#### 1 Introduction

The Bözberg twin-track tunnel project is the largest single project on the 4 m corridor from Basel to Chiasso/Luino. With construction starting in 2015 and operations starting in December 2020, the project is on the critical path. To do justice to this situation and to mitigate the risk of a delayed start of operations, early in 2012 SBB started the process of awarding one contract for the entire work.

#### 2 Invitation to Tender for the Entire Work

##### 2.1 Initial Situation

The SBB Projects (PJ) investment volume has increased significantly in recent years 2011 to 2016 (see Fig. 1).

To meet this challenge, a project group made up of representatives of SBB Infrastruktur, the Swiss Society of Master Builders and the Infra trade association drew up a status report in 2012 with recommendations for an invitation to tender for one contract for the entire work. The following models for a single entity to do everything were considered and developed:

- General planner (GPL, Generalplaner)
- General contractor (GU, Generalunternehmer)
- General contractor plus (GU+, Generalunternehmer plus)

## Le nouveau tunnel à deux voies du Bözberg

### Appel d'offres, attentes et expériences dans le cadre du nouveau modèle contractuel Entrepreneur général Plus (EG+)

La réalisation du nouveau tunnel du Bözberg s'inscrit dans le cadre du nouveau modèle contractuel Entrepreneur général Plus (EG+) avec les principes suivants :

- Réalisation des travaux d'excavation, de gros œuvre et des ouvrages ferroviaires par une seule et unique entreprise, dite entreprise générale (sont exclus du marché les travaux de télécommunication, de sécurisation et de caténaires, pris en charge par des entreprises tierces mandatées par les CFF)
- Prise en charge par l'entrepreneur général de la planification pour l'exécution du projet
- Simplification de la facturation grâce à un chiffrage global pour les différents lots
- Assistance ou représentation du maître d'ouvrage lors de la réalisation sur site par un ingénieur de ce dernier.
- Mise en oeuvre de solutions innovantes et optimisations proposées par l'Entrepreneur avec son concepteur lors de la soumission des offres et de la réalisation du projet.

Avec un volume de commande de 145 millions de francs, Implenia Suisse SA a été sélectionnée en qualité d'entreprise générale en application du modèle contractuel EG+.

## Nuova galleria a doppio binario del Bözberg

### Capitolato di fornitura, aspettative ed esperienze con il nuovo modello contrattuale Impresa Generale Più (IG+)

L'esecuzione della nuova costruzione della galleria a doppio binario del Bözberg avviene con il nuovo modello contrattuale Impresa Generale Più (IG+) secondo i principi seguenti:

- Realizzazione dei lavori relativi ad avanzamento, costruzione grezza e tecnica ferroviaria da un solo soggetto a cura di un'impresa generale. Sono esclusi i lavori relativi a telecomunicazioni, messa in sicurezza e linea di alimentazione, curati da FFS con delle aziende terze.
- Assunzione delle prestazioni progettuali per la pianificazione dell'esecuzione da parte dell'impresa generale.
- Semplificazione della fatturazione grazie a prezzi d'offerta globalizzati per le singole prestazioni parziali.
- Supporto ovvero rappresentanza del committente della costruzione nella realizzazione sul posto a cura di un ingegnere del committente.
- Realizzazione di innovativi approcci risolutivi e ottimizzazioni per l'impresa con i suoi progettisti nella presentazione dell'offerta e durante l'esecuzione.
- Implenia Svizzera SA è stata incaricata quale prestatrice unica nel modello contrattuale IG+ con un volume della commessa di 145 milioni di franchi.

- Generalplaner (GPL)
- Generalunternehmer (GU)
- Generalunternehmer Plus (GU+)
- Totalunternehmer (TU)
- Kombinationen

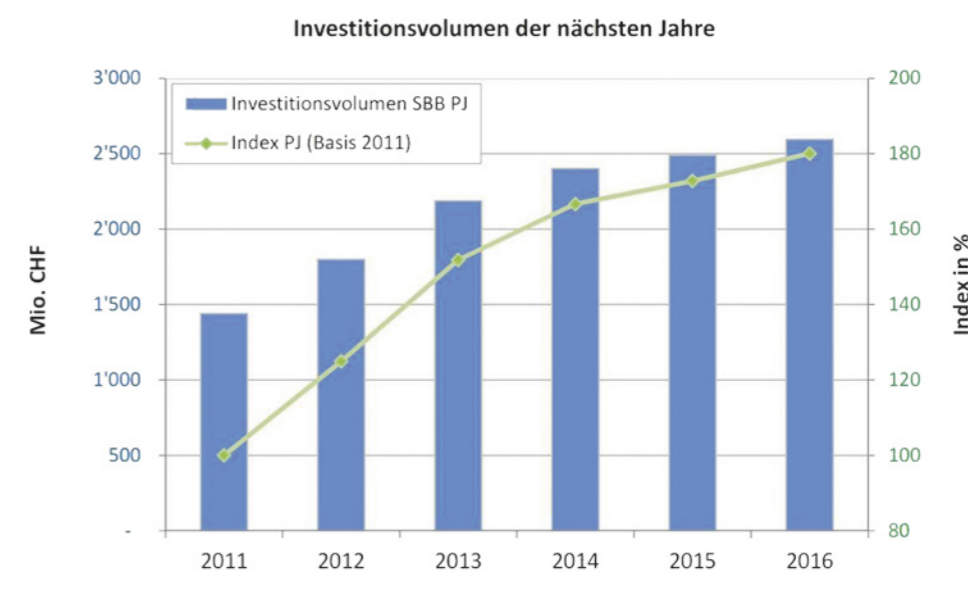
- Full service contractor (TU, Totalunternehmer)
- Combinations

Dabei hat sich gezeigt, dass Gesamtleistungsmodelle für Einspurtunnel, Neubaustrecken oder bei Vollsperrungen sinnvoll sind, weil der laufende Bahnbetrieb möglichst keine Auswirkungen auf den vom Gesamtleister vorgesehenen Bauablauf haben darf.

#### 2.2 Chancen und Risiken aus Sicht des Bauherrn

Die Vergabe von Gesamtleistungen hat folgende Vorteile und Chancen:

- Reduktion der Anzahl Vertragsnehmer und Lieferanten



1 Investitionsvolumen SBB inklusive Eigenleistungen, Gleisbau, Fahrleitung und Sicherheit  
SBB investment volume including its own services, track construction, overhead catenary system and safety



- Verringerung der Eigenleistungen bei der SBB-Projektleitung (Reduktion der Fertigungstiefe)
- Reduktion von Schnittstellen und damit verbundenen Risiken
- Gewinn von Synergien und damit Kosten- und Zeiteinsparungen infolge der Zusammenlegung von Planungs- und Realisierungs-Know-how
- schnellere Projektrealisierung durch die Bündelung der Prozesse beim Hauptunternehmer
- Wirtschaftlichkeit der Angebote durch den frühzeitigen Einbezug von Unternehmervarianten

Diesen Vorteilen stehen folgende Nachteile gegenüber:

- grössere Vorleistungen der SBB-Projektleitung zur Festlegung von Projektanforderungen, Randbedingungen und Standards in einer frühen Projektphase
- weniger qualifizierte Anbieter auf dem Planungs- und Bausektor mit den erforderlichen Kompetenzen und Möglichkeiten

### 3 Vertragsmodell für Neubau Bözbergtunnel

#### 3.1 Aufteilung in Teilprojekte

Das Projekt Neubau Bözbergtunnel wurde in zehn Teilprojekte aufgeteilt, getrennt in Vor- und Haupt- sowie nachlaufende Arbeiten gemäss nachfolgender Zusammenstellung (Bild 2). Gemäss den Empfehlungen aus dem Standbericht Gesamtleistungen eignet sich das Teilprojekt 21 «Hauptarbeiten Neubautunnel» für ein Gesamtleistungsmandat und wurde mit dem Vertragsmodell GU+ ausgeschrieben. Die Bauausführung der anderen Teilprojekte (TP) musste entweder direkt nach Erteilung der Verfügung zum Plangen-

## Neubau Doppelspurtunnel Bözberg. Teilprojekte (TP).

#### Vorarbeiten

- **TP 11:** Vorbereitung Installationsplatz **Abgeschlossen**
- **TP 12:** Voreinschnitt Schinznach Dorf **Abgeschlossen**
- **TP 13:** Verladegleis für Tunnelausbruchmaterial **Abgeschlossen**

#### Hauptarbeiten

- **TP 21:** **Hauptarbeiten Tunnel → Vergabemodell GU+** **in Arbeit**
- **TP 24 Bahnverlad:** Transport Tunnelausbruchmaterial mit SBB Cargo **in Arbeit**
- **TP 22:** Effingen, Dienstgebäude und Betonarbeiten Personenunterführung **Abgeschlossen**
- **TP 23:** Gleisanschlüsse Tunnel (unter Betrieb) **in Arbeit 2018 - 2020**
- **TP 24:** Materialtransporte und Deponie (D-Material) **Abgeschlossen**
- **TP 25:** Landschaftsgestalterische Begleitmassnahmen **laufend**

#### Nachlaufende Teilprojekte

- **TP 26:** Instandsetzung DRS (Tunnelsubstanz) **ab 2021**

It has been shown that models for a single entity to do everything make sense in case of single-track tunnels, new railway sections or work executed during complete closures, because ongoing rail operations must have as little impact as possible on the construction process planned by this single entity.

### 2.2 Opportunities and Risks from the Client's Perspective

Awarding a contract for the entire work has the following benefits and opportunities:

- It reduces the number of contractors and suppliers
- It reduces the work to be done by the SBB project management (reduces the vertical range of production)
- It reduces the number of interfaces and the risks associated with them
- It results in benefits from synergies and thus cost and time savings as a result of combining planning and implementation know-how
- It results in the project being implemented more quickly due to processes being bundled at the main contractor
- It improves the cost-effectiveness of the tenders due to the early inclusion of commercial variants

These advantages are offset by the following disadvantages:

- It requires major preparatory work by SBB project management to define the project requirements, constraints and standards at an early stage of the project
- It means that there are fewer qualified suppliers in the planning and construction sector with the necessary skills and opportunities

## 3 Contractual Model for the Construction of the New Bözberg Tunnel

### 3.1 Subdivision into Partial Projects

The new Bözberg Tunnel project has been divided into ten sub-projects, separated into preliminary and main work as well as subsequent work as follows (Fig. 2). In accordance with the recommendations from the "Entire work" status report, subproject 21 "Main works to construct a new tunnel" is suitable for one contract for the entire work and was put out to tender using the GU+ contractual model. The construction of the other subprojects (TP) had either to start immediately after the decision on the planning approval ruling (PGVf) from 7 October 2015 had been is-

ehmigungsverfahren (PGVf) vom 7. Oktober 2015 beginnen (TP 11 und TP 12) oder sie erfolgt unter Betrieb (TP 13 und TP 12), sodass sich diese Teilprojekte nicht für die Ausschreibung mit einem Gesamtleistungsmandat eignen. Einzig das TP 22 wurde noch als Gesamtleistungsmandat GU ausgeschrieben, weil es sich um ein Bahntechnikgebäude handelt, wovon die Gebäudehülle schlüsselfertig erstellt und der gesamte Einbau der Bahntechnik von einem GU koordiniert werden konnte. Hierbei hat die SBB die Ausführungsplanung selbst erstellt.

### 3.2 Warum Vertragsmodell GU+?

Die zunehmende Komplexität der Projekte in technischer und betrieblicher Hinsicht in Kombination mit knappen Personalressourcen hat die SBB dazu bewogen, den Neubau Doppelspurtunnel Bözberg mit einem Gesamtleistungsmodell auszusuchen. Die Hauptarbeiten erfüllen dabei die folgenden Kriterien (siehe Bild 3):

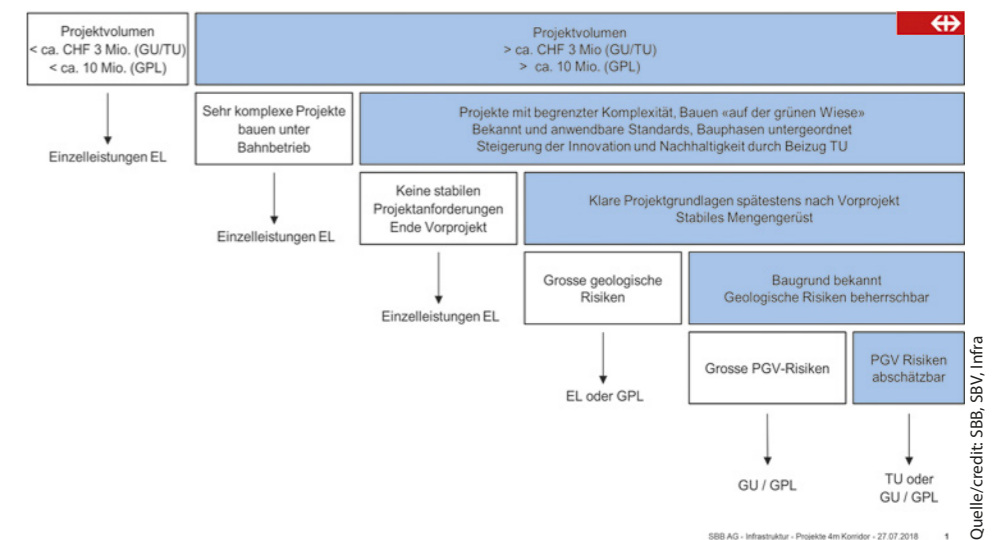
- genügend grosses Projektvolumen
- kein Bauen unter Betrieb
- stabiles Mengengerüst
- bekannte Geologie (aus bestehendem Eisenbahn- und Autobahntunnel Bözberg)
- abschätzbare Risiken aus dem Plangenehmigungsverfahren

Bestimmend für den Entscheid zugunsten des Vertragsmodells GU+ war die Tatsache, dass die SBB in den Jahren 2016 bis 2020 nicht über genügend eigene Ressourcen verfügt und die Realisierung des Bauvorhabens Neubau Bözbergtunnel mit möglichst wenig Eigenleistung erfolgen sollte.

### 3.3 Welche Ziele und Erwartungen sind mit dem Vertragsmodell GU+ verknüpft?

Den Anbietern soll die Möglichkeit gegeben werden, ihre Ideen und Fähigkeiten einzubringen. Dabei soll ein umfassendes und attraktives Los ausgeschrieben werden. Die wesentlichen Ziele und Erwartungen sind:

- wirtschaftliche Gesamtlösung und haushälterischer Umgang mit öffentlichen Mitteln
- Entlastung der SBB-internen Ressourcen
- klare Verantwortlichkeiten – auch bezüglich des Umgangs mit Risiken
- optimales Bauprogramm, damit der Termin der Inbetriebnahme sichergestellt ist
- Nutzen von Chancen aus der Innovationskraft der Bauindustrie und der Zusammenarbeit mit Ingenieuren



3 Entscheidungsraaster Gesamtleistungsmandate  
Decision grid for one contract for the entire work

sued (TP 11 and TP 12) or it had to be done during operation (TP 13 and TP 12), so that these subprojects were not suitable to be put out to tender with one contract for the entire work. Only TP 22 was still put out to tender as one contract for the entire work, because it is a rail technology building, for which a turnkey building shell could be constructed and the entire installation of the rail technology equipment could be coordinated by one general contractor. SBB prepared the implementation project plan for this itself.

### 3.2 Why the GU+ Contractual Model?

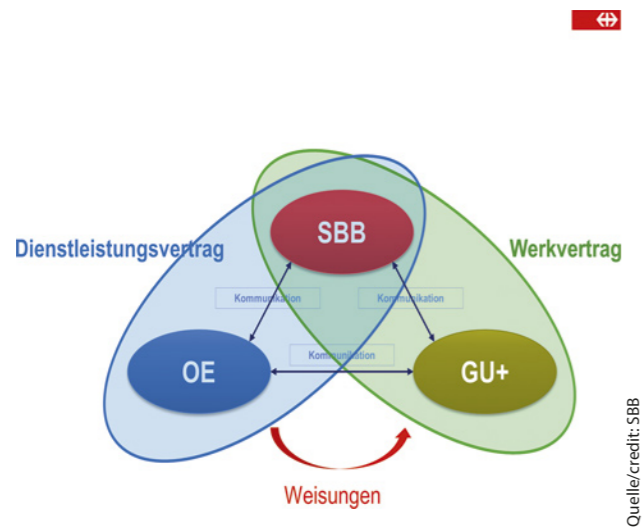
The increasing technical and operational complexity of the projects combined with scarce human resources prompted SBB to put the new Bözberg twin-track tunnel out to tender on the basis of a model for a single entity to do everything. The main works fulfil the following criteria (see Fig. 3):

- A sufficiently large project volume
- No construction during ongoing operation
- A stable quantity framework
- Known geology (from the existing Bözberg railway and motorway tunnel)
- Quantifiable risks from the planning approval process

The decisive factor for the decision in favour of the GU+ contractual model was the fact that SBB did not have sufficient resources of its own between 2016 and 2020 and that the construction project for the new Bözberg Tunnel was to be done with as little work for SBB as possible.

### 3.3 What Goals and Expectations Are Linked to the GU+ Contractual Model?

The tendering companies should be given the opportunity to contribute their ideas and skills. In this, a comprehensive and attractive contract is to be put out to tender. The essential goals and expectations are:



4 Abhängigkeiten und Kommunikationswege im Vertragsmodell GU+  
Dependencies and communication paths in the GU+ contractual model

3.4 Projektentwicklung im Vertragsmodell GU+

Das Modell GU+ erfordert neue Rollen und Denkweisen auch im Sinne eines neuen Zusammenarbeitsmodells SBB-OE-GU+ (siehe Bild 4). Dabei nimmt der Owner's Engineer (OE) eine wichtige Rolle ein. Der OE übernimmt diejenigen Anteile der Bauleitung (Phase 52 gemäss SIA103/112), welche nicht direkt dem GU+ zugeordnet sind. Der OE unterstützt den Bauherrn bei der vertraglichen Abwicklung sowie bei der Bearbeitung von Nachtragsforderungen und Projektänderungsanträgen des GU+. Der OE prüft die Ausführungspläne des GU+ und stellt den Antrag an den Bauherrn, diese freizugeben. Der OE überwacht stichprobenweise die Bauausführung und kontrolliert die erreichte Qualität. Der OE berät den Bauherrn in allen Belangen der Projektentwicklung. Die Zusammenarbeit der SBB mit dem OE ist in einem Schnittstellenpapier geregelt.

3.5 Nach welchen Grundsätzen wurde der GU+ ausgeschrieben?

Der GU+ erbringt sämtliche Bauleistungen (exklusive Telecom, Sicherungs- und Fahrleitungsanlagen) bis zur Inbetriebnahme und übernimmt dazu auch die Projektierungsleistungen für das Ausführungsprojekt. Da alle Planungs- und Bauleistungen aus einer Hand erbracht werden, ergibt sich eine erhebliche Reduzierung der Schnittstellen und des Koordinationsaufwands der Bauherrschaft. Auch der vom Unternehmer beigezogene Planer für die Ausführungsprojektierung wird in die Bewertung der Angebote einbezogen. Des Weiteren wird eine aussergerichtliche Konfliktlösung in Form eines Streitschlichtungsgremiums im GU+-Vertrag vereinbart. Das Auflageprojekt (PGV) ist die Basis für die Submission. Das Risiko für die PGV-Auflagen trägt die Bauherrschaft.

- An economical overall solution and economical use of public funds
- To provide relief for SBB's internal resources
- Clear responsibilities – also with regard to dealing with risks
- An optimum construction programme to ensure that the date for start of operations is guaranteed
- To exploit opportunities arising from the innovative strength of the construction industry and from the cooperation with engineers

3.4 Project Management for the GU+ Contractual Model

The GU+ model requires new roles and ways of thinking, also in the sense of a new model of cooperation SBB-OE-GU+ (see Fig. 4). The owner's engineer (OE) plays an important role in this. The OE takes over those parts of the construction management (phase 52 as per SIA103/112 – (standard of the Swiss society of engineers and architects)) that are not directly assigned to the GU+. The OE supports the client in the contractual process as well as in the processing of supplementary requirements and project change requests made by the GU+. The OE checks the GU+ construction plans and submits the application to the client to approve them. The OE monitors the actual construction work on a random basis and checks the quality achieved. The OE advises the client on all aspects of project management. SBB's cooperation with the OE is governed by an interface paper.

3.5 Under Which Principles Was the GU+ Put Out to Tender?

GU+ provides all construction services (excluding telecommunications, safety and overhead conductor rail/catenary wire systems) up to the start of operation and also provides the "project planning services" to prepare the "implementation project plan". As all planning and construction services come from a single source, there is a considerable reduction in the number of interfaces and in the client's coordination work. The planner consulted by the contractor for the preparation of the implementation project plan is also included in the evaluation of the bids. Furthermore, an out-of-court conflict resolution in the form of a dispute settlement body is agreed in the GU+ contract. The detailed project for the planning approval procedure (PGV) is the basis for the submission. The risk for the PGV conditions is borne by the client.

3.6 Special Aspects of the GU+ Concept for the Submission of Tenders

3.6.1 System to Evaluate the Criteria for the Award of the Contract (Quality Takes Precedence over Cost-Effectiveness)

The contract is to be awarded according to the principle of "the quality takes precedence over the price". This is intended to ensure that suppliers invest sufficient energy into the required optimisation of the project. The contract will be awarded to the tender which reaches the required quality (minimum utility value to be achieved: 350 out of a maximum of 500 points) and the minimum score required in accordance with section 3.6.7, and which has the best overall cost-effectiveness (lowest cost per utility point).

3.6 Besonderheiten beim Submissionskonzept GU+

3.6.1 Bewertungssystem für Zuschlagskriterien (Qualität vor Wirtschaftlichkeit)

Die Vergabe erfolgt nach dem Prinzip «Qualität vor Preis». Damit soll sichergestellt werden, dass die Anbieter eine angemessene Energie in die gewünschten Projektoptimierungen stecken. Den Zuschlag erhält das Angebot, welches die geforderte Qualität (minimal zu erreichender Nutzwert: 350 von maximal 500 Punkten) sowie die gemäss Kapitel 3.6.7 geforderte Mindestnote erreicht und die beste Gesamtwirtschaftlichkeit (tiefste Kosten pro Nutzwertpunkt) aufweist.

3.6.2 2-Couvert-System

Das technische Angebot und das Preisangebot mussten von den Anbietern in zwei separaten und verschlossenen Couverts eingereicht werden. Die Zuschlagsprüfung erfolgte in zwei voneinander getrennten Phasen. Zuerst wurde die Qualität des technischen Angebots umfassend geprüft, im Anschluss wurden die Preisangebote geöffnet und somit die Wirtschaftlichkeit der Angebote geprüft.

3.6.3 Leistungsumfang

Neben den vertraglichen Bauleistungen für Tunnelvortrieb, Rohbau und Bahntechnik erbringt der GU+ weitere umfangreiche Dienstleistungen:

- Erstellen des Ausführungsprojekts (Phase 51 nach SIA 103/112)

cordance with section 3.6.7, and which has the best overall cost-effectiveness (lowest cost per utility point).

3.6.2 Two-Envelope System

The technical tender and the price tender had to be submitted by the suppliers in two separate and sealed envelopes. The tenders were examined for the awarding of the contract in two independent phases. First of all, the quality of the technical tender was comprehensively checked, then the price tenders were opened and the cost-effectiveness of the tenders was examined.

3.6.3 The Scope of the Services

In addition to the contractual construction services to bore the tunnel, for the structural works and for the rail technology, GU+ also provides other extensive services:

- Preparation of the implementation project plan (phase 51 according to SIA 103/112)
- Share of the site management (phase 52 according to SIA 103/112)
- Share of the start of operations/completion of the project (phase 53 according to SIA 103/112)
- Coordination of the planning and installation of the catenary (overhead conductor rail) in the tunnel by the specified third-party contractors
- Coordination of SBB's own services for high-voltage supply, safety installations, telecommunications and the 16<sup>2</sup>/<sub>3</sub> Hz systems

Modulpreisblatt (Variante)

Auftraggeber		SBB AG, Luzern		Projekt		Bözbergtunnel Neubau			
Phase		Submission, Teilprojekt 21		ISP-Nr.		1120809			
				Stand:		26.09.2014			
Modul				Neubautunnel, TBM-Strecke					
Modulnummer				4					
Modul-Leistungsbeschreibung									
Leistungsverzeichnis nach NPK				113 Baustelleinrichtung 223 Belagsarbeiten 241 Ortbetonbau 262 TBM-Vortrieb im Fels 266 Ausbruchsicherung im Untertagbau 267 Bauhilfsmassnahmen im Untertagbau 268 Wasserhaltung im Untertagbau 271 Abdichtung im Untertagbau 273 Verkleidung im Untertagbau 276 Vorauserkundung und Überwachung im Untertagbau					
Modulkosten									
Nr.	Abkürzung (PSL)	Teilleistung	Typ	Einheit	Ausmass	Grundangebot		Variante	
						PSL Summe NPK	Einheitspreis	Einheitspreis	Summe
4.1	MDTBMA	Montage und Demontage TBM inkl. Inbetriebnahme	A	gl	1		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.2	AST1A	Ausbruch und Sicherung T1	A	m	860		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.3	AST2A	Ausbruch und Sicherung T2	A	m	1272		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.4	AST3A	Ausbruch und Sicherung T3	A	m	371		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.5	UAUB	Unterbruchsarbeiten	B						Fr. 0.00
4.7	VAVA	Verkleidung & Abdichtung: Vollabdichtung	A	m	200		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.8	VARA	Verkleidung & Abdichtung: Regenschirmabdichtung	A	m	1932		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.9	VASQB	Verkleidung & Abdichtung: stark quellfähig (Anhydritquellen)	A	gl	371		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.10	ALGSA	Anschluss Lockergesteinsstrecke	A	gl	1		Fr. 0.00		Fr. 0.00
4.11	ATBA	Anschluss Tagbautunnel	A	gl	1		Fr. 0.00		Fr. 0.00
Total Modulkosten									Fr. 0.00

5 Modulpreisblatt für TBM-Vortrieb (Modul 4)  
Module price sheet for TBM tunnelling (module 4)

- Anteile an der Bauleitung (Phase 52 nach SIA 103/112)
- Anteil an Inbetriebnahme/Abschluss (Phase 53 nach SIA 103/112)
- Koordination der Planung und Montage der Fahrleitung (Deckenstromschiene) im Tunnel durch die vorgeschriebenen Drittunternehmer
- Koordination der Eigenleistungen der SBB für die Hochspannungsversorgung, die Sicherungsanlagen, die Telekommunikation und die 16<sup>2</sup>/<sub>3</sub>-Hz-Anlagen
- Koordination des Unternehmers des TP 26 (Instandsetzung Dienst- und Rettungsstollen)
- Gewährleistung der Sicherheit und Bereitstellung der Logistik im Tunnel für die Leistungen der SBB sowie der Drittunternehmer

### 3.6.4 Projektvarianten

Die Anbieter mussten für Projektvarianten neben dem Preisangebot eine technische Dokumentation in der Bearbeitungstiefe eines Ausführungsprojekts abgeben. Zur Sicherstellung der Vergleichbarkeit der Angebote und als in jedem Fall ausführbare Projektlösung war auch ein Grundangebot auf Basis des Ausschreibungsprojekts anzubieten.

### 3.6.5 Leistungsbeschreibung in Modulen

Für den Leistungsbeschreibung ist das gesamte Projekt in «Module» und Teilleistungen innerhalb der Module aufgeteilt (siehe Bild 5). Die Module sind nach Freiheiten des Anbieters differenziert, wobei Folgendes gilt:

- Modul mit Teilleistungen, Typ A: Für Teilleistungen des Typs A bestehen ausreichend Freiheiten, sodass innerhalb der formulierten Vorgaben Projektvarianten angeboten und realisiert werden können.
- Modul mit Teilleistungen, Typ B: Teilleistungen des Typs B sind solche, bei denen keine Freiheit für Projektvarianten besteht bzw. die Leistungen vom Bauherrn für die Vergleichbarkeit der Offerten vorgegeben werden.

### 3.6.6 Vereinfachte Abrechnung

Für Teilleistungen in Typ-A-Modulen beruht die Abrechnung auf der Basis der zusammengefassten Einheitspreise. Es wird kein Detailausmass auf Basis des Normpositionenkatalogs (NPK) erstellt. Der Abrechnungszeitpunkt wird modulweise abhängig vom Baufortschritt geregelt. Teilleistungen des Typs B werden auf der Basis der entsprechenden NPK-Positionen ausgemessen und abgerechnet.

### 3.6.7 Terminsichernde Massnahmen

Um eine Bauausführung des Lockergesteinsvortriebs unmittelbar nach Baubeginn im März 2016 zu gewährleisten, mussten alle Anbieter ein prüfbares Ausführungsprojekt im Sinne einer terminsichernden Massnahme bereits mit dem Angebot einreichen. Als Entschädigung hierfür wurde pro Anbieter eine Vergütung von 80 000 Franken festgelegt. Beim Zuschlagsempfänger war diese Entschädigung in der werkvertraglichen Vergütung enthalten. Für das Ausführungsprojekt Lockergesteinsvortrieb war eine Mindestnote von 3,0 verlangt.

- Coordination of the TP 26 contractors (repair of service and rescue tunnels)
- Guarantee of safety and provision of logistics in the tunnel for SBB's services and third-party contractors' services

### 3.6.4 Project Variants

In addition to the price tender, the tenderers had to submit technical documentation to the level of detail of an implementation project plan for project variants. To ensure the comparability of the tenders and as a project solution that could be executed in any case, a basic offer based on the project issued with the invitation to tender was also to be offered.

### 3.6.5 Performance Specifications in Modules

For the performance specifications of the work to be done, the entire project is divided into "modules" and partial specifications within the modules (see Fig. 5). The modules are classified according to the tendering company's range of freedom, whereby the following applies:

- Module with partial performance specifications, type A: There is sufficient freedom for type A partial performance so that project variants can be tendered and implemented within the formulated specifications.
- Module with partial performance specifications, type B: Type B partial performance specifications are those for which there is no freedom for project variants or for which the performance is specified by the client for the comparability of the tenders.

### 3.6.6 Simplified Billing

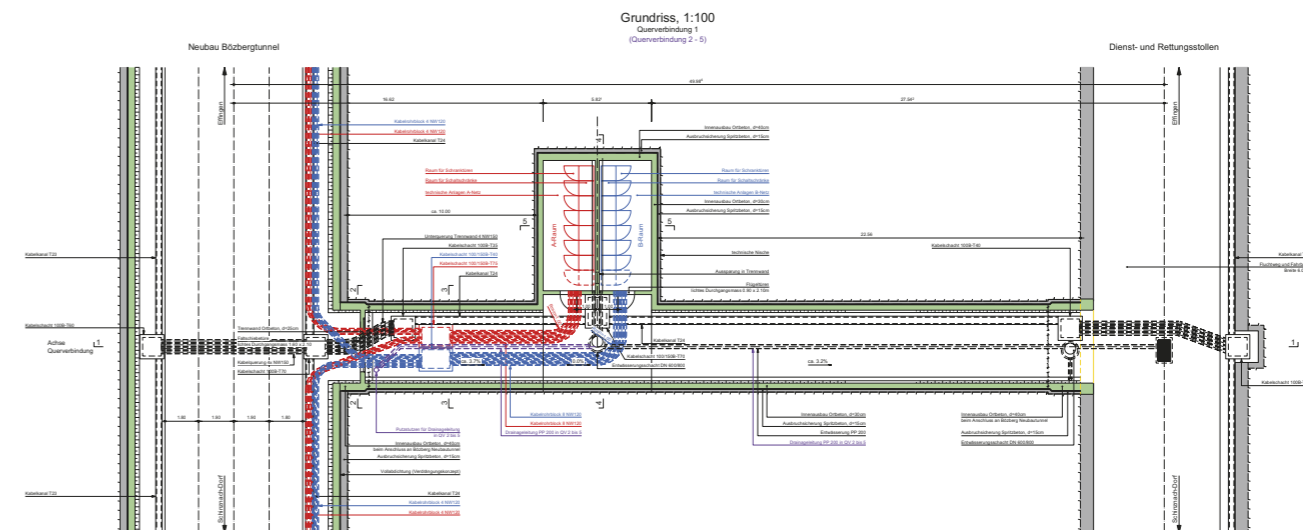
For partial performance in type A modules, billing is based on the summarised unit prices. No detailed amounts are created on the basis of the standard items catalogue (NPK). The billing time is defined in modules depending on the construction progress. Type B partial performance is measured and billed on the basis of the corresponding NPK items.

### 3.6.7 Measures to Secure Deadlines

In order to guarantee the work excavating in loose rock immediately after the start of construction in March 2016, all tenderers had to submit a verifiable implementation project plan with their tender in the sense of a measure to secure deadlines. As compensation for this, a remuneration of 80,000 Swiss francs was determined for each tenderer. For the tenderer who was awarded the contract, this compensation was included in the remuneration under the contract. For the implementation project plan for excavation in loose rock, a minimum score of 3.0 was required.

### 3.6.8 Construction Time and Guarantee of the Deadlines

The date of handover of the new tunnel to SBB at the end of August 2020 is critical for the punctual start of operations in December 2020, so this date was associated with a contractual penalty. Within the scope of the tender, the tenderers had to optimise their processes and plausibly present them in the construction programme as well as point out their measures to guarantee deadlines. In addition, the tenderers



6 Querverbindung gemäss Werkvertrag mit technischen Räumen in seitlicher Nische  
Cross passage according to the contract with technical spaces in a side niche

### 3.6.8 Bauzeit und Gewährleistung der Termine

Für die termingerechte Inbetriebnahme im Dezember 2020 ist der Termin der Übergabe des neuen Tunnels an die SBB per Ende August 2020 kritisch, daher wurde dieser Termin mit einer Konventionalstrafe pönalisiert. Im Rahmen des Angebots sollten die Anbieter die Abläufe optimieren und plausibel im Bauprogramm darstellen sowie Massnahmen zur Termingewährleistung aufzeigen. Zudem hatten die Anbieter mögliche Beschleunigungsmassnahmen für eine Bauzeitverkürzung konkret anzugeben, die im Rahmen der Zuschlagsprüfung bewertet worden sind.

### 3.6.9 Projektoptimierungen in der Ausführungsphase

Für den Zeitraum nach der Werkvertragsunterzeichnung wurde für Optimierungen am Bauwerk, die zu Kosteneinsparungen führen, folgende Vergütungsregelung vereinbart:

- Kosteneinsparung 50%/50% zugunsten SBB/GU+

## 4 Erfahrungen mit dem Vertragsmodell GU+ in der Ausführungsphase

### 4.1 Sicht Unternehmer GU+

Die Aufgaben im GU+-Modell erweitern sich für den Unternehmer wesentlich. Der Wandel vom Ausführenden zum Gesamtdienstleister ist entscheidend. Gelingt diese Änderung bei den Projektbeteiligten des Unternehmers, führt dieses Modell zum Erfolg. Entscheidender Faktor darin ist die Führung und Umsetzung der Ausführungsplanung. Die Implenia Schweiz AG hat die Planergemeinschaft IG Bözberg Plus (Amberg Engineering AG, Basler & Hofmann AG, Ingenieurbureau Heierli AG und F. Preisig AG) als Subunternehmer vertraglich gebunden, im internen Verhältnis aber als Partner auf Augenhöhe behandelt. Das Streben nach Optimierungen im Rahmen der Projektvorgaben und sinnvolle Projektoptimierungen konnten so im Sinne aller Beteiligten umgesetzt werden. Die vereinfachte Abrechnung ist hierzu förderlich. In der Projektumsetzung muss aber stets

had to specify possible acceleration measures to shorten the construction period, which were evaluated in the context of the review for the award of the contract.

### 3.6.9 Optimisation of the Project in its Execution Phase

For the period following the signing of the contract, the following remuneration arrangement was agreed for optimisations to the construction which lead to cost savings:

- Cost saving 50%/50% in favour of SBB/GU+

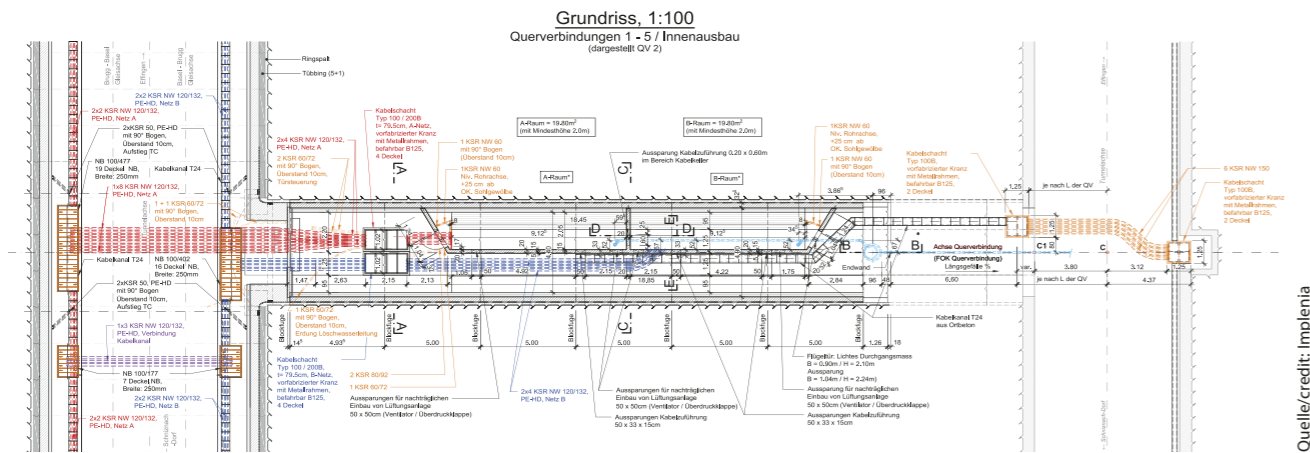
## 4 Experience with the GU+ Contractual Model in the Implementation Phase

### 4.1 From the View of the GU+ Contractor

The tasks in the GU+ model expand considerably for the contractor. The change from just being an implementer to a full-service provider is crucial. If this change is successful with the contractor's participants in the project, then this model leads to success. The decisive factor in this is the management and execution of the implementation project plan. Implenia Schweiz AG has contractually bound the planning consortium IG Bözberg Plus (Amberg Engineering AG, Basler & Hofmann AG, Ingenieurbureau Heierli AG and F. Preisig AG) as a subcontractor, but has treated it internally as an equal partner. Optimisations within the framework of the project specifications and sensible optimisations of the project could thus be implemented in the interests of everyone involved. The simplified billing process is helpful here. However, when implementing the project, the focus must always be on its overall success and not on the one-sided focus of one participant in the project.

### 4.2 Optimisation of the Project

Since the start of the project, GU+ has already proposed and submitted about 25 project optimisations as changes to the project, the majority of which have been approved by SBB and will be implemented. These optimisations not only have



7 Querverbindung nach Projektoptimierung mit integrierten technischen Räumen  
Cross passage after optimising the project, with integrated technical spaces

der gesamtheitliche Projekterfolg im Vordergrund stehen und nicht ein einseitiger Fokus eines Projektbeteiligten.

#### 4.2 Projektoptimierungen

Seit Projektbeginn wurden vom GU+ bereits rund 25 Projektoptimierungen als Projektänderungen vorgeschlagen und eingereicht, wovon die Mehrzahl seitens der SBB genehmigt worden ist und umgesetzt wird. Diese Projektoptimierungen haben nicht nur Auswirkungen auf Kosten, Qualität und Bauzeit der laufenden Baumaßnahme, sondern wirken sich auch auf die Reduzierung von Unterhaltskosten beim späteren Betrieb (Life-Cycle-Cost) aus. Exemplarisch werden zwei Projektoptimierungen vorgestellt.

##### 4.2.1 Optimierung der technischen Räume in den Querverbindungen

Der neue Doppelspurtunnel wird durch fünf Querverbindungen mit dem bestehenden Bahntunnel (zukünftiger Dienst- und Rettungsstollen) verbunden. Im Abstand von 500 m werden die Querverbindungen senkrecht zur Tunnelachse angeordnet. Gemäss Submissionsprojekt werden die technischen Räume jeweils in einer seitlichen Nische, rechtwinklig abgehend von der Querverbindung, positioniert (siehe Bild 6). Die Projektoptimierung sieht vor, auf die seitlichen Nischen zu verzichten und die technischen Räume in die Querschläge zu integrieren. Die daraus folgende Vergrößerung des Querschnitts wird dabei auf der ganzen Länge der Querverbindung realisiert (siehe Bild 7). Die beschriebene Projektänderung hat positive Auswirkungen auf die Kosten des Systems und führt gegenüber dem Werkvertrag zu Kosteneinsparungen von insgesamt rund 250 000 Franken, die gemäss Regelung des Werkvertrags zu je 50 % zugunsten der SBB und des GU+ vergütet worden sind.

##### 4.2.2 Optimierung des Bahntechnik-Einbaus durch pneugebundene Logistik

Der Einbau der Gewerke Bahntechnik (Deckenstromschiene, Telecom-Anlagen, Handlauf, Kabelanlagen, Sicherungsanlagen) erfolgt gemäss Submissionsprojekt grösstenteils gleisge-

an impact on costs, quality and duration of the ongoing construction project, but also on the reduction of maintenance costs during subsequent operation (life cycle costs). Two optimisations are presented here as examples.

##### 4.2.1 Optimisation of the Technical Installations Room inside the Cross Passages

The new twin-track tunnel will be connected to the existing railway tunnel (future service and rescue tunnel) by five cross passages. The cross passages are perpendicular to the tunnel axis at intervals of 500 m. According to the tender project, the technical installations room will each be positioned in a side niche at right angles to the cross passage (see Fig. 6). The project optimisation envisages doing without the side niches and integrating the technical installations room into the cross passages. The resulting enlargement of the cross section is implemented over the entire length of the cross passage (see Fig. 7). The project change described has a positive impact on the costs of the system and leads to cost savings of around 250,000 Swiss francs compared to the contract, of which 50% each was credited to SBB and GU+ in accordance with the provisions of the contract.

##### 4.2.2 Optimisation of the Installation of the Rail Technology Infrastructure through Road Vehicles

The rail technology (overhead conductor rails, telecommunications systems, handrails, cable systems, safety installations) is mostly installed using rail bound vehicles as specified in the tender project. As a precondition for this, the slab track must already be installed in the tunnel with the connecting sections in the ballasted track system. The project optimisation envisages part of the work specified to use rail bound vehicles to use road vehicles instead. As logistics using road vehicles is much more flexible than logistics using rail bound vehicles, the decisive advantage is that several workplaces can be served simultaneously in the tunnel. Since the twin-track tunnel allows vehicles to either queue up or to overtake, work on the railway infrastructure can be done in parallel at several points simultaneously instead of

Quelle/credit: Implenia

bunden. Als Voraussetzung hierzu muss die Feste Fahrbahn im Tunnel mit den Anschlussstrecken im Schotteroberbau bereits eingebaut sein. Die Projektoptimierung sieht vor, einen Teil der schienengebundenen Leistungen neu pneugebunden auszuführen. Da die pneugebundene Logistik gegenüber der gleisgebundenen wesentlich flexibler ist, ergibt sich daraus der entscheidende Vorteil, dass im Tunnel gleichzeitig mehrere Arbeitsstellen bedient werden können. Da im Doppelspurtunnel Begegnungs- und Überholverkehr möglich ist, können die Gewerke der Bahntechnik anstatt seriell, in Parallelarbeit an mehreren Stellen gleichzeitig erfolgen. Ein weiterer Vorteil des vorzeitigen Einbaus der Kabelanlage im Tunnel ist, dass die technischen Anlagen bereits in einem früheren Stadium in Betrieb genommen werden können. Durch die Umstellung des Bauablaufs und der Bauglogistik kann der Einbau der Kabelanlage für das Stromversorgungsnetz (A- und B-Netz) um rund zwölf Monate nach vorn gezogen werden und startet bereits Anfang März 2019. Die Fertigstellung der Gewerke Bahntechnik, die pneugebunden erstellt werden, kann bis Ende des Jahres 2019 erfolgen. Lediglich der gleisgebundene Anteil der Deckenstromschiene (Erdseil- und Fahrdratzug) sowie die Montage der Sicherungsanlagen müssen noch im Jahr 2020 ausgeführt werden. Damit steht ein grösseres Zeitfenster für die notwendigen Testfahrten im Tunnel sowie die termingerechte Übergabe des Tunnels vom GU+ an die SBB am 31. August 2020 zur Verfügung.

#### 4.3 Partnerschaftliche Projektzusammenarbeit

Mit dem neuen Vertragsmodell GU+ wird auch ein neues Zusammenarbeitsmodell verfolgt. Im Folgenden werden zwei Beispiele für eine gelungene partnerschaftliche Projektzusammenarbeit vorgestellt.

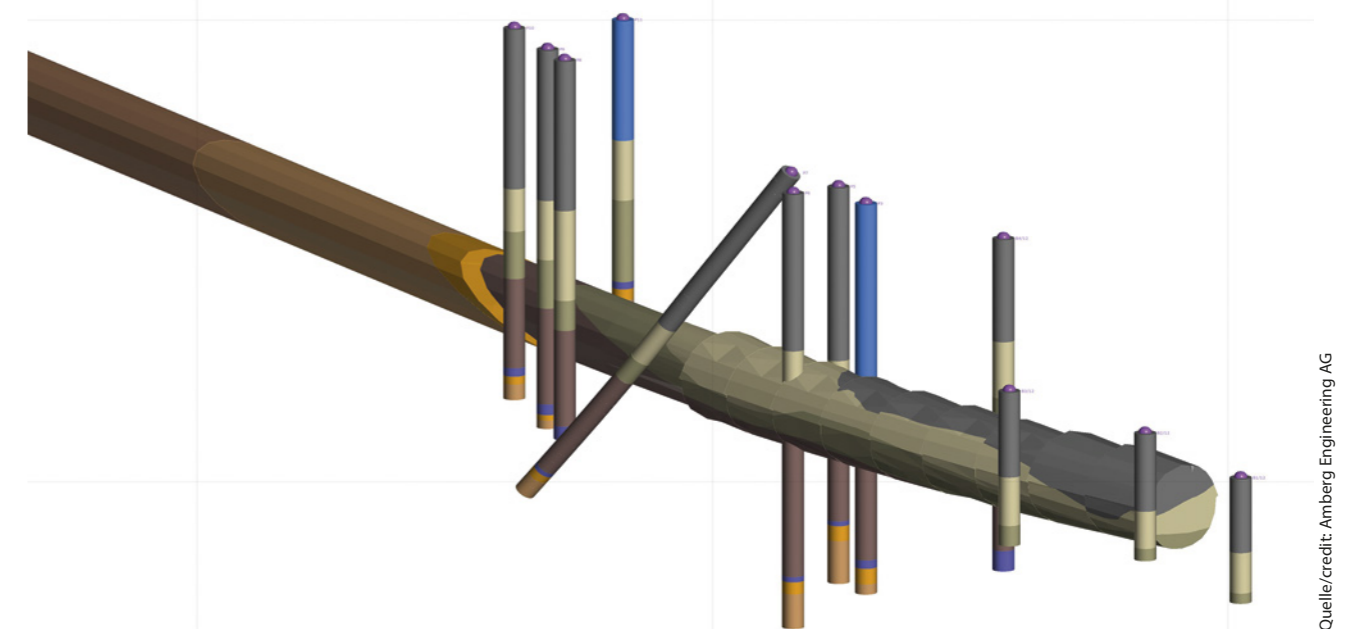
one after the other. A further advantage of the early installation of the cable system in the tunnel is that the technical systems can be put into operation at an earlier stage. Due to the change to the construction sequence and logistics, the installation of the cable system for the electricity supply network (A and B networks) can be brought forward by around twelve months and will already start at the beginning of March 2019. The installation of the rail technology infrastructure which can be done using road vehicles can be completed by the end of 2019. Only the installation of the track related overhead conductor rail (earth wire and overhead catenary line) and the installation of the safety systems still have to be done in 2020. This will provide a larger time window for the necessary test runs in the tunnel and the punctual handover of the tunnel from GU+ to SBB on 31 August 2020.

#### 4.3 Project Cooperation Based on Partnership

A new cooperation model is also being pursued with the new GU+ contractual model. In the following, two examples of successful partnership-based project cooperation are presented.

##### 4.3.1 Extension of the Loose Rock Tunnelling Section

The new twin-track tunnel was excavated from the Schinznach precut, whereby the section for the tunnel boring machine (TBM) first had to be preceded by a section cut using Machine-Assisted tunnelling through Loose rock (MAL). The exploratory drilling from the surface, which accompanied the tunnelling, revealed a rock line (transition from solid to loose rock) which differed from the geological prediction. To start to use the TBM, a rock cover of 4 m above the crown of the tunnel was necessary and the starting point had to be

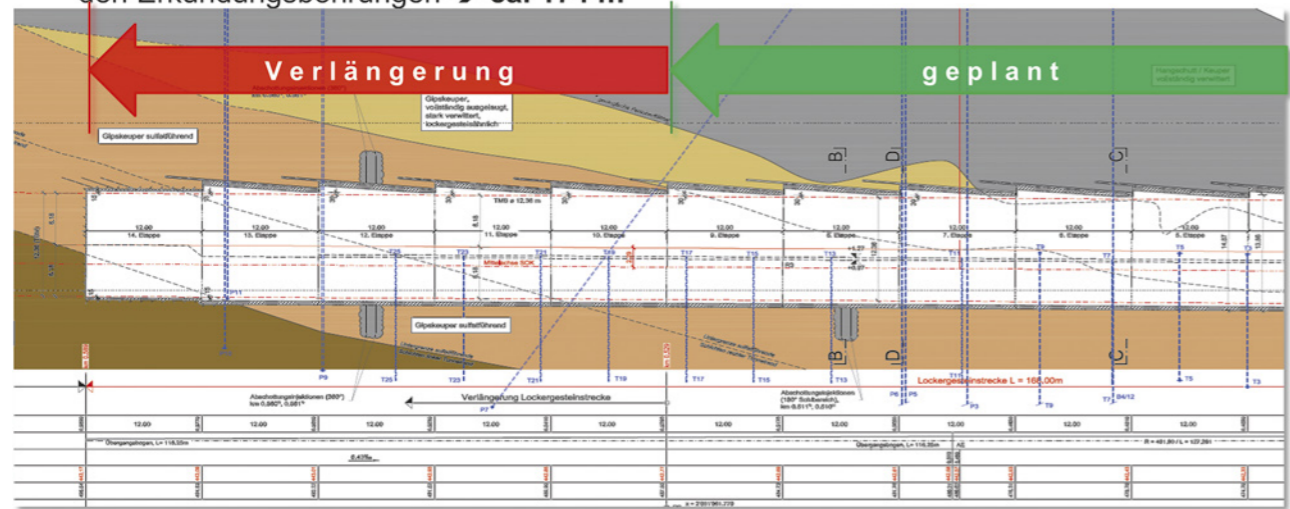


8 3-D-Geologiemoell der Lockgesteinsstrecke mit Darstellung der Erkundungsbohrungen von der Oberfläche  
3D geological model of the loose rock section showing the exploratory boreholes from the surface

Quelle/credit: Amberg Engineering AG

## Neubau Doppelspurtunnel Bözberg. TP 21: LGV.

Verlängerung der Lockergesteinsstrecke auf 14.Etappen aufgrund der Erkenntnisse aus den Erkundungsbohrungen → ca. 174 m



9 Verlängerung der Lockergesteinsstrecke  
Extension of the loose rock section

### 4.3.1 Verlängerung der Lockergesteinsstrecke

Der neue Doppelspurtunnel wurde vom Voreinschnitt Schinznach aus vorgetrieben, wobei der TBM-Vortriebsstrecke vorgelagert zuerst eine Lockergesteinsstrecke mit maschinenunterstütztem Vortrieb (MUL) durchörtert werden musste. Anhand der vortriebsbegleitenden Erkundungsbohrungen von der Oberfläche aus wurde eine gegenüber der geologischen Prognose geänderte Felslinie (Übergang vom Fest- zum Lockergestein) festgestellt. Für den Start des TBM-Vortriebs war eine Felsüberdeckung von 4 m im Tunnelfirst notwendig und der TBM-Startpunkt sollte im standfesten Fels (Dolomit) liegen. Zudem durfte sich unter der Sohle der ersten Tübbingringe kein quellfähiges Gebirge befinden. Sämtliche Bohrergebnisse aus den Erkundungsbohrungen – auch die zur Sondierung von Anhydrit unterhalb der Sohle – wurden laufend in ein parametrisiertes 3-D-Modell eingetragen (siehe Bild 8), sodass auf dieser Basis in gemeinsamen Besprechungen zwischen Geologe Bauherr/Bauherren, OE und GU+ über eine jeweilige etappenweise Verlängerung der Lockergesteinsstrecke entschieden werden konnte.

Aufgrund der Erkenntnisse aus den Erkundungsbohrungen musste die Lockergesteinsstrecke insgesamt von neun auf 14 Rohrschirmetappen (von 108 m auf 174 m) verlängert werden (siehe Bild 9). Der definitive TBM-Startpunkt ist anhand regelmässiger Begehungen der Ortsbrust durch den GU+, den OE und den Geologen des Bauherrn in Absprache mit der SBB festgelegt worden.

Die Verlängerung der Lockergesteinsstrecke um 66 m hatte eine Verkürzung der Felsstrecke zur Folge, sodass aktiv in die Tübbingproduktion eingegriffen werden musste, die bereits

in the stable rock (dolomite). In addition, no swelling rock formations were allowed beneath the floor for the first lining segment rings. All results from the exploratory drilling – including those to discover anhydrite below the floor – were continuously recorded in a parameterised 3D model (see Fig. 8), so that on this basis a decision could be made in joint discussions between the geologist, client, OE and GU+ on a step-by-step extension of the section requiring excavation in loose rock.

Based on the findings from the exploratory drilling, the sections requiring excavation in loose rock had to be extended from a total of 9 to 14 pipe roofing stages (from 108 m to 174 m) (see Fig. 9). The definitive starting point for the TBM was determined on the basis of regular inspections of the working face by the GU+, the OE and the client's geologist in consultation with SBB.

The extension of the loose rock section by 66 m resulted in a shortening of the solid rock section so that active intervention was required in the production of lining segments, which had already started at the end of November 2016. Due to the early joint decision to extend the pipe umbrella stages, the majority of the segment rings not required from the supplier could be cancelled.

However, due to the scheduling of the 400 t crawler crane and the TBM supplier's assembly teams, the assembly of the TBM could no longer be postponed and started as planned on 9 January 2017. According to the contract, no excavation in loose rock was planned in parallel to the assembly of the TBM due to the very cramped conditions in the Schinznach

Ende November 2016 gestartet war. Aufgrund der frühzeitigen gemeinsamen Festlegung der Verlängerung der Rohrschirmetappen konnte die Mehrzahl der nicht benötigten Tübbingringe beim Lieferanten wieder abbestellt werden.

Die TBM-Montage hingegen konnte aufgrund der Disposition des 400-t-Raupenkrans und der Montagemannschaften des TBM-Lieferanten nicht mehr verschoben werden und startete wie geplant am 9. Januar 2017. Gemäss Werkvertrag war wegen der sehr beengten Platzverhältnisse am Voreinschnitt Schinznach kein Lockergesteinsvortrieb bei parallelem Aufbau der TBM vorgesehen. Die Rampe zum Kalottenvortrieb vor dem Tunnelportal musste aufgrund der neuen Situation bereits im Dezember 2016 um ca. 60 m in den Tunnel hinein verlegt werden, damit die bereits vorab hergestellte Schildwiege für die TBM-Montage freigelegt werden konnte. Des Weiteren musste auf dem Trasse des rückgebauten Verladegleises eine neue Baustellenzufahrt in den Tunnel um den Montageplatz der TBM herum hergestellt werden (siehe Bild 10).

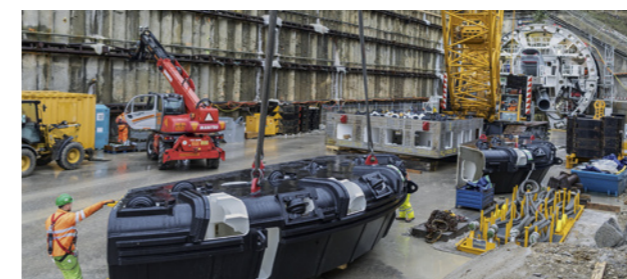
Als Ergebnis dieser Zusammenarbeit kann festgehalten werden, dass eine wesentliche Verzögerung beim Aufbau der TBM durch die gemeinsam getroffenen Massnahmen verhindert werden konnte. Der Lockergesteinsvortrieb konnte nach dem eingeschobenen Strossenvortrieb zum Vorbau der Kalottenrampe ohne Verzögerungen fortgeführt und beendet werden, während die TBM-Montage dazu parallel im Voreinschnitt Schinznach erfolgen konnte.

precut section. Due to the new situation, the ramp in front of the tunnel portal, to allow the top heading to be cut, had to be moved approx. 60 m into the tunnel in December 2016 so that the shield cradle, which had already been made in advance, could be freed to permit the assembly of the TBM. In addition, a new access road to the tunnel around the TBM assembly site had to be constructed along the line of the dismantled loading rail track (see Fig. 10).

As a result of this cooperation, it can be stated that a significant delay in the assembly of the TBM could be prevented by the measures which were taken jointly. After the newly introduced bench tunnelling to the start of the top heading ramp, the tunnelling through loose rock could be continued and completed without delay, while the assembly of the TBM could be carried out parallel in the Schinznach precut.

### 4.3.2 The Use of 3D Modelling in the Implementation Project Planning

At an early stage in the implementation project planning, the IG Bözberg Plus planning consortium commissioned by GU+, consisting of the planning offices Amberg Engineering AG, Basler & Hofmann AG, Ingenieurbureau Heierli AG and F. Preisig AG, used 3D modelling on its own initiative, without the building information modelling method (BIM) or 3D modelling having been agreed in the contract. Cooperation in a project on the basis of partnership is an important precondition for the effective use of digital methods (BIM) in project management.



10 Montage der TBM im Voreinschnitt Schinznach  
Assembling the TBM in the Schinznach cutting

4.3.2 Einsatz der 3-D-Modellierung in der Ausführungsprojektierung

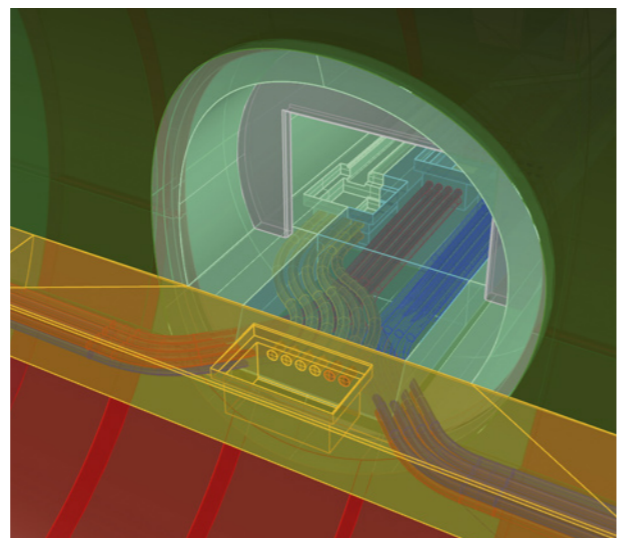
Die vom GU+ beauftragte Planergemeinschaft IG Bözberg Plus, bestehend aus den Planungsbüros Amberg Engineering AG, Basler & Hofmann AG, Ingenieurbureau Heierli AG und F. Preisig AG, hat schon frühzeitig bei der Ausführungsprojektierung die 3-D-Modellierung aus eigenem Antrieb eingesetzt, ohne dass im Werkvertrag die Building-Information-Modeling-Methode (BIM) oder die 3-D-Modellierung vertraglich vereinbart worden waren. Die partnerschaftliche Projektzusammenarbeit ist hierzu eine wichtige Voraussetzung, damit der Einsatz digitaler Methoden (BIM) im Projektmanagement wirkungsvoll wird.

Neben der bereits beschriebenen Anwendung bei der Abbildung der Geologie zur Verlängerung der Lockergesteinsstrecke kam die 3-D-Modellierung unter anderem auch für die Darstellung des Kreuzungsbereichs Doppelspurtunnel/Querverbindung zur Kollisionsprüfung der Kabelrohranlage zum Einsatz (siehe Bild 11). Anhand dieses 3-D-Modells und eines anschließenden 3-D-Druck-Modells konnten die Konflikte für den Kabelzug in gemeinsamen Besprechungen von SBB, OE und GU+ besser veranschaulicht und die daraus folgenden Optimierungen für die Ausführungsplanung festgelegt werden.

Ebenso hat sich die 3-D-Modellierung für die Darstellung der beiden Portalbauwerke in Effingen und Schinznach bewährt, die in Tagbauweise erstellt werden. Anhand dieser Modelle konnten insbesondere die erforderlichen Abstimmungen mit dem Gestalter und die Einbindung dieser Bauwerke in die landschaftliche Umgebung effizient durchgeführt werden (siehe Bild 12).

5 Stand der Arbeiten und Ausblick

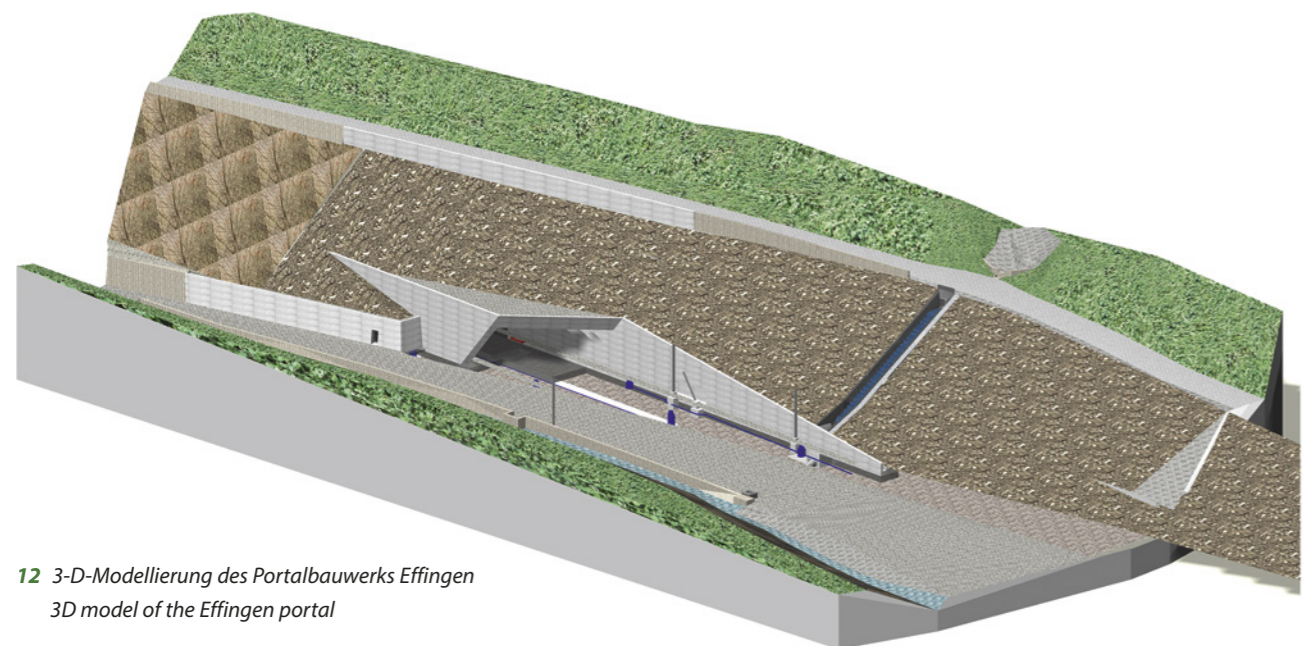
In partnerschaftlicher Zusammenarbeit konnten die grossen Herausforderungen bei der Verlängerung der Lockergesteinsstrecke erfolgreich bewältigt werden, sodass der im



11 3-D-Modell des Kreuzungsbereichs Doppelspurtunnel/Querverbindung  
3D model of the crossing area twin-track tunnel/cross passage

In addition to the application already described to show the geology to extend the loose rock section, 3D modelling was also used, among other things, to show the crossing area of the twin-track tunnel/cross passage for collision testing of the cable conduit system (see Fig. 11). Using this 3D model and a subsequent 3D pressure model, it was possible to better illustrate the conflicts for cable laying in joint meetings between SBB, OE and GU+ and to define the resulting optimisations for the implementation project plan.

3D modelling has also proved its worth in showing the two portal structures in Effingen and Schinznach, which are being constructed using the cut and cover method. Using these models, the necessary coordination with the designer and the integration of these buildings into the surrounding landscape could be done efficiently (see Fig. 12).



12 3-D-Modellierung des Portalbauwerks Effingen  
3D model of the Effingen portal

Juni 2017 gestartete TBM-Vortrieb bereits Ende November 2017 mit dem Durchstich abgeschlossen werden konnte. Die Rohbauarbeiten im Tunnel werden im Februar 2019 termingerecht fertiggestellt, sodass im Anschluss daran mit den Arbeiten der Bahntechnik begonnen werden kann. Mit den realisierten Projektoptimierungen konnten einerseits die Kosten reduziert und andererseits das Bauprogramm Bahntechnik durch die Umstellung auf Pneulogistik verdichtet werden, sodass für den Inbetriebnahmeprozess (Testfahrten und Leistungstests) im Jahre 2020 nun ein willkommener Zeitpuffer vorhanden ist. Für die SBB haben sich die Erwartungen an das Vertragsmodell GU+ damit erfüllt und es sollen weitere Projekte in dieser Form abgewickelt werden. Wir brauchen dazu wiederum Partner: Planer, welche das neue Verständnis haben, die Rolle des OE umfassend wahrzunehmen. Und wir brauchen Unternehmer, welche innovativ sind und die Verantwortung in einem Gesamtleistungsmandat mit eigenem Planer mittragen und gemeinsam mit dem Unternehmer im Sinne der Projektoptimierung Potenziale ausschöpfen.

Literatur/References

- [1] Ausschreibung von Gesamtleistungen: Standbericht vom 25.09.2012
- [2] Submissionskonzept GU+ (Teilprojekt 21), unveröffentlicht
- [3] Submissionsdossier GU+ (Teilprojekt 21)

5 Current Status of the Work and the Outlook

The great challenges posed by the extension of the loose rock section were successfully mastered in a spirit of partnership, so that the TBM tunnelling, which was started in June 2017, was completed with the breakthrough at the end of November 2017. The structural work in the tunnel will be completed on schedule in February 2019, so that work can then begin on the railway infrastructure. With the optimisations made to the project, it was possible on the one hand to reduce costs and on the other hand to consolidate the railway infrastructure construction programme by switching to logistics using road vehicles, so that a welcome time buffer is now available for the process of putting into service (test runs and performance tests) in 2020. For SBB, the expectations of the GU+ contractual model have thus been fulfilled and further projects are to be carried out in this way. We will again need partners to do that: Planners who have the new understanding to fully adopt the role of the owner's engineer. And we need contractors that are innovative and share responsibility within one contract for the entire work, with their own planners, and that work together with the company to fully exploit possible optimisations of the project.

PROJEKTDATEN	
<b>Region</b>	Fricktal, Kanton Aargau
<b>Bauherr, Projekt- und Oberbauleitung</b>	SBB Infrastruktur Owner's Engineer, bestehend aus Planungsbüros Gähler & Partner und Rothpletz/Lienhard
<b>Planung und Bauleitung</b>	Implenia Schweiz AG mit Ausführungsprojektierung durch IG Bözberg Plus (Amberg Engineering AG, Basler & Hofmann AG, Ingenieurbureau Heierli AG, F. Preisig AG)
<b>Ausführung</b>	Implenia Schweiz AG als Vertragsmodell GU+
<b>Kenndaten</b>	Bauzeit: 2016 bis 2022 Inbetriebnahme: Dezember 2020 Baukosten: 145 Mio. Schweizer Franken
	Gesamtlänge Berggröbte: 2,7 km Ausbruchquerschnitt: 100 m <sup>2</sup>
<b>Besondere Merkmale</b>	Tunnelbau im quellhaften Gebirge des Faltenjura Lockergesteinsvortrieb mit Rohrschirmsicherung TBM-Vortrieb in Felsstrecke, ausgekleidet nach der Methode «Schweizer Spreiztübbling»

PROJECT DATA	
<b>Region</b>	Fricktal, in the Aargau canton
<b>Client, project management and general site management</b>	SBB Infrastruktur Owner's Engineer consisting of the planning offices Gähler & Partner and Rothpletz/Lienhard
<b>Planning and site management</b>	Implenia Schweiz AG with the implementation project plan produced by IG Bözberg Plus (Amberg Engineering AG, Basler & Hofmann AG, Ingenieurbureau Heierli AG, F. Preisig AG)
<b>Construction</b>	Implenia Schweiz AG as GU+ contractual model
<b>Key data</b>	Construction period: 2016 to 2022 Start of operation: December 2020 Construction costs: 145 million Swiss francs Total length: 2.7 km Cross section: 100 m <sup>2</sup>
<b>Special features</b>	Tunnelling in the mountains of the Faltenjura with swelling rock Excavation in loose rock with pipe umbrella securing of roof TBM tunnelling in solid rock section as segment lining with "Swiss expanding ring segments"

Andreas Zimmermann, MSc ETH Bau-Ing./SIA, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH  
 Alex Schneider, Dr. sc. techn., Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

## Südführung Küssnacht, Tunnel Burg

### Lockergesteinsvortrieb unter anspruchsvollen Bedingungen

Das Kernstück der Südführung Küssnacht ist der Tunnel Burg. Dieser Lockergesteinsvortrieb unter bestehender Bebauung wurde mit systematischen Bauhilfsmassnahmen geplant. Unerwartete Gebirgseigenschaften erforderten im laufenden Vortrieb eine Umstellung des Konzepts; mittels Jettingsäulen, kombiniert mit einem Rohrschirm, wurde der Vortrieb abgeschlossen.

## Küssnacht Southern Bypass, Burg Tunnel

### Tunnelling through Loose Rock under Challenging Conditions

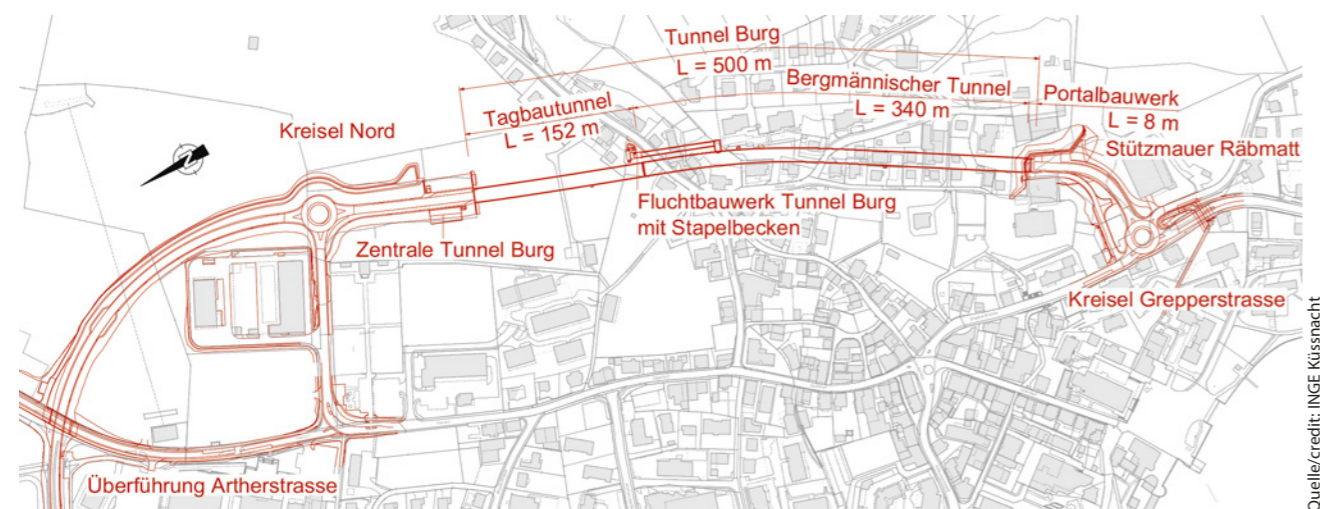
The heart of the Küssnacht southern bypass is the Burg tunnel. Systematic precautionary construction measures were used to plan this tunnelling operation through loose rock underneath existing surface buildings. Unexpected rock characteristics required a change in concept during ongoing tunnel driving – jet-grouting columns combined with a pipe umbrella were used to ensure that the excavation could be completed.

#### 1 Einleitung

Die Umfahrung des Dorfkerns von Küssnacht am Rigi im Kanton Schwyz soll den historischen Dorfkern vom Verkehr entlasten. Der erste Abschnitt dieser Südführung wird bis 2020 erstellt. Das Projekt wird durch den Kanton Schwyz und den Bezirk Küssnacht gemeinsam finanziert. Bauherr ist der Kanton Schwyz, vertreten durch das Tiefbauamt. Die Gesamtkosten für den gesamten Abschnitt 1 (inkl. Landerwerb) betragen rund 130 Mio. Franken.

#### 1 Introduction

The planned bypass around Küssnacht am Rigi in the Canton of Schwyz aims to reduce the levels of traffic running through the heart of the historic village. The first section of this southern bypass is due to be completed by 2020. The project is being financed in a joint initiative by the Canton of Schwyz and the District of Küssnacht, with the former acting as the contractor and being represented by the civil engineering authority. The total costs for the entirety of section



1 Situation Südführung Küssnacht, Abschnitt Ebnet–Räbmatt  
 Situation of Küssnacht southern bypass, Ebnet–Räbmatt section

## Contournement sud de Küssnacht, tunnel de Burg

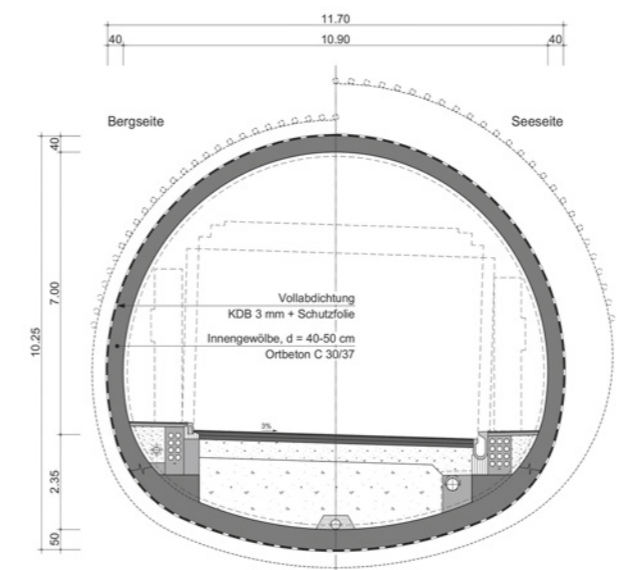
### Traversée d'un sous-sol meuble dans des conditions exigeantes

Le tunnel de Burg faisant partie du contournement sud de Küssnacht a été réalisé dans de la roche non consolidée sous des aménagements existants. L'avancement en pleine section s'est fait moyennant la mise en œuvre systématique de mesures spécifiques (voûte parapluie, ancrages de front et drainages). Il a fallu adapter le projet en raison de l'apparition inattendue de boue et d'un effondrement. Outre les mesures habituellement mises en place, des colonnes de jet-grouting ont été installées le long de l'intrados de l'excavation et du profil. Toutes ces mesures réunies ont permis de mener le projet à bien.

## Circonvallazione sud di Küssnacht, galleria della fortezza

### Avanzamento nella roccia incoerente in condizioni impegnative

La galleria Burg della circonvallazione sud di Küssnacht è stata realizzata nella roccia incoerente sotto gli edifici esistenti. Lo scavo a sezione piena è avvenuto con sistematiche misure ausiliarie edili (scudo cilindrico, ancoraggi e drenaggi). Le comparse inattese di fanghi e un cedimento del terreno hanno imposto un adeguamento del concetto. Oltre alle normali misure ausiliarie edili, sono state previste delle colonne di gettata lungo l'intradosso dello scavo e nel profilo. Con queste misure è stato possibile concludere con successo l'avanzamento.



2 Normalprofil des bergmännischen Tunnels Burg  
 Standard cross section of the excavated section of the Burg tunnel

Kern der Umfahrung ist der Tunnel Burg, welcher die bestehende Bebauung mit geringer Überdeckung im Lockergestein unterquert. Im Vortrieb wurden unerwartete Baugrundeigenschaften angetroffen, worauf eine Anpassung der Bauhilfsmassnahmen erforderlich wurde.

#### 2 Projektbeschreibung

##### 2.1 Linienführung und Normalprofil

Die Südführung Küssnacht beginnt nördlich des Dorfkerns beim Knoten Ebnet und unterquert in einem weit geschwungenen Einschnitt die bestehende Hauptstrasse (Bild 1). Rund 120 m ab dem Knoten Nord beginnt der Tunnel Burg mit einer Gesamtlänge von 500 m, wovon ca. 150 m im Tagbau erstellt werden.

1 (including the purchase of land) are approximately 130 million Swiss francs.

The heart of the bypass is the Burg tunnel, which runs beneath existing buildings with little overburden in loose rock. During the excavation, the ground on the construction site was found to have unexpected properties, which meant that changes to the precautionary construction measures used became necessary.

#### 2 Project Description

##### 2.1 Route Alignment and Standard Cross Section

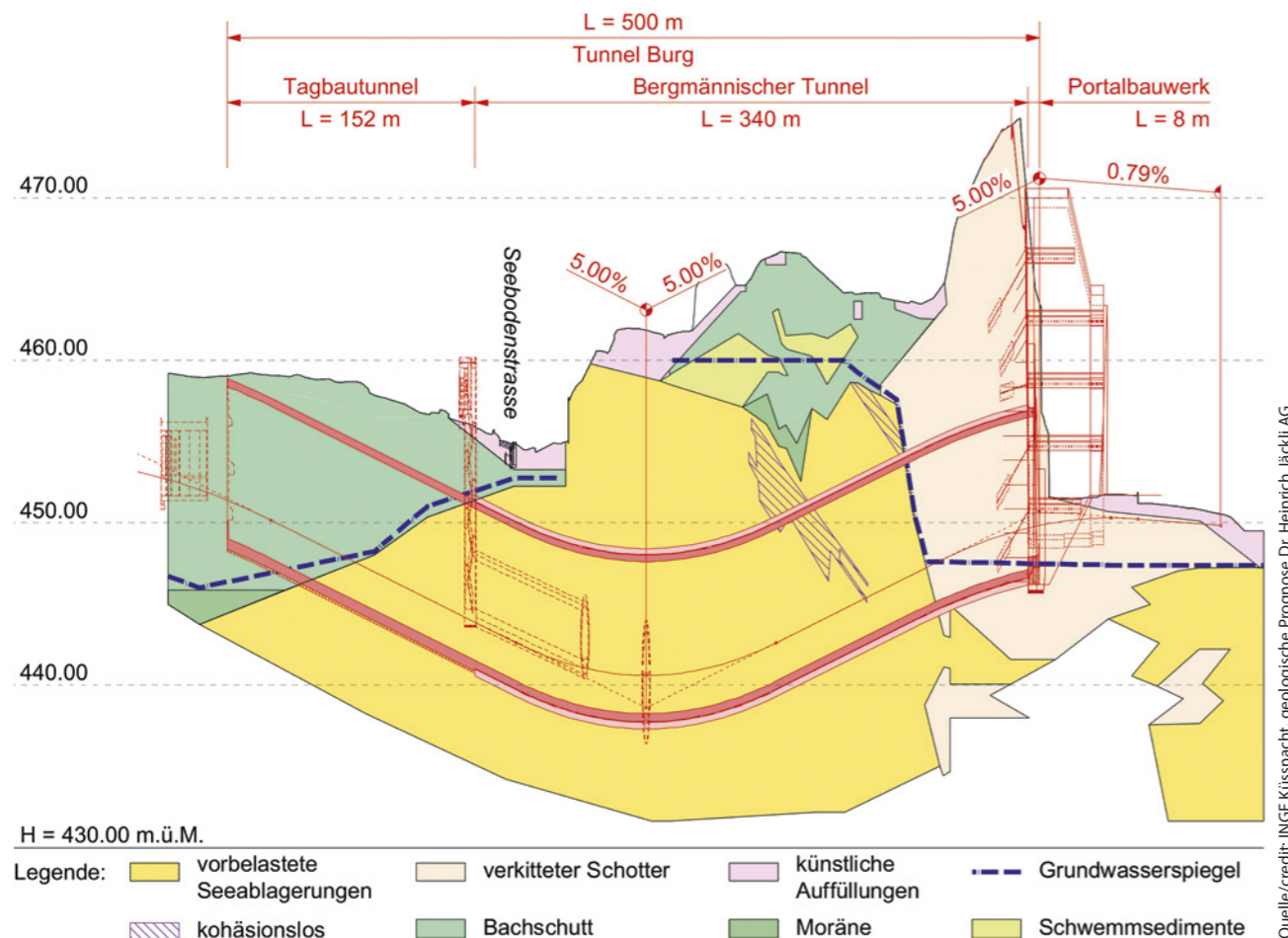
The Küssnacht southern bypass begins to the north of the village centre, at the Ebnet hub, before passing underneath the existing main road in a widely curving cut-in (Fig. 1). Approximately 120 m from the northern hub is the start of the Burg tunnel, which has a total length of 500 m – around 150 m of this being cut-and-cover tunnel.

The Burg tunnel has two tracks to allow traffic in both directions. It has a low point in its longitudinal profile, which is reached from both portals via ramps with a 5% gradient. Large sections of the tunnel are below the groundwater level and have been provided with pressure-resistant full sealing (Fig. 2).

##### 2.2 Geology and Hydrogeology

The tunnelled section of the Burg tunnel runs almost entirely through geological units with glacial pre-loading, which are identified as lake deposits and gravel complex. The geological longitudinal profile can be seen in Fig. 3.

The lake deposits are mostly lean clay, which is highly compact on account of the glacial pre-loading. Layers of silty sand are also found in the lake deposits. These, too, are



3 Geologisches Längsprofil Tunnel Burg (Prognose, aktualisiert August 2017 aufgrund zusätzlicher Sondierungen 2017)  
 Geological longitudinal profile of the Burg tunnel (forecast, updated in August 2017 based on additional probe measurements in 2017)

Der Tunnel Burg wird mit zwei Fahrspuren im Gegenverkehr ausgebildet. Im Längsprofil weist der Tunnel einen Tiefpunkt auf, der von beiden Portalen her mit Rampen von 5% Gefälle erreicht wird. Der Tunnel liegt zu grossen Teilen unter dem Grundwasserspiegel und wird mit einer druckhaltenden Vollabdichtung ausgeführt (Bild 2).

### 2.2 Geologie und Hydrogeologie

Der bergmännische Tunnel Burg verläuft fast ausschliesslich in glazial vorbelasteten geologischen Einheiten, die als Seeablagerungen und Schotterkomplex bezeichnet werden. Das geologische Längsprofil ist in Abbildung 3 ersichtlich.

Bei den Seeablagerungen handelt es sich zumeist um einen mageren Ton, der aufgrund der Vorbelastung durch Gletscher eine sehr hohe Lagerungsdichte aufweist. In den Seeablagerungen sind schichtweise Einlagerungen von siltigen Sanden vorhanden, die ebenfalls sehr dicht gelagert sind. Die Seeablagerungen weisen eine hohe Festigkeit und eine sehr geringe Durchlässigkeit auf.

Über dem Tunnel, vom Vortrieb nicht tangiert, wurden Schwemmsedimente prognostiziert (siltige, teils organische

densely compacted. The lake deposits have high strength and very low permeability.

Above the tunnel, in the area not affected by the excavation, it was expected that alluvial sediment would be found (silty, partially organic sediment that is caused by areas silting up and has a very low density). This prediction had to be revised while construction was taking place, despite the high density of probe drilling. The position of the approximately 18 boreholes in the region of the excavated tunnel was heavily influenced by the accessibility of the developed surface.

The gravel complex, which was also subjected to glacial preloading, consists of alternating deposits of sandy/gravelly and sandy layers, with thicknesses in the order of decimetres to metres. Here, too, the density of the deposits is very high. The layers exposed in a steep slope at the surface exhibit visible cementation.

### 2.3 Burg Tunnel: Construction Project and Tender

Right at the start of the excavation from the northern pre-cut, the excavated section of the Burg tunnel passes underneath Seebodenstrasse, the culverted village stream and

Verlandungssedimente mit sehr geringer Lagerungsdichte). Diese Prognose musste im Rahmen der Ausführung trotz der hohen Dichte an Erkundungsbohrungen revidiert werden. Die Lage der etwa 18 Bohrungen im Bereich des bergmännischen Tunnels wurde dabei massgeblich von der Zugänglichkeit an der bebauten Oberfläche bestimmt.

Der ebenfalls glazial vorbelastete Schotterkomplex besteht aus Wechsellagerungen von sandig-kiesigen und sandigen Schichten mit Mächtigkeiten im Dezimeter- bis Meterbereich. Die Lagerungsdichte ist auch hier sehr hoch. Die an der Oberfläche in einer Steilböschung aufgeschlossenen Schichten wiesen eine scheinbare Verkittung auf.

### 2.3 Tunnel Burg: Bauprojekt und Ausschreibung

Der bergmännische Tunnel Burg unterquert direkt zu Beginn des Vortriebs ab dem Voreinschnitt Nord die Seebodenstrasse, den eingedolten Dorfbach und diverse angrenzende Gebäude. Die Überdeckung beträgt dabei minimal ca. 4–5 m, zur Sohle des Bachs ca. 1,5 m. Die maximale Überdeckung beträgt rund 17 m. Nahezu auf der gesamten Strecke des bergmännischen Vortriebs ist an der Oberfläche eine Bebauung mit Wohngebäuden vorhanden.

Der Tunnel liegt in den undurchlässigen und als Stauer wirkenden Seeablagerungen unter dem Wasserspiegel, der Ton ist wassergesättigt. Im Bereich des Schotterkomplexes liegt der Wasserspiegel in der unteren Hälfte des Profils und wird in der Bauphase über vier Filterbrunnen abgesenkt.

Im Bereich des Südportals lag vor Projektbeginn eine rund 20 m hohe und nahezu senkrechte durch Kiesabbau entstandene Steilböschung. Diese wurde mit einer von oben nach unten erstellten, mit permanenten Bodenankern rückverankerten Stützmauer gesichert.

Der Tunnel Burg verfügt über normgemäss angeordnete SOS- und Hydrantennischen. Im Tiefpunkt ist zur Entwässerung eine grosse Pumpennische angeordnet. Zur Verkürzung der Fluchtwegdistanz ist auf den ersten ca. 70 m ein Fluchttollen vorgesehen, der mit einer Querverbindung an den Tunnel anschliesst.

Als wichtigste Gefährdungsbilder wurden Setzungen an der Geländeoberfläche sowie Verbrüche am Ausbruchrand und in der Brust beziehungsweise Tagbruch behandelt. Ihnen wurde mit der Wahl des Vortriebskonzepts mit einem Vollausbruch mit raschem Ringschluss und systematischen Bauhilfsmassnahmen begegnet. Die Ringschlussdistanz der Ausbruchsicherung wurde mit maximal 6 m festgelegt. Der Ausbruch erfolgte im Schutz eines Rohrschirms. Eine systematische Brustankerung diente zur Sicherstellung der Stabilität sowie zur Reduktion von Verformungen vor der Brust. Zur vorgängigen Drainage von allenfalls vorhandenen wassergesättigten sandigen Linsen in den Seeablagerungen wurde eine systematische Vorausdrainage (Filterrohre aus PVC-U, Schlitzweite 0,6 mm) vorgesehen.

various neighbouring buildings. The cover is approx. 4–5 m at a minimum, and approx. 1.5 m to the bed of the stream. The maximum cover is around 17 m. Almost the entire section where tunnelling is being carried out has a developed area at the surface containing residential buildings.

The tunnel is in the lake deposits below the water level, which act as an impermeable layer. The clay is saturated with water. In the region of the gravel complex, the water level is in the lower half of the profile and will be lowered during the construction phase using three filtering wells.

Before the project was started, there was a near-vertical steep slope near the southern portal with a height of approximately 20 m, which had been formed as a result of gravel mining. It was secured by way of a supporting wall, which was built from top to bottom and back-anchored with permanent ground anchors.

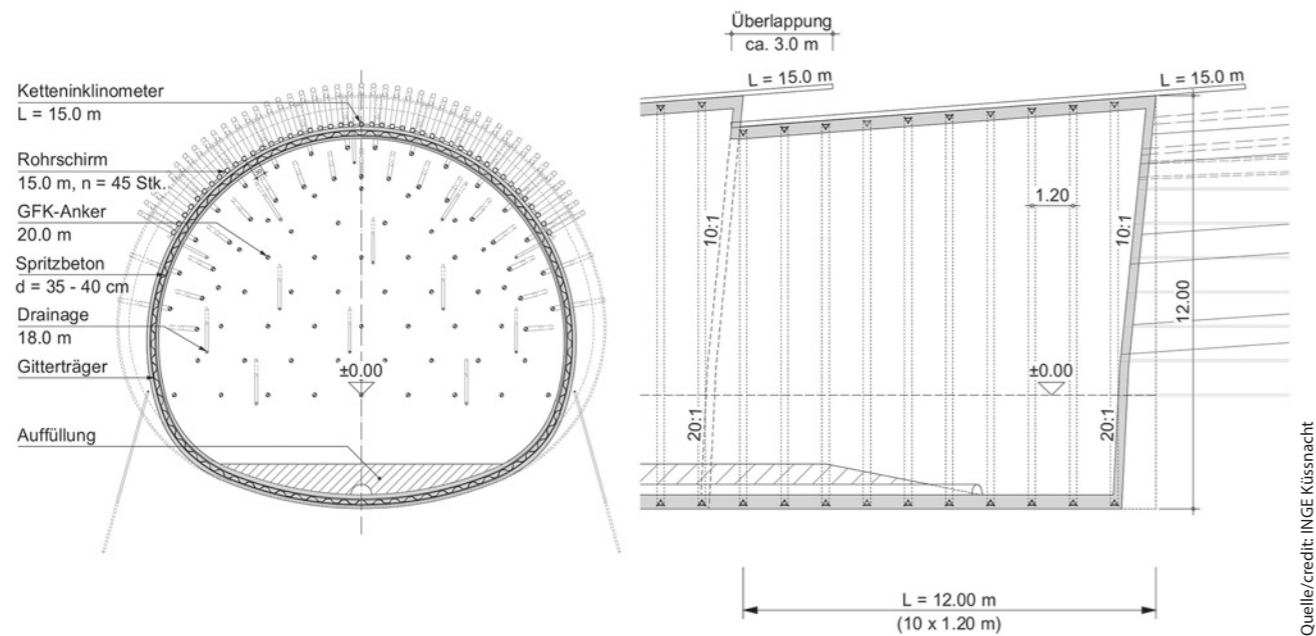
The Burg tunnel has niches for SOS equipment and fire hydrants at intervals stipulated by the relevant standards. There is a large pump niche at the low point for drainage. An escape tunnel is provided on the first approx. 70 metres in order to reduce the distance of the emergency escape route. The escape tunnel is connected to the Burg tunnel itself via a cross passage.

The main hazards to be dealt with were settlements at the surface of the site, as well as cave-ins at the excavation perimeter and at the face, and potential collapse. To prevent these hazards from occurring, a tunnel concept was selected that involved full excavation with rapid ring closure and systematic precautionary construction measures. The ring closure distance of the excavation support was defined as no greater than 6 m. The excavation was performed with the protection of a pipe umbrella. Systematic face bolting ensured stability and reduced deformation ahead of the face. A systematic advance drainage system was provided for drainage of any water-saturated sandy lenses in the lake deposits (PVC-U filter pipes, slot width 0.6 mm).

The pipe umbrella was set down every 12 m, while the axial spacing of the pipes was between 30 and 35 cm at the start of the stage, with a 3-metre overlap of the pipes in the longitudinal direction. The face bolts were provided in a length of 20 m and the drainage points 18 m. Excavation took place in stages, covering a length of 1.2 m each time. Mesh-reinforced shotcrete lining and lattice girders were used for stabilisation (3G-150/20/30) (Fig. 4).

Systematic monitoring of the deformations in the tunnel, in the rock and at the surface was part of the concept. In the pipe positioned at the highest point of the crown section, the deflection was monitored in real time using an inclinometer measuring chain. Deformations in the excavation support and in front of the face were also monitored in the tunnel, the former using a tachymeter and the latter with an





4 Vortriebskonzept (Vollausbruch mit raschem Ringschluss der Ausbruchsicherung, Rohrschirm und Ortsbrustsicherung)  
Tunnelling concept (full excavation with rapid ring closure of excavation support, pipe umbrella and securing of the working face)

Der Rohrschirm wurde alle 12 m versetzt, der Achsabstand der Rohre betrug zwischen 30 und 35 cm zu Beginn der Etappe, die Überlappung der Rohre in Längsrichtung 3 m. Die Brustanker wurden mit einer Länge von 20 m, die Drainagen mit einer von 18 m ausgeführt. Der Aushub erfolgte in Etappen von 1,2 m Länge, die Sicherung erfolgte mit netzbewehrtem Spritzbeton und Gitterträgern (3G-150/20/30) (Bild 4).

Eine systematische Überwachung der Verformungen im Tunnel, im Gebirge und an der Oberfläche war Bestandteil des Konzepts. Im Firstrohr des Rohrschirms wurde die Durchbiegung mittels einer Inklinometer-Messkette in Echtzeit überwacht. Zusätzlich wurden im Tunnel Verformungen der Ausbruchsicherung (mittels Tachymeter) und Verformungen vor der Brust (RH-Extensometer) überwacht. An der Oberfläche erfolgte eine Überwachung des Geländes und der Gebäude mittels automatisierter Tachymeter, Schlauchwaagen und händischer Nivellements. Zusätzlich wurden die Verformungen im Baugrund mittels kombinierter Inklino- und Extensometer in Bohrlöchern über und neben dem Tunnel überwacht.

Der Vortrieb von Fluchtstollen und Querverbindung sowie die Ausbrüche der Nischen erfolgten im Schutze eines Spiessschirms (IBO R38/17), die Abschlagslängen betragen zwischen 1,0 und 1,5 m. Auch bei den kleinen Querschnitten waren eine systematische Brustsicherung und eine Drainage vorgesehen.

### 3 Ausführungsphase

#### 3.1 Vorversuche

Aufgrund der hohen Anforderungen an die Bauhilfsmassnahmen und des Gefährdungsschwerpunkts direkt zu Beginn

RH extensometer. At the surface, an automatic tachymeter, water level gauges and hand-held levelling instruments were used to monitor the site and the buildings. In addition, the deformations in the ground were monitored using combined inclinometers and extensometers in boreholes above and next to the tunnel.

The drive of the escape tunnel and cross-passage and the excavation of the niches was done under a protective shield of lances (IBO R38/17), with round lengths of between 1.0 and 1.5 m. Systematic securing of the face and a drainage system were provided even for the small cross-sections.

### 3 Construction Phase

#### 3.1 Preliminary Tests

Owing to the high demands placed on the precautionary construction measures and the hazardous points right at the start of the excavation, systematic preliminary tests were conducted. The application and injection of pipe umbrella pipes, lances and face bolts were tested. The pull-out resistance of the rock bolts in the critical geology and the strength development of the shotcrete lining and injected material were determined.

The pipe umbrella pipes were set with lost drill bits and grouted with various suspensions (CEM I, microcement, cement/bentonite mixture) using both double packers and end caps. For the injection using double packers, the openings in the pipe were provided with injection valves (two opposing openings every 50 cm, offset by 90° in each case). In the preliminary test, no penetration of the injected material into the ground was detected. Only a slight overcut in the sandy layers became evident in the form of "beads". Based on these findings, it was decided not to use a double

des Vortriebs wurden systematische Vorversuche durchgeführt. Das Einbringen und Injizieren von Rohrschirmrohren, Spiessen und Brustankern wurde getestet. Ebenfalls wurden der Auszieh Widerstand der Anker in der massgebenden Geologie sowie die Festigkeitsentwicklung von Spritzbeton und Injektionsgut ermittelt.

Die Rohrschirmrohre wurden mit verlorenen Bohrkronen versetzt und mit verschiedenen Suspensionen (CEM I, Mikro-zement, Zement-Bentonit-Gemisch) sowohl über Doppelpacker als auch über Endkappen verpresst. Bei der Injektion mit Doppelpacker wurden die Öffnungen im Rohr mit Injektionsventilen ausgestattet (zwei gegenüberliegende Öffnungen alle 50 cm, jeweils 90° versetzt). Eine Eindringung von Injektionsgut in den Baugrund war im Vorversuch nie festzustellen. Lediglich ein geringer Überschneit in den sandigen Schichten machte sich in Form von «Wülsten» bemerkbar. Auf Basis dieser Erkenntnisse wurde auf den Einsatz eines Doppelpackers verzichtet, die Injektion erfolgte mit Zementsuspension über Endkappen.

Für die Ausführung der Bohrlöcher für Anker und Drainagen wurden verschiedene Bohrsysteme und -kronen ausgetestet. Die Bohrungen erfolgten unverrohrt, die Bohrlochstabilität im Ton war unproblematisch. Bohrsysteme mit grossen Spülöffnungen und -kanälen konnten das Bohrgut am besten fördern.

Verschiedene Ankersysteme aus GFK und Stahl wurden auf einer Länge von 10 m eingebracht, wovon nur 3 m im Bohrloch tiefsten verpresst wurden (Bild 5). An diesen Ankersystemen wurden nach vier respektive acht Tagen Ausziehversuche nach SIA 267/1 durchgeführt (Bild 6). Mit einem eher steifen Zementmörtel und einem Bohrdurchmesser von 115 mm konnten Auszieh widerstände von 50 kN/m bestätigt werden. Aus ausführungstechnischen Gründen wurde ein GFK-Anker mit drei Lamellen und einer Bruchlast von 500 kN gewählt. Mit diesen Widerstandswerten konnte die globale Standsicherheit der Ortsbrust selbst für ungünstig angenommene Baugrundeigenschaften mit stark herab-



5 Verschiedene als Versuchsanker vorbereitete GFK-Ankersysteme  
Various GRP bolt systems prepared as test bolts



6 Ausziehversuch nach SIA 267/1. Die GFK-Anker wurden mit einem Stahlzylinder verbunden, welcher mit einer Gewindestange verbunden war  
Pull-out test in accordance with SIA267/1; the GRP bolts were connected with a steel cylinder which was connected to a threaded rod

packer and instead to perform the injection with a cement suspension using end caps.

Various drilling systems and drill bits were tested for the construction of the boreholes for rock bolts and drainage points. The boreholes were uncased; the borehole stability in the clay was problem-free. Drilling systems with large openings and ducts for rinsing achieved the best performance in conveying the drilled-out material.

Various bolt systems made of GRP and steel were applied over a length of 10 m, of which only 3 m were pressed into the deepest level of the borehole (Fig. 5). Pull-out tests were conducted on these two bolt systems after four and eight days, respectively, in accordance with SIA 267/1 (Fig. 6). A pull-out resistance of 50 kN/m was confirmed with a somewhat rigid cement mortar and a borehole diameter of 115 mm. For reasons relating to implementation, a GRP rock bolt with three lamellae and a breaking load of 500 kN was selected. With these resistance values, it was possible to verify the global structural stability of the working face, even if the ground properties are assumed to be unfavourable, with heavily reduced cohesion (30% of the expected value).

Preliminary tests were also conducted in the gravel complex. Because of the contractor's installation, the project was modified and self-drilling injection rock bolts made of steel (IBO R51) were used. These were grouted with bolt mortar (Kümix) and exceeded the required pull-out resistance of 125 kN/m.

#### 3.2 Excavation

Excavation began in September 2016 in the northern pre-cut. The pipe umbrella pipes of the first stage were secured in a start tower made of shotcrete lining. In order to cut through the termination of the excavation pit in the form of an overcut bored pile wall, core drilling and cutting with circular



7 Vollausbruch mit abgetrepter Ortsbrust mittels Tunnelbagger. Die Arbeitshöhe war mit herkömmlichem Gerät noch zu bewältigen.  
Full excavation with stepped working face using tunnel excavator; the working height was yet to be overcome with conventional equipment

gesetzter Kohäsion (30% des erwarteten Werts) nachgewiesen werden.

Im Schotterkomplex wurden ebenfalls Vorversuche durchgeführt. Aufgrund der Installation des Unternehmers wurde das Projekt angepasst und Selbstbohrinjektionsanker aus Stahl (IBO R51) verwendet. Diese wurden mit Ankermörtel (Kümix) verpresst und übertrafen die geforderten Ausziehkräfte von 125 kN/m.

### 3.2 Vortrieb

Der Vortriebsstart erfolgte im September 2016 im Voreinschnitt Nord. Die Rohrschirmrohre der ersten Etappe wurden in einem Startbogen aus Spritzbeton gesichert. Zur Durchörterung des Baugrubenabschlusses in Form einer überschnittenen Bohrpfehlwand wurden vorgängig Kernbohrungen und Schnitte mit Kreissägen ausgeführt. Die Bauhilfsmassnahmen wurden mit einem Bohrwagen mit Rohrschirmautomatisierung versetzt. Der Ausbruch erfolgte mittels Tunnelbagger (Bild 7), die Ausbruchlaibung wurde nach jedem Abschlag mit netzbewehrtem Spritzbeton gesichert. Die Brust wurde mit einer dünnen Schicht faserbewehrtem Spritzbeton versiegelt. Auf eine Anordnung von Ankerplatten wurde gänzlich verzichtet.

Dieses Vortriebskonzept bewährte sich. Die Immissionen auf die Bebauung direkt über dem Tunnel durch Lärm und

saws were mainly employed. The precautionary construction measures were set down using a drilling jumbo with automated pipe umbrella. The excavation was completed with a tunnel excavator (Fig. 7), with the intrados being secured with mesh-reinforced shotcrete lining after each round. The face was sealed with a thin layer of fibre-reinforced shotcrete lining. The decision was made not to use an arrangement of anchor plates at all.

A tunnelling concept which ultimately paid off. However, the emissions in the vicinity of the buildings directly above the tunnel – noise emissions and, above all, structure-borne sound – were very high. For work that causes high levels of vibration, the daytime working restrictions had to be observed.

The deformations measured at the surface were also high, with values of up to 4–5 cm; they were within the range of the forecast for the assumption of unfavourable characteristic values of the ground. The fully automated monitoring concept made it possible to detect causes and interdependencies quickly. It became clear that the ground behaved very soft during the tunnelling, which was confirmed via in situ tests (plate-loading and SPT tests from the tunnel invert). These somewhat unfavourable properties were covered by the assumptions made in the statics for the most pessimistic case and did not necessitate modification of the

hauptsächlich Körperschall waren jedoch sehr hoch. Für erschütterungsintensive Arbeiten mussten in der Ausführung die über Tage geltenden Arbeitszeitbeschränkungen eingehalten werden.

Ebenfalls hoch waren die an der Oberfläche gemessenen Verformungen mit Werten von bis zu 4–5 cm; sie lagen im Bereich der Prognosen für ungünstig angenommene Baugrundkennwerte. Dank der vollautomatisierten Überwachung konnten die Ursachen und Zusammenhänge rasch erkannt werden. Es zeigte sich, dass der Baugrund sich beim Vortrieb sehr weich verhielt, was mit In-situ-Versuchen (Plattendruck- und SPT-Versuche ab Tunnelsohle) bestätigt wurde. Diese ungünstigeren Eigenschaften waren mit in der Statik getroffenen Annahmen für den ungünstigsten Fall abgedeckt und erforderten keine Anpassung der Ausbruchsicherung oder der vorausseilenden Sicherung. Zur Reduktion der Auswirkungen auf die Bebauung wurde das Vorgehen dennoch angepasst: Die Ringschlussdistanz wurde verkürzt und die Vortriebsgeschwindigkeit insgesamt gedrosselt, wodurch die Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons stärker genutzt wurde.

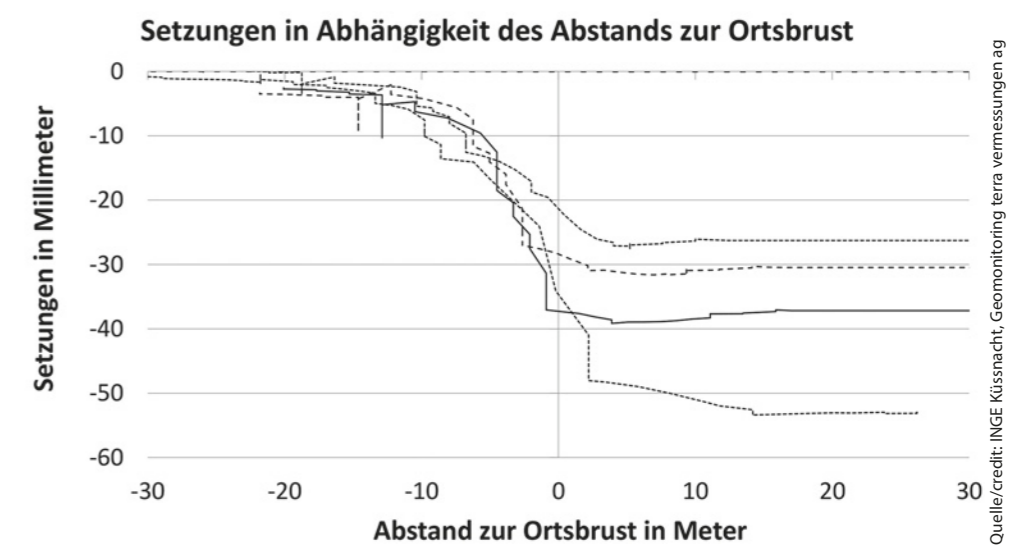
Es zeigte sich, dass jeweils zwischen 70 und 90% der Verformungen vor der Ortsbrust auftraten. Bei geringer Überdeckung wurden Verformungen infolge von Bohrungen von bis zu 10 mm gemessen. Eine Umstellung der Reihenfolge – erst der Rohrschirm und dann die Brustanker – erwies sich als geeignet, diese vorangehenden Verformungen zu reduzieren. Eine ohnehin vorgesehene Reduktion des Brustsicherungsgrades mit steigender Überdeckung von initial rund 80 auf 50 Anker zeigte in der Auswertung der Verformungen vor der Brust (RH-Extensometer, Ketteninklinometer) keine relevante Auswirkung. Hingegen reduzierten sich die Setzungen an der Oberfläche durch die entfallenden Bohrungen. Abbildung 8 zeigt den Verlauf der an der Oberfläche gemessenen Setzungen normalisiert auf den Abstand zur Ortsbrust.

Der planmäßige Gegen-vortrieb von einer Etappe wurde mit einem nahezu achsparallel versetzten Rohrschirm ausgeführt. Das Versetzen der Bauhilfsmassnahmen in dem sehr dicht gelagerten sandigen Kies des Schotterkomplexes erwies sich als schwierig, der Bohrfortschritt war oft sehr gering. Die Selbstbohrinjektionsanker aus Stahl bewährten sich nicht. Sie verliefen stark, und die

excavation support or the advance securing mechanisms. However, the procedure was adapted in order to reduce the impacts on the buildings. The ring closure distance was reduced and the overall tunnelling speed throttled, meaning that the strength development of the shotcrete lining was utilised more heavily.

In each case, between 70 and 90% of the deformations occurred ahead of the working face. At low cover, deformations due to boreholes of up to 10 mm were measured. Changing the order – first the pipe umbrella and then the face bolt – proved to be a suitable measure for reducing these leading deformations. A reduction in the level of face securing with increasing coverage which was nonetheless provided, from some 80 rock bolts initially to 50 rock bolts, had no relevant impact in the evaluation of deformations ahead of the face (RH extensometer, chain inclinometer). In contrast, the settlements at the surface decreased when the boreholes were eliminated. Fig. 8 shows the profile of the settlements measured at the surface, normalised over the distance from the working face.

The planned counter drive of one stage was executed using a pipe umbrella that was placed almost axially parallel. Placing the precautionary construction measures in the very dense, sandy gravel of the gravel complex was difficult, with drilling progress often being slow. The self-drilling injection rock bolts made of steel did not prove effective. They had a strong tendency to shift, and separating them manually during excavation was laborious and dangerous. They also promoted crumbling during excavation, as they caused additional loosening of the surrounding ground upon contact with the excavator bucket. Other than this, excavation proceeded without any major difficulties.



8 Auswertung der Verformungen von vier direkt über dem Tunnelprofil gelegenen Messpunkten in Abhängigkeit vom Abstand zur Ortsbrust  
Evaluation of the deformation at four measuring points directly above the tunnel profile, in dependence on the distance from the working face



Quelle/credit: INGE Küssnacht

9 Sicherung der Querverbindung zum Fluchtstollen. Der Vortrieb erfolgte im Schutz eines Spiessschirms

Securing the crossover to the escape tunnel. The tunnelling was done with the protection of a shield of lances

händische Abtrennung im Vortrieb war mühsam und gefährlich. Ausserdem begünstigten sie Nachbrüche im Vortrieb, da sie bei Kontakt mit der Baggerschaufel eine zusätzliche Auflockerung des umliegenden Baugrunds auslösten. Abgesehen davon erfolgte der Vortrieb ohne grössere Schwierigkeiten.

### 3.3 Einstellung Nordvortrieb

Auf der Nordseite wurde das beschriebene Konzept während 14 Etappen umgesetzt, der Baugrund zeigte sich dabei wie erwartet homogen. Beim Bohren der Brustanker für die Etappe 15 ereignete sich im Juli 2017 ein Schlammzutritt durch ein unverroht erstelltes Bohrloch, 10–15 m<sup>3</sup> Schlamm und Wasser traten in den Tunnel ein. Während des Schlammzutritts war die Ortsbrust stabil, aus benachbarten, ebenfalls unverroht erstellten Bohrlöchern trat ebenfalls kein Schlamm aus. In der Folge wurde mangels schnell verfügbarer Alternativen eine weitere zerstörende Bohrung zur Erkundung der Baugrundverhältnisse durchgeführt, wobei regelmässig Proben des Bohrguts gesammelt wurden. Dabei ereignete sich erneut ein kleinerer Schlammzutritt, der aufgrund der getroffenen Sicherheitsvorkehrungen (Packer, Holzkeile, schnell reagierende Bindemittel) und des raschen Eingreifens jedoch rasch beherrscht werden konnte. In der Folge wurde zur Erkundung der Baugrundverhältnisse in diesem Bereich eine Bohrkampagne mit Kernbohrungen ab der Oberfläche gestartet. Aufgrund der dichten Bebauung mussten die Bohrungen teilweise fächerförmig ab den knappen Installationsflächen zwischen den Häusern ausgeführt werden.

Die Sondierung führte zu einer Korrektur des Baugrundmodells. Anstelle von kohäsivem Ton wurden sandige, kohäsionslose Seeablagerungen mit Mächtigkeiten von über einem Meter sondiert. Die beobachteten Schlammzutritte hatten denn auch in diesem Material ihren Ursprung. Der Wasserspiegel lag an dieser Stelle rund 10 m über dem First. Da statt Schwemmsedimenten über den Seeablagerungen neu stark durchlässiger Bachschutt erkundet wurde, war ein anhaltender Wasser- und Schlammzutritt mit hohen Zutritts-

### 3.3 Configuring the Northern Tunnelling Operations

On the north side, the described concept was implemented in 14 stages. Here, the ground was homogeneous as expected. During drilling of the face bolts for stage 15, an incident occurred in July 2017 involving an ingress of mud. An uncased borehole caused 10–15 m<sup>3</sup> of mud and water to rush into the tunnel. The working face remained stable during this ingress of mud; other uncased boreholes did not exhibit any mud leakage. Due to the lack of rapidly available alternatives, another destructive drilling operation was performed in order to investigate the conditions of the ground, which involved collecting samples of the drilled-out material at regular intervals. This resulted in another, smaller ingress of mud, which was, however, rapidly controlled thanks to the safety precautions used (packers, wooden wedges, fast-acting binder) and a quick response. After this, a drilling campaign with core drilling from the surface was started in this area in order to investigate the ground conditions. Owing to the densely packed buildings on the surface, the boreholes had to be made in fan shapes in some cases in the tight installation spaces between the houses.

The ground model was corrected on the basis of the probe measurements taken. Instead of cohesive clay, sandy, non-cohesive lake deposits with thicknesses of over a metre were detected. It was evident that the mud also originated in this material. At this point, the water level was around 10 m above the roof. As highly permeable stream gravel had been found above the lake deposits as opposed to alluvial sediment, sustained ingress of water and mud at high ingress rates and, consequently, a negative impact on the stability could not be ruled out. Since it was not possible to overcome these conditions with the support measures provided and the equipment available, alternative concepts were discussed under tremendous time pressure.

### 3.4 Extension of Counter Drive and Commencement of Lining Work

While the measures for the northern side were being clarified, the contractor decided to use the standstill to start the underground lining work (Fig. 10). The decision was also made to extend the counter drive on the southern side.

As the counter drive that had already been completed was done without making pipe umbrella recesses for subsequent stages, the pipe umbrella in the profile interior had to be positioned and spread out in such a manner as to allow for extension so that the subsequent pipe roofing umbrella sections could be created normally. The first three rounds, each 1.2 m in length, were therefore each provided with additional securing measures in the form of a shield of lances, under the protection of which the pipes in the excavation profile could be dismantled. PE pipes were used in this area to make it easier to dismantle them in future. The excavation work initially went according to plan. During the work, it was found that the material in the working face was highly loose and soft in nature. Because of this, the excavation of

raten und entsprechend ungünstigen Auswirkungen auf die Stabilität nicht auszuschliessen. Weil eine Bewältigung dieser Verhältnisse mit den vorgesehenen Bauhilfsmassnahmen und den vorhandenen Gerätschaften nicht möglich war, wurden unter hohem Zeitdruck alternative Konzepte abgeklärt.

### 3.4 Verlängerung Gegenvortrieb und Aufnahme Verkleidungsarbeiten

Noch während die Massnahmen auf der Nordseite abgeklärt wurden, wurde durch die Bauherrschaft entschieden, den Stillstand zu nutzen, um Verkleidungsarbeiten unter Tage zu starten (Bild 10). Ebenfalls wurde eine Verlängerung des Gegenvortriebs auf der Südseite beschlossen.

Da der bereits ausgeführte Gegenvortrieb ohne Rohrschirmnische für Folgeetappen ausgeführt wurde, musste für eine Verlängerung der Rohrschirm im Profilinnern angesetzt und stärker aufgespreizt werden, um die darauffolgende Rohrschirmetappe regulär erstellen zu können. Die ersten drei Abschlüsse von je 1,2 m Länge wurden deshalb zusätzlich mit jeweils einem Spiessschirm gesichert, in dessen Schutz der Rückbau der im Ausbruchprofil liegenden Rohre ausgeführt werden konnte. Um den Rückbau zu erleichtern, wurden in diesem Bereich PE-Rohre versetzt. Der Vortrieb erfolgte zunächst gemäss Plan. Im Lauf des Vortriebs wurde ein stark rolliges, entfestigendes Verhalten des Materials in der Ortsbrust festgestellt, weshalb aus Gründen der Arbeitssicherheit der Ausbruch der Kalotte in mehreren Teilflächen erfolgte; um den Auftrag von Spritzbeton zu ermöglichen, wurden Ankerplatten und Bewehrungsnetze in der Brust versetzt. Die globale Stabilität der Ortsbrust indessen war jederzeit gewährleistet. Bei der letzten Aushubetappe dieser Übergangsetappe ereignete sich am 20. September 2017 ein Verbruch durch die Rohrschirmrohre (Sanduhreffekt) aus einem «Fenster» in der Laibung von rund 1,2 m in Tunnellängsrichtung und 2,5 m quer dazu. Der Verbruch von kohäsionslosem Material setzte sich in mehreren Etappen fort und führte innert ca. 30 Minuten zu einem Tagbruch bei 17 m Überdeckung. Der Verbruchrichter wies ein Volumen von geschätzt 350 m<sup>3</sup> auf und erreichte an der Oberfläche einen Durchmesser von 5 m. Rund 200 m<sup>3</sup> sandiges und sandig-kiesiges Material brachen in den Tunnel ein, das restliche Material verblieb im Trichter. Die Ortsbrust und die Ausbruchssicherung blieben stabil, womit das Ereignis eingeschränkt war und an der Oberfläche keine Schäden an Bauwerken entstanden. An einem im Abstand von rund 15 m vom Tagbruch gelegenen überwachten Wohngebäude konnten keinerlei Verformungen gemessen werden. Der Verbruchrichter wurde sofort von oben verfüllt und anschliessend injiziert.

Nach diesem erneuten Stillstand wurden vorerst nur Verkleidungsarbeiten ausgeführt. Die Arbeiten hierfür starteten über ein halbes Jahr früher als geplant. Die bereits für den Tagbautunnel eingesetzte Tunnelschalung wurde für



Quelle/credit: INGE Küssnacht

10 Betonage der Sohle während des eingestellten Vortriebs

Concreting of the invert during the excavation

the top heading was performed over multiple sub-sections for safety reasons. In order to enable the shotcrete lining to be applied, anchor plates and wire mesh were placed in the face. The global stability of the working face, however, was not jeopardised at any time. On 20 September 2017, in the last excavation stage of this transition phase, a cave-in occurred through the pipe umbrella pipes (hourglass effect) from a “window” in the recess. This cave-in measured approximately 1.2 m in the longitudinal direction of the tunnel and 2.5 m in the transverse direction. The cave-in of material with no cohesion continued in several stages and, within approximately 30 minutes, led to a collapse with cover of 17 m. The cave-in crater had an estimated volume of 350 m<sup>3</sup>, with a diameter at the surface of 5 m. Some 200 m<sup>3</sup> of sandy and sandy/gravelly material fell into the tunnel, while the rest of the material remained in the crater. The working face and the excavation support remained stable, meaning that the extent of the incident was limited and there was no damage to buildings at the surface. No deformation was measured at a monitored residential building, which was approximately 15 m away from the collapse. The cave-in crater was immediately filled in from above and material was then injected.

After this further standstill, only cladding work was carried out initially. The work for this started more than six months earlier than planned. The tunnel formwork, which had already been used for the cut-and-cover tunnel, was retrofitted for use underground. Once the gap to the cut-and-cover tunnel had been closed, work could begin on backfilling it.

### 3.5 Modification of Precautionary Construction Measures for the Northern Tunnelling Operations

The evaluations on the northern side gave rise to a concept involving lowering the groundwater level, which was done using several filtering wells from the surface. Advancing drainage holes were arranged in the tunnel, as well as injections in the region believed to be the origin of the ingress of mud. The construction was done using a closed drilling system with standpipes, preventers, shut-off valves and a re-

den Einsatz unter Tag umgerüstet, und nach Vollendung des Lückenschlusses zum Tagbautunnel konnte auch mit dessen Hinterfüllung begonnen werden.

### 3.5 Anpassung Bauhilfsmassnahmen Nordvortrieb

Die Abklärungen auf der Nordseite führten zu einem Konzept mit einer Grundwasserabsenkung, welche mittels mehrerer Filterbrunnen ab der Oberfläche realisiert wurde. Im Tunnel wurden vorausseilende Drainagebohrungen und im Bereich des vermuteten Ursprungs der Schlammzutritte zusätzlich Injektionen angeordnet. Die Ausführung erfolgte mittels eines geschlossenen Bohrsystems mit Standrohr, Preventer, Absperrschieber und einer ausklinkbaren Bohrkronen, welche die Verrohrung im Bohrloch tiefsten abdichtet.

Entlang der Ausbruchlaibung wurden Jettingsäulen vorgesehen, welche eine Verfestigung des Bereichs zwischen Rohrschirmrohren bezweckten, um einen Sanduhreffekt zu verhindern. Die Rohrschirmrohre wurden weiterhin versetzt, da im kohäsiven Ton die Ausführbarkeit von Jettingsäulen mit statisch relevanten Abmessungen und Festigkeiten fraglich schien.

In der Abklärung möglicher Konzepte wurden unter anderem ein Gefrierverfahren sowie Injektionen zur Verfestigung des Gebirges verworfen. Bei einem Gefrieren von tonigen Seeablagerungen wären grosse Hebungen der Oberfläche von gegen 8 cm zu erwarten gewesen, aufgrund der Einwirkungen auf die Bebauung musste diese Variante daher ausgeschlossen werden. Konzepte mit Injektionen wurden ausgeschlossen, weil die Injektion der feinkörnigen, dicht gelagerten Sande nicht sichergestellt werden konnte und der Zeitbedarf und die Kosten ebenfalls gegen eine solche Kampagne sprachen.

Das neue Konzept wurde zuerst auf der Nordseite angewendet. Für preventergeschützte Bohrungen sowie Jettingsäulen wurde ein spezialisierter Subunternehmer beauftragt. Die Ausführung erfolgte mit einem einarmigen Bohrgerät mit einer 28 m langen Lafette. Für die Injektionen waren Bohrungen von bis zu 25 m Länge vorgesehen, für die das Gestänge verlängert werden musste. Das anderweitig geschlossene Bohrsystem war bei dieser Verlängerung im Bohrloch tiefsten für den Zeitraum der Verlängerung offen. Dies erwies sich als Schwachstelle, da durch das Bohrgestänge hindurch erneut Schlamm zutrat. Es wurde daraufhin entschieden, die weiteren Injektionsbohrungen auf eine Länge von 20 m zu beschränken, wodurch die Verlängerung des Gestänges entfiel.

Die Jettingsäulen wurden mit einem Einphasensystem ausgeführt. Die Parameter wurden zunächst aufgrund der Erfahrung des beigezogenen Subunternehmers gewählt. Im Rahmen der ersten Vortriebsetappen wurden Probesäulen im Profil mit verschiedenen Parametern zur Verifikation ausgeführt. Es zeigte sich, dass in tonigen Seeablagerungen Durchmesser von 30 bis 50 cm realisiert werden konnten, die Festigkeit der Säulen war jedoch sehr gering. Im Schotterkomplex waren die Resultate erwartungsgemäss besser.

leasable drill bit, which sealed the pipes at the deepest point of the boreholes.

Jet-grouting columns were provided along the intrados, providing reinforcement to the area between pipe roofing pipes in order to prevent an hourglass effect. The pipe umbrella pipes were set in further, as the feasibility of using jet-grouting columns with statically relevant dimensions and strengths could not be guaranteed in the cohesive clay.

When possible concepts were being discussed, proposed solutions that were ultimately rejected included a ground freezing procedure and injections to strengthen the rock. Freezing clayey lake deposits would result in significant elevations at the surface of around 8 cm. Because of the impact this would have on the buildings, this option therefore had to be ruled out. Concepts involving injections were rejected because successful injection into the fine-grained, densely packed sand could not be guaranteed and the time and costs involved in such an approach would also be sub-optimal.

The new concept was used on the northern side first of all. A specialist subcontractor was tasked with carrying out the drilling under the protection of a preventer and constructing the jet-grouting columns. The construction was done using a single-armed rock drill jumbo with a 28-metre-long feed. Boreholes of up to 25 m were provided for the injections. The boom had to be lengthened to accommodate this. Although normally closed, the drilling system was open for the time it took to complete this extension in the deepest level of the boreholes. This proved to be a weakness, as more mud entered through the drill rods. It was then decided to restrict the length of the subsequent injection boreholes to 20 m, eliminating the need to extend the boom.

The jet-grouting columns were constructed using a single-phase system, with the parameters initially being selected on the basis of the experience of the subcontractor. During the initial excavation stages, trial columns with a range of parameters were set up in the profile for verification purposes. It was established that diameters of 30 to 50 cm were possible in the clayey lake deposits, but the strength of the columns was very low. As expected, the results were better in the gravel complex.

Once the excavation work had started, minor leaching kept occurring in the working face during excavation, despite the extensive additional measures put in place. This gave rise to a risk of local instability. In some areas, it was not even possible to apply dry shotcrete of early strength class J3 in the working face due to the unstable subsurface. For safety reasons, excavation was stopped and additional injections and jet-grouting columns were carried out in the face. The additional jet-grouting columns in the face were also provided for the subsequent pipe umbrella sections, with the quantity and arrangement being updated on an ongoing basis as

### Etappenanfang

Jettingsäulen zwischen Rohrschirmen

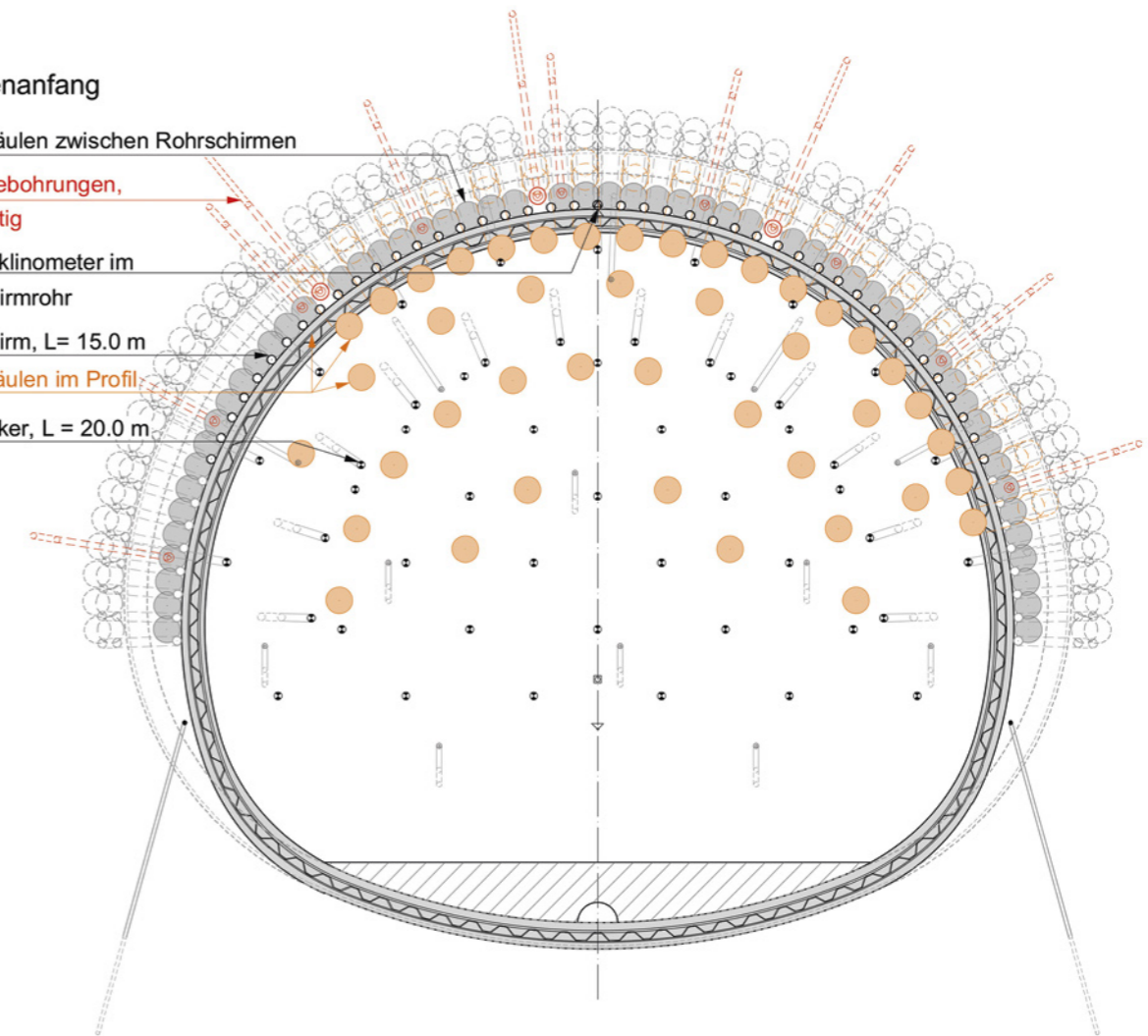
Drainagebohrungen, fächerartig

Ketteninklinometer im Rohrschirmrohr

Rohrschirm, L = 15.0 m

Jettingsäulen im Profil

GFK-Anker, L = 20.0 m



11 Bauhilfsmassnahmen, ergänzt mit Jettingsäulen zwischen Rohrschirmrohren und im Profil. An drei Stellen wurden preventergeschützt Drainagebohrungen erstellt, an diesen Stellen konnten aufgrund des Platzbedarfs der Preventer keine Jettingsäulen angesetzt werden  
Precautionary construction measures, supplemented with jet-grouting columns between the pipe roofing umbrella pipes and in the profile – drainage holes were created at three points under the protection of a preventer; owing to the space required for the preventer, it was not possible to use jet-grouting columns in these areas

Nach Aufnahme des Vortriebs ergaben sich immer wieder – und trotz der umfangreichen zusätzlichen Massnahmen – kleinere Ausschwemmungen in der Ortsbrust während des Vortriebs und die Gefahr lokaler Instabilitäten. Selbst der Auftrag von Trockenspritzbeton der Frühfestigkeitsklasse J3 war in der Ortsbrust aufgrund des instabilen Untergrunds teilweise nicht möglich. Aus Sicherheitsgründen wurde der Vortrieb gestoppt und zusätzliche Injektionen und Jettingsäulen in der Brust ausgeführt. Die zusätzlichen Jettingsäulen in der Brust wurden denn auch bei den nachfolgenden Rohrschirmetappen ausgeführt, wobei die Anzahl und die Anordnung laufend den neuen Erkenntnissen angepasst wurden. Die Abbildung 11 zeigt das in Etappe 17 umgesetzte Konzept. In dieser Etappe wurden über 200 Bohrungen ausgeführt, darunter rund 90 Jettingsäulen.

Im Vortrieb wurde festgestellt, dass die Seeablagerungen entlang mehrerer Scherflächen in Schollen zerlegt vorlagen. Die Verhältnisse waren deshalb häufig wechselnd und kaum vorhersehbar. Innerhalb des Profils wurden häufig keine aus-

new insights were gained. Fig. 11 shows the concept implemented for stage 17. More than 200 boreholes were made in this stage, including around 90 jet-grouting columns.

During the excavation, it was established that the lake deposits were fragmented into lumps along several shear surfaces. This meant that conditions changed frequently and were difficult to predict. Within the profile, it was not unusual to find that no jet-grouting columns – in the strict sense – had been formed. Instead, cemented areas in the order of metres were found in the regions of sand with no cohesion. The previously discovered local instabilities in the working face did not occur in material that had solidified in this manner.

Executing the jet-grouting work led to elevations of 5 to 10 mm at the surface for cover of approximately 12 m. Where buildings had deep foundations, the elevations were up to 20 mm. Slurry also escaped to the surface, causing damage to seepage lines and technical equipment.

gebildeten Jettingsäulen im eigentlichen Sinne vorgefunden. Im Bereich kohäsionsloser Sande wurden stattdessen zementierte Bereiche mit Ausdehnungen im Meterbereich festgestellt. Die vormals festgestellten lokalen Instabilitäten in der Ortsbrust traten im derart verfestigten Material nicht mehr auf.

Die Ausführung von Jettingarbeiten führte bei einer Überdeckung von rund 12 m zu Hebungen von 5 bis 10 mm an der Oberfläche, im Falle eines tief gegründeten Gebäudes betragen die Hebungen bis 20 mm. Ebenfalls kam es zu Suspensionsaustritten an der Oberfläche und dadurch zu Schäden an Sickerleitungen und technischen Anlagen.

### 3.6 Anpassung Bauhilfsmassnahmen Gegenvortrieb

Nach dem Tagbruch auf der Südseite und angesichts des Umstands, dass die sehr dicht gelagerten sandigen Kiese nur schlecht injizierbar sind, wurde das Konzept mit Jettingsäulen entlang der Ausbruchlaibung auch für den Südvortrieb adaptiert. Auch hier wurden diese zusätzlich zu den regulären Massnahmen ausgeführt. Ein Verzicht auf den Rohrschirm erschien ohne vorgängige Versuche und mit den bestehenden geologischen Unsicherheiten als zu riskant. Neu wurden wechselseitig ab beiden Portalen entweder Bauhilfsmassnahmen erstellt oder Vortrieb gemacht.

Der Verbruchtrichter wurde mittels Injektionen ab der Oberfläche sowie aus dem Tunnel verfestigt. Die Injektionen erfolgten über Manschettenrohre und Doppelpacker, die Bohrungen aus dem Tunnel wurden mit dem Bohrgerät des beigezogenen Subunternehmers verbohrt ausgeführt. Zusätzlich wurde im unmittelbaren Bereich des Verbruchs ein Jettinggewölbe erstellt, unter welchem die Etappe fertiggestellt werden konnte. Im Rahmen des weiteren Vortriebs auf der Südseite wurde das Konzept ohne weitere Ereignisse umgesetzt.

Im Schotterkomplex des Südvortriebs war, bedingt durch die sehr kompakte Lagerung, die Bohrleistung äusserst gering, ausserdem kam es zu Suspensionsaustritten an der Oberfläche; es wird davon ausgegangen, dass die entsprechenden Wegigkeiten durch das Verfahren erst geschaffen wurden.

Der Durchschlag erfolgt vom Gegenvortrieb aus voraussichtlich im Mai 2019.

### 4 Fazit

Das gewählte Konzept des Vollausschlags und eine Reduktion der Ringschlussdistanz der Ausbruchsicherung waren geeignet, die Setzungen ohne aufwendige Kompensationsmassnahmen im Baugrund auf ein akzeptables Mass zu reduzieren.

Die durchgeführten Vorversuche für das Bohren und die Injektionen der Bauhilfsmassnahmen haben sich bewährt und lieferten wertvolle Erkenntnisse. Sie sind unter vergleichbaren Randbedingungen unbedingt zu empfehlen.



12 Lafettenbohrgerät zur Erstellung von verrohrten Bohrungen und Jettingsäulen  
Drilling rig for creating cased boreholes and jet-grouting columns

### 3.6 Modification of Precautionary Construction Measures for the Counter Drive

Following the collapse on the southern side and in view of the fact that the densely packed sandy gravel could only be injected with great difficulty, the concept involving jet-grouting columns along the broken-out recess was also adapted for excavation work in the southern zone. Here, too, this was done in addition to the usual measures. Without prior tests and in light of the prevailing geological uncertainties, the prospect of dispensing with the pipe umbrella was deemed too risky. The new approach involved either setting up precautionary construction measures or carrying out excavation on an alternating basis from both portals.

The cave-in crater was strengthened by means of injections from the surface and from the tunnel. The injections were carried out using a sleeve pipe and double packer, while cased drilling from the tunnel was done using the subcontractor's rock drill. In addition, a jet-grouting arch was set up in the immediate vicinity of the cave-in, beneath which the section could be finished. During the subsequent excavation work on the southern side, the concept was implemented without further incident.

Owing to the highly compact arrangement of the gravel complex in the southern zone, the drilling performance was particularly low. In addition, there were cases of slurry escaping to the surface. It is assumed that the paths required for this were only created during the procedure.

The breakthrough from the counter drive is expected to occur in May 2019.

Die veränderten geologischen Verhältnisse führten dazu, dass mit den ausgeschriebenen Mitteln der Vortrieb nicht abgeschlossen werden konnte. Die Einbringung der Bauhilfsmassnahmen mit einem Bohrwagen ohne die Möglichkeit der Durchführung verrohrter Bohrungen schränkt die Möglichkeiten bei unerwarteten Abweichungen stark ein.

Die Erstellung von Jettingsäulen zusätzlich zum Rohrschirm war geeignet, Stabilitätsprobleme zu lösen, jedoch traten dabei Hebungen und Suspensionsaustritte auf. Im tonigen Baugrund ist das eingesetzte Jettingverfahren nicht dazu geeignet, Säulen mit den benötigten Festigkeiten herzustellen, welche einen Verzicht auf einen Rohrschirm erlaubt hätten.

### Literatur/References

- [1] Zimmermann, A.; Schneider, A.: Südfahrtung Küssnacht, Tunnel Burg: Bauhilfsmassnahmen für innerstädtischen Tunnelbau, Kolloquium Bauhilfsmassnahmen im Untertagbau, ETH Zürich, Professur für Untertagbau (30.11.2017)
- [2] Syomik, A. et al.: Evaluation and numerical interpretation of measured pipe umbrella deformations, WTC 2019 World Tunnel Conference (2019)

### 4 Conclusion

The concept chosen, involving full excavation and a reduction in the ring closure distance of the excavation support, proved suitable for reducing the settlements in the ground to an acceptable extent without the need for extensive compensation measures.

The preliminary trials conducted for the drilling and injection of the precautionary construction measures proved their worth, providing valuable insights. Where general conditions are similar, they are strongly recommended.

The variable geological conditions meant that excavation could not be completed with the resources originally called for. Installing the precautionary construction measures using a drilling jumbo without the ability to use cased boreholes severely restricted the options available for recourse in the event of unexpected deviations.

Creating jet-grouting columns in addition to the pipe umbrella was a suitable measure for resolving stability problems. However, it caused elevations and slurry leakage. In clayey ground, the jet-grouting method used is not suitable for creating columns with sufficient strength to permit a pipe umbrella to be dispensed with.

PROJEKTDATEN	PROJECT DATA
<p><b>Region</b> Küssnacht am Rigi, Kanton Schwyz</p> <p><b>Bauherr, Projekt- und Oberbauleitung</b> Baudepartement Schwyz, Tiefbauamt</p> <p><b>Planung und Bauleitung</b> INGE Küssnacht (BG Ingenieure und Berater AG, Locher Ingenieure AG, Rothpletz, Lienhard + Cie AG)</p> <p><b>Ausführung</b> ARGE Küssnacht Süd (AKS), Anliker, Baresel GmbH, Heitkamp Construction Swiss GmbH Subunternehmer Jetting: Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H.</p> <p><b>Kenndaten</b> Bauzeit: 2015 bis 2020 Inbetriebnahme: 2020 Baukosten Tunnel: 55 Mio. Schweizer Franken (nur bergmännischer Teil) Gesamtlänge: 500 m Tunnel, davon 340 m bergmännisch Ausbruchquerschnitt: 112–135 m<sup>2</sup></p> <p><b>Besondere Merkmale</b> Lockergesteinsvortrieb mit geringer Überdeckung und unter bestehender Bebauung Kombination von Jettinggewölbe und Rohrschirmsicherung nach Schlammereinbrüchen und Tagbruch</p>	<p><b>Region</b> Küssnacht am Rigi, Canton of Schwyz</p> <p><b>Client, project management and general site management</b> Schwyz construction department, civil engineering authority</p> <p><b>Design and site management</b> INGE Küssnacht (BG Ingenieure und Berater AG, Locher Ingenieure AG, Rothpletz, Lienhard + Cie AG)</p> <p><b>Construction</b> ARGE Küssnacht Süd (AKS), Anliker, Baresel GmbH, Heitkamp Construction Swiss GmbH Jet-grouting subcontractor: Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H.</p> <p><b>Key data</b> Construction period: 2015–2022 Start of operation: 2020 Tunnel construction costs: 55 million Swiss francs (tunnelled section only) Total length: 500 m tunnel, of which 340 m of tunnel excavated below surface Excavation Cross-section: 112–135 m<sup>2</sup></p> <p><b>Special features</b> Tunnelling through loose rock with low cover and underneath existing buildings Combination of jet-grouting arch and pipe umbrella securing after mud inrushes and collapse</p>

# SWISS TUNNEL KOLLOQUIUM 2019

**Materialtechnologische Innovationen  
im Tunnelbau**

**Material Technology Developments  
in Tunnel Construction**

4. Juni 2019



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

Timothy Wangler, PhD, ETH Zürich, Zürich/CH

# Materials in Construction

## Moving towards More Ecological and Digital Usage

On a finite planet with a growing population, sustainability becomes even more important when it comes to the use of the most widely used (10 km<sup>3</sup>/year) man-made material: concrete. The greatest environmental impact from concrete comes from clinker production, which is responsible for 6 to 9% of all anthropogenic CO<sub>2</sub> emissions worldwide. The following paper details some of the recent developments in concrete technology to address this challenge.

### 1 Sustainability in Construction

Sustainability has been a buzzword in the public consciousness for decades now. It is clear that we live on a finite planet, and better stewardship of our resources is a necessary requirement to ensure that humans can flourish. However, the population of the world, in particular the developing world, continues to grow rapidly, with a concurrent expectation of an increase in the standard of living, which all translates to a necessary expansion of the infrastructure needs of the developing world. All of the parts of the built environment that make this standard of living possible – roads, tunnels, bridges, buildings, sewage pipes – has an impact on the environment. The material most ubiquitous in all of these elements of infrastructure is reinforced concrete. There is simply no material that can possibly meet all of these demands except for concrete, because the raw materials for it are widely available globally, and it is fairly economic and simple to produce and use. It is for this reason that the volumes of concrete, the most widely produced man-made material, exceed 10 km<sup>3</sup>/year [Flatt et al 2011]. It is also for this reason that, in spite of its relatively low embodied energy, the sheer volumes that are required will generate its outsized environmental impact.

### 2 Concrete: The Most Widely Used Man-Made Material

Concrete is a composite material, composed of aggregates (sand up to 4 mm, gravel sometimes up to 32 mm or more), water and a hydraulic binder: a material that reacts with water to form a continuous solid phase (called cement paste). Indeed, the reaction with water makes it so useful as a construction material – the solidification is not instantaneous, which gives time for the fluid material to be transported and filled into a mould, and then upon hardening it can then bear a structural load. The most widely used hydraulic binder is Portland cement, a reactive mineral formed by the generation of clinker: a mixture of limestone and clay (in 80/20 proportions, respectively) is fired in a kiln to a temperature of 1,450°C, then subsequently ground to a fine powder. Calcium sulphate is added to the ground clinker to make the final product of Portland cement. The energy required to create the clinker in the

kiln, as well as the energy required to grind it, both form a major part of concrete's environmental footprint. The major environmental footprint, however, comes from the liberation of CO<sub>2</sub> from the limestone inside the kiln, a process called calcination. Overall, the production of clinker is responsible for anywhere from 6 to 9% of man-made CO<sub>2</sub> emissions worldwide, one of the major single sources of CO<sub>2</sub> emissions.

Of greatest interest to civil and construction engineers is the compressive strength, and it is well known that the water/cement ratio (w/c) drives the strength, with strength increasing as w/c decreases. This is because the water demand (for fluid concrete) is higher than the water required to react with the cement, and thus unreacted water essentially becomes porosity and decreases strength. The requirement of chemical admixtures to drive w/c down and increase performance is discussed further in this paper. Of course, one of the drawbacks of concrete is that it is very weak in tension, as it is a brittle material and requires an additional material to bear tensile loads. Steel reinforcement (usually in the form of steel bars a few mm in diameter) has served this purpose for decades. It is difficult to imagine concrete without steel reinforcement, although unreinforced structures certainly do exist, and often when one speaks of concrete, the reinforcement is understood to be included.

### 3 Methods of Reducing the Environmental Impact of Concrete

One can consider the environmental impact of concrete (or any material, for that matter) to be a ratio, with environmental impact directly proportional to the embodied energy in a material multiplied by the volume used, and inversely proportional to the service life, as depicted in Figure 1. Thus, to reduce the environmental impact of concrete, one can either 1) decrease the embodied energy in the material or 2) enhance the durability.

#### 3.1 Decrease of Embodied Energy

As noted earlier, the embodied energy of concrete is predominantly contained in clinker. Thus, any effort to decrease

## Materialien der Zukunft

### Auf der Suche nach nachhaltigeren Baustoffen und digitalen Methoden

Die Bauwirtschaft hat enorme Auswirkungen auf die Umwelt, sodass nachhaltiges Bauen für die Zukunft unabdingbar ist. Kein Material kann die infrastrukturellen Anforderungen einer wachsenden Weltbevölkerung besser erfüllen als Beton. Dementsprechend wird der Einsatz des meistverwendeten (10 km<sup>3</sup>/Jahr) von Menschen hergestellten Baustoffs voraussichtlich erheblich zunehmen. In Kombination mit diesem gewaltigen Verbrauch ist der Zementklinker im Beton für den hohen CO<sub>2</sub>-Ausstoss verantwortlich (6–9% aller menschengemachten CO<sub>2</sub>-Emissionen). Eine schrittweise Veränderung in der Nutzung kann somit erhebliche Auswirkungen auf die Nachhaltigkeit haben. Dieses Paper befasst sich mit den neuesten Entwicklungen in der Betontechnologie bezüglich der Erzeugung nachhaltigerer Baustoffe einschliesslich der Erforschung von Stoffen als Klinkerersatz, des Einsatzes chemischer Betonzusatzmittel sowie neuer digitaler Fertigungstechnologien.

## Matériaux pour la construction

### Des usages plus écologiques et un recours croissant au numérique

Le secteur de la construction a un impact énorme sur notre environnement. C'est pourquoi la durabilité dans la construction est une nécessité pour aller de l'avant. Aucun matériau ne peut mieux répondre aux besoins d'infrastructures d'une population croissante que le béton. Ce matériau, le plus utilisé parmi ceux fabriqués par l'homme (10 km<sup>3</sup>/an), peut s'attendre à une importante augmentation de son utilisation. La part de clinker dans le béton rapportée à ces énormes volumes est responsable d'un impact considérable en termes d'émissions de CO<sub>2</sub> (6 à 9% de toutes les sources anthropiques). Dès lors, des changements progressifs dans son utilisation peuvent entraîner de réels effets en termes de développement durable. Ce document fait le point sur les dernières avancées technologiques dans le béton, notamment le remplacement du clinker, l'utilisation d'adjuvants chimiques et les nouvelles technologies de fabrication faisant appel au numérique, dans une quête de matériaux de construction toujours plus durables.

embodied energy should focus on reducing clinker (Portland cement) content. Two methods of reducing clinker content have been pursued: 1) reduction of clinker content within the continuous phase, and 2) reduction of the continuous phase overall, through various means. This has been very well summarised in a UN report by Scrivener and co-authors [2] and some of the main points are summarised below.

#### 3.1.1 Clinker Reduction

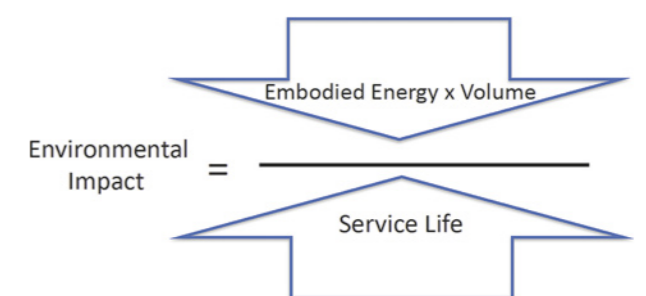
For the first method, the strategy has been pursued by substituting ordinary Portland cement with either limestone filler (which has a detrimental effect on the strength) or with a so-called supplementary cementitious material (SCM), such as fly ash, microsilica or blast-furnace slag. These SCMs will react with the reaction products of ordinary Portland cement hydration and produce the same strength-giving continuous phase in the long-term. Today, an average substitution level of about 20% is achieved, so there is room for much

## Materiali edili

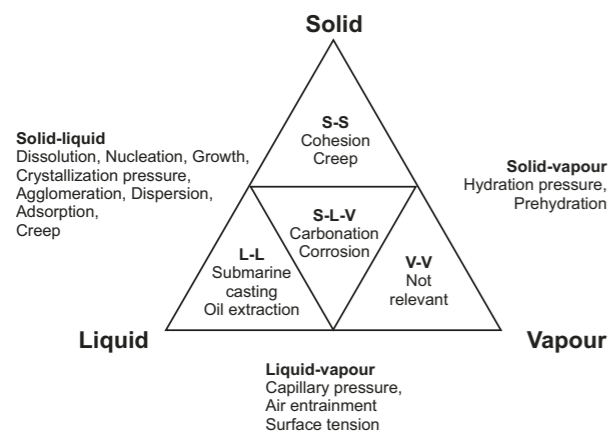
### L'evoluzione verso un uso maggiormente ecologico e digitale

Il settore edile ha un grande impatto sul nostro ambiente – la sostenibilità è necessaria per lo sviluppo dell'edilizia. Nessun materiale è in grado di soddisfare le esigenze infrastrutturali di una popolazione in crescita più del calcestruzzo: per il materiale prodotto dall'uomo di gran lunga più usato (10 km<sup>3</sup>/anno) si prevede un grande aumento dell'utilizzo. Il contenuto di clinker nel calcestruzzo abbinato a questi grandi volumi è responsabile del suo grande impatto sulla CO<sub>2</sub> (dal 6 al 9% di tutte le fonti antropiche); pertanto, i cambi incrementali nell'uso possono portare a maggiori impatti sulla sostenibilità. Questo lavoro esamina i recenti sviluppi nella tecnologia del calcestruzzo, comprendendo l'esame della sostituzione del clinker, l'uso di additivi chimici e le nuove tecnologie di fabbricazione digitali, alla ricerca di materiali edili più sostenibili.

more, but supplies of currently used SCMs are limited. Recent progress on limestone calcined clay cement (LC3) promises a potential high volume solution with a 50% reduction in clinker content. Other possible solutions exist, such as



**1** Environmental impact on the service life as a ratio of embodied energy in a material. Decreasing embodied energy, either on a per unit volume or total amount, and increasing service life, will lessen environmental impact



Source/credit: Reprinted from [1]

2 Interfaces in concrete, and relevant mechanisms that act at those interfaces. In concrete, the solid-liquid and liquid-vapour interfaces play the most critical role, and are the interfaces where chemical admixtures come into play most.

development of completely new binder systems based on alkali-activated materials, but in the short-term these do not yet appear ready to displace Portland cement. Most recently, within Switzerland, a new cement based on substitution with locally available clinker replacements has been under development [3].

### 3.1.2 Reduction of Continuous Phase

One can imagine the production of concrete as essentially a space-filling exercise with aggregates, and all empty space not filled with aggregate must be filled by the continuous phase, which is the phase containing clinker. Thus, it is possible to also reduce the amount of clinker per unit volume simply by optimising the mix design, so there is less continuous phase required. This usually should be coupled with the use of proper chemical admixtures, which are discussed later. It is also possible to reduce the overall amount of clinker required for a specific element simply by using a higher strength grade of concrete, as these are more structurally efficient. More efficient production of concrete through industrialisation, and especially in light of the current and coming digitisation of the construction industry (discussed later in this paper), is expected, and more sustainable concrete can be expected as a result.

### 3.2 Durability

The durability of concrete is typically most closely linked to the corrosion of the steel reinforcement, with corrosion of the steel due to the ingress of chloride salts named as the top threat to current infrastructure [4]. Ingress of carbon dioxide (carbonation) is also a threat, as CO<sub>2</sub> neutralises the pore solution that provides the passivating layer that protects steel from corrosion. However, degradation of the concrete itself is also an issue, as this not only reduces the compressive strength, but creates damaged areas where aggressive agents can travel towards the reinforcement faster. The most common damage mechanisms to the concrete are freeze-thaw cycles, sulphate attack and the alkali-aggregate reac-

tion (AAR), sometimes called alkali-silicate reaction (ASR). These cause damaging stresses either originating in the cement paste (freeze-thaw and sulphate attack) or originating in the aggregate (AAR, where certain aggregates react with the alkalis from cement paste). Generally, there is transport phenomena associated with these damage mechanisms as well (except for AAR), and thus once again, the porosity of the cement paste is key, with more porous cement pastes being more susceptible to damage.

## 4 Developments in Concrete Technology

Concrete technology deals with understanding and manipulating the properties of concrete to achieve a specific purpose. Besides understanding how mix design impacts performance, the use of chemical admixtures to produce specific properties has proven critical over the past decades, and in light of the newest developments, specifically digital fabrication, they will prove even more essential.

### 4.1 Chemical Admixtures

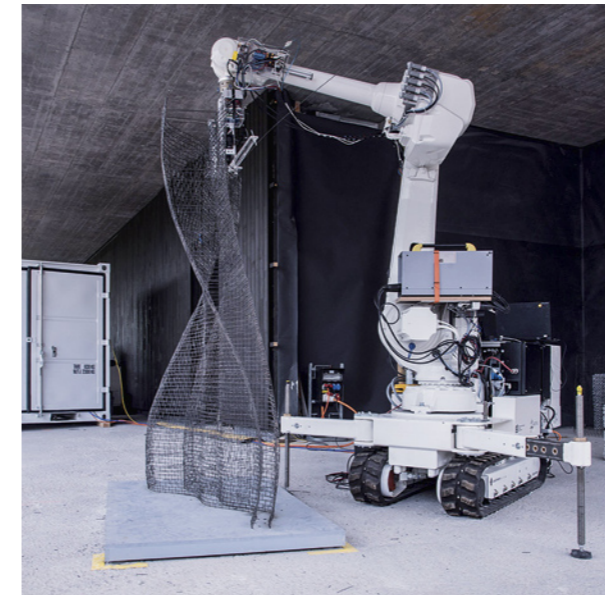
Chemical admixtures in concrete technology have been referred to as the “spices” of concrete – they are added in small amounts, and yet have an enormous impact on the behaviour of concrete [5]. This is because they modify interfaces – primarily solid-liquid, or liquid-vapour (see Figure 2) – and concrete is a material that is filled with interfaces. Chemical admixtures play an important role especially when concrete is in its fresh state; for example, by far the most widely employed admixtures, the high-range water reducers or superplasticisers, enable the existence of high-strength concrete by allowing the concrete to flow at even very low w/c. Other admixtures that play a large role in the fresh state include retarders and accelerators, which control the open time, and viscosity modifiers, which enhance stability of very fluid mixes and can aid in pumping fresh concrete. Often, chemical admixtures are included to control other properties of concrete related to durability, for example shrinkage reducing admixtures, which reduce shrinkage cracking by acting at liquid-vapour interfaces to reduce the shrinkage-causing high capillary pressures that can develop as water is consumed during hydration. Air entrainers are another widely used admixture, especially in North America, and they enhance freeze-thaw resistance of concrete by introducing many small bubbles of air within the cement paste. The world of chemical admixtures for concrete is a flourishing and active one in research, and has most recently been reviewed in detail within a book [6]. The control of fresh properties without impacting hardened property performance is absolutely essential in systems requiring advanced concrete processing, such as those in 3D printing with concrete.

### 4.2 Digital Fabrication

The previous section hints at one of the most interesting and exciting areas of research in concrete today: digital fabrication. According to a recent McKinsey report, the construction industry is losing 1.63 trillion USD per year due to lack

of productivity; indeed, while other sectors have seen massive increases in productivity, the construction industry has stagnated or even regressed [7]. One of the triggers to recoup this lost productivity is digital processes in concrete, including new and more efficient construction processes. In the popular consciousness now as 3D printing with concrete, it can take on various forms besides that of extrusion of concrete (or contour crafting), the method initially developed by the pioneer Dr Berokh Khoshnevis at the University of Southern California [8]. While this method was the first method publicised more than two decades ago, one can simply imagine any digital fabrication method as one in which traditional formwork, which forms more than half the cost of construction, is replaced by a digital means of production. Besides 3D printing, other methods such as slip forming (Smart Dynamic Casting), pioneered at ETH Zurich [9], particle bed fusion [10] and casting onto flexible textile formworks (Knitcrete) [11] have been developed. In Smart Dynamic Casting, a formwork much smaller than the elem-

ent being produced is moved vertically in space, and the hardening process of concrete is controlled so that the concrete enters the formwork in the fluid state and leaves the formwork in a hardening state. It is a scaled-down version of slip forming, allowing production of columnar elements with variable cross-sectional area in a matter of hours through the use of a digitally actuated formwork. Particle bed fusion is a method in which a layer of particles (cement particles, sand particles or larger aggregates) is spread out and a printhead selectively deposits a binder, and then the process repeats, building layer upon layer. High-resolution prints are possible, as well as cantilevers and undercuts, though extensive post-processing is necessary. Flexible formworks such as Knitcrete essentially define a shape in space through tensioning of a flexible membrane, and concreting takes place through adding progressively stiffening layers. In addition to these methods, ways of printing custom formwork have been developed, such as the Mesh Mould process [12], or simply using wax to make custom formworks, such as in the



Credit: Norman Hack



Credit: Ena Lloret



Credit: Designboom.com, by Juan Pablo Allegre



Credit: Benjamin Dillenburger

3 (top left) The Mesh Mould process, in which a steel reinforcement cage is produced on-site by a robot that bends, cuts and welds steel. (top right) The Smart Dynamic Casting process, a slip-forming process where concrete is shaped by a vertically moving formwork. (bottom left) The KnitCandela by Zaha Hadid Architects and the Block Research Group at ETH Zurich, produced using Knitcrete, a process in which a form is tensioned in space and successive layers of concrete are added. (bottom right) Digital Grotesque, created by architects Benjamin Dillenburger and Michael Hansmeyer, printed using particle bed fusion in a sand bed with an organic binder.





Credit: Roman Keller



Credit: Roman Keller

4 (left) The DFab House, a digitally planned house constructed using various digital fabrication techniques. (right) Concrete elements of the DFab House: right side, the Mesh Mould wall, made using the Mesh Mould process; top, the Smart Slab, made using 3D-printed formworks from the particle bed fusion process; left side, variable cross section facade mullions made using Smart Dynamic Casting.

FreeFAB process, which has been used to produce panels for London's Crossrail project [13]. These new construction processes promise to allow construction of new, more structurally efficient and thus more sustainable structures. In addition, they allow production of more integrated features – for example, allowing both thermal and structural systems to be designed into the same object [14]. Figure 3 shows some of the systems described above. Recently, the National Centre for Competence in Research in Digital Fabrication in Architecture opened the DFab House, a digitally planned house with numerous digitally fabricated elements located at the NEST Building at Empa in Dübendorf, Switzerland. The DFab House and its major concrete elements are depicted in Figure 4.

Nearly all digital fabrication processes with concrete require special concrete processing – pumping, placement and in particular strength-build-up requirements. The challenges are being imposed, typically, on a single batch or line of concrete, and are often contradictory in nature; for example, concrete must be very fluid to be pumped, but then upon placement, it must hold its shape and create strength, otherwise it will collapse. These requirements are typically being met through the use of special concrete mixes and chemical admixtures, and require new and unique challenges to concrete technologists today; primarily in the development of new processing systems and incorporation of reinforcement.

## 5 Tunnelling

Tunnelling offers some perspective on how these new technologies can be implemented. Materials play an important role in tunnelling, both in construction and maintenance. For example, a recently closed project at ETH Zurich examined the potential use of chemical admixtures to control heave in tunnels coming from the anhydrite-to-gypsum transformation, a problem commonly met in certain tunnels in Swit-

zerland and Germany through the Gipskeuper [15]. These chemical admixtures come from the gypsum-board production industry and could serve as useful during construction, and possible solutions could be developed for long-term maintenance.

Development of new concrete materials has been pushed by the tunnelling industry, especially when one thinks of shotcrete. Shotcrete requires special processing, in which the concrete is mixed with an accelerator directly at the nozzle before being forced out, and then hardening instantly upon impact. The parallels to digital fabrication are uncanny, with directed placement of material and this special processing and material control. The special accelerators used in shotcrete, in fact, are being tested currently throughout initial attempts at hydration control for digital fabrication processes.

One of the greatest advantages for these digital fabrication processes comes from the fact that they offer additional complexity at greatly reduced cost. Thus, one can think of certain parts of the tunnelling process where they might be best implemented, such as areas where there are customised cross sections (where two tunnels meet for example). This and other areas in tunnel construction might offer new and exciting possibilities for implementation of digital fabrication.

## 6 Conclusion

To sum up, many great challenges face us as we continue onwards in the 21<sup>st</sup> century: a growing population with its infrastructure needs, and a requirement to do this sustainably. There is simply no other material besides concrete that has the capability to be used in the quantities required for our infrastructural needs. Understanding the limitations of this material and developing it, particularly with an aim at

lowering clinker content both overall and on a per unit volume basis for all structural elements, is the best way forward. Additionally, ensuring that our structures have adequate service life (or acting to increase the service life) will aid in this goal. Finally, the development of new processes in the digital realm promises to revolutionise how we build, and thus what we build, which can be carried out more sustainably to best ensure our footprint on the planet is minimised.

## Literature/References

- [1] R.J. Flatt, N. Roussel, C.R. Cheeseman, Concrete: An eco material that needs to be improved, *J. Eur. Ceram. Soc.* 32 (2012), 2787–2798. doi:10.1016/j.jeurceramsoc.2011.11.012.
- [2] K.L. Scrivener, V.M. John, E.M. Gartner, Eco-efficient cements: potential economically viable solutions for a low-CO<sub>2</sub> cement-based materials industry, *Cem. Concr. Res.* (2018). doi:10.1016/j.cemconres.2018.03.015.
- [3] M. Palacios, N. Naskar, F. Boscaro, R.J. Flatt, Influence of comb-type superplasticizers on the properties of low clinker cementitious materials, in: XIV DBMC 14th Int. Conf. Durab. Build. Mater. Compon. Proc., RILEM (2017), 387–388.
- [4] U. Angst, B. Elsener, C.K. Larsen, Ø. Vennesland, Critical chloride content in reinforced concrete – a review, *Cem. Concr. Res.* 39 (2009) 1122–1138. doi:10.1016/j.cemconres.2009.08.006.
- [5] R.J. Flatt, 28 – conclusions and outlook on the future of concrete admixtures, in: P.-C. Aitcin, R.J. Flatt (Eds.), *Sci. Technol. Concr. Admix.*, Woodhead Publishing (2016), 527–530. doi:10.1016/B978-0-08-100693-1.00028-X.
- [6] R.J. Flatt, P. Aitcin. *Science and technology of concrete admixtures – 1<sup>st</sup> edition*, Woodhead Publishing, Cambridge (2016).
- [7] The construction industry's productivity problem, *The Economist*. (2017). <https://www.economist.com/leaders/2017/08/17/the-construction-industrys-productivity-problem> (accessed 20 February 2019).
- [8] B. Khoshnevis, Automated construction by contour crafting – related robotics and information technologies, *Autom. Constr.* 13 (2004), 5–19. doi:10.1016/j.autcon.2003.08.012.
- [9] E. Lloret, A.R. Shahab, M. Linus, R.J. Flatt, F. Gramazio, M. Kohler, S. Langenberg, Complex concrete structures: merging existing casting techniques with digital fabrication, *Comput.-Aided Des.* 60 (2015), 40–49. doi:10.1016/j.cad.2014.02.011.
- [10] D. Lowke, E. Dini, A. Perrot, D. Weger, C. Gehlen, B. Dillenburger, Particle-bed 3D printing in concrete construction – possibilities and challenges, *Cem. Concr. Res.* 112 (2018), 50–65. doi:10.1016/j.cemconres.2018.05.018.
- [11] M. Popescu, L. Reiter, A. Liew, T. Van Mele, R.J. Flatt, P. Block, Building in concrete with an ultra-lightweight knitted stay-in-place formwork: prototype of a concrete shell bridge, *Structures*. 14 (2018), 322–332. doi:10.1016/j.istruc.2018.03.001.
- [12] N. Hack, T. Wangler, J. Mata-Falcón, K. Dörfler, N. Kumar, N. Walzer, K. Graser, L. Reiter, H. Richner, J. Buchli, W. Kaufmann, R.J. Flatt, F. Gramazio, M. Kohler, Mesh Mould: an on site, robotically fabricated, functional formwork, 2<sup>nd</sup> Concrete Innovation Conference Proceedings, Tromsø, Norway (2017), 11.
- [13] Bechtel using wax and 3D printing to build London Tube, *Constr. Equip.* (n.d.). <https://www.constructionequipment.com/bechtel-using-wax-and-3d-printing-build-london-tube> (accessed 20 February 2019).
- [14] R.A. Buswell, R.C. Soar, A.G.F. Gibb, A. Thorpe, Free-form Construction: Mega-scale rapid manufacturing for construction, *Autom. Constr.* 16 (2007), 224–231. doi:10.1016/j.autcon.2006.05.002.
- [15] T. Wangler, A. Shahab, and R.J. Flatt. Swelling inhibitors for anhydritic claystones. Final Report for ASTRA Project FGU2012/001 (2018).

Aldo Ceresola, Dipl.-Bau-Ing. HTL, Bekaert (Schweiz) AG, Baden/CH

## Neue Trends im Faserbeton für den Untertagebau

### Vom Pferdeschwanzhaar bis zur Hochleistungs-Stahlfaser

Der Einsatz von Faserbeton im Untertagebau ist seit einigen Jahren nicht mehr wegzudenken und bietet dank innovativer Produkte neue Anwendungsmöglichkeiten. Im Folgenden wird aufgezeigt, wie diese Technologie in den letzten 25 Jahren an Akzeptanz gewonnen hat. Neue Produkte und Materialien versprechen eine äusserst interessante Zukunft, vor allem für die Anwendung im Untertagebau.

## New Trends in Fibre-Reinforced Concrete for Underground Construction

### From Horsetail Hair to High-Performance Steel Fibre

For some years now, underground construction without the use of fibre-reinforced concrete has no longer been conceivable, with innovative products opening up ever new potential applications. The following article outlines how the acceptance of this technology has grown over the past twenty-five years. New products and materials now promise an extremely interesting future, especially in the field of underground-engineering applications.

#### 1 Von den Babyloniern bis ins 3. Jahrtausend

Faserverstärkter Beton ist keine Erfindung des 20., geschweige denn des 21. Jahrhunderts. Bereits die Babylonier und Römer haben Pferdehaare und Hanffasern zur Verstärkung ihrer kalkgebundenen Mörtel und Betone verwendet. Nach der Erfindung des Zementes und nach dem Siegeszug des Betons und Stahlbetons ist die Entwicklung und Wiedereinführung der Verwendung von Fasern nur zögerlich vorangeschritten. Diese Entwicklung konnte mit den steigenden Anforderungen an die Betone lange Zeit nicht mithalten. In den letzten 30 Jahren hat die Fasertechnologie dank verstärkten Anstrengungen der Industrie an Akzeptanz gewonnen. Bis in die 50er-Jahre des 20. Jahrhunderts war die Zugabe von Fasern nicht flächendeckend gebräuchlich und wurde lediglich für untergeordnete Bauteile verwendet. In den 60er-Jahren

#### 1 From the Babylonians to the Third Millennium

Fibre-reinforced concrete is by no means an invention of the twentieth, still less of the twenty-first century. Even the Babylonians and the Romans used horsehair and hemp fibres to reinforce their lime-bound mortars and concretes. Following the invention of cement and the triumphal march of concrete and reinforced concrete, the development and reintroduction of the use of fibres progressed only haltingly, however. For a long time, development in this field was unable to keep pace with the ever-rising demands made on concretes. Thanks to intensified efforts by the industry, fibre technology has gained increasing acceptance during the past thirty years, however. Until the 1950s, the addition of fibres to concrete was not universally customary and was practised only in the case of components of subordinate importance. Then, during the 1960s, there were, gradually, attempts to replace the fine wire meshes used up to then with short cut lengths of steel wire. This achieved a certain, limited, ductility in plasters and less important components, but no genuine load-bearing capacity.

In 1970, Bekaert NV, of Belgium, developed the first steel-wire fibres with end hooks, making possible initial applications in the load-bearing sector. Higher input rates were tried, in order to attain higher load-bearing capabilities, but resulted in practical difficulties, since the end hooks were the cause of fibre balling and the product could, consequently,



1 Geklebte Stahlfasern mit 1-fachem Endhaken  
Glued steel fibres with single hooked-end

Quelle/Credit: Bekaert NV

## Nouvelles tendances dans le béton fibré pour travaux souterrains

### Du crin de cheval aux fibres d'acier hautes performances

Depuis l'invention des fibres d'acier avec ancrage au sol au début des années 1970, la technologie du béton fibré a mis longtemps pour s'imposer dans le secteur de la construction souterraine. C'est en partie le résultat du développement fulgurant des ciments et bétons, mais surtout de l'absence de normes et directives en la matière. Depuis quelques années, des produits très performants sont disponibles sur le marché, ouvrant de nouvelles perspectives absolument fascinantes, aussi bien dans le secteur de l'acier que dans celui du plastique. L'avenir du béton fibré s'annonce tout aussi prometteur grâce à de nouveaux produits tels que le carbone et le basalte. Le chemin jusqu'à l'aboutissement sera toutefois, lui aussi, très long.

## Nuove tendenze nel calcestruzzo fibrorinforzato per l'industria delle opere sotterranee

### Dal crine di cavallo alle fibre d'acciaio ad alte prestazioni

Dall'invenzione delle fibre d'acciaio ancorate nella matrice all'inizio degli anni '70, la tecnologia del calcestruzzo fibrorinforzato ha avuto bisogno di molto tempo prima di riuscire a imporsi effettivamente nell'industria delle opere sotterranee. Questo è stato dovuto in parte al bruciante sviluppo dei cementi e dei calcestruzzi, ma soprattutto alla carenza di norme e direttive. Da alcuni anni, sul mercato sono presenti prodotti ad alte prestazioni che offrono nuove opportunità affascinanti, tanto nel settore dell'acciaio quanto in quello della plastica. Anche il futuro del calcestruzzo fibrorinforzato promette di essere affascinante – con nuovi prodotti come, ad esempio, carbonio e basalto. Si dovranno tuttavia prevedere dei tempi di sviluppo altrettanto lunghi.

hat man allmählich versucht, mit kurz geschnittenen Stahldrahtabschnitten die bis anhin verwendeten feinen Drahtgeflechte zu ersetzen. Dadurch erreichte man eine limitierte Duktilität von Putzen und untergeordneten Bauteilen, jedoch keine wirkliche Tragfähigkeit.

1970 entwickelte die Firma Bekaert NV aus Belgien erste Stahldrahtfasern mit abgewinkelten Enden, womit erste Anwendungen im tragfähigen Bereich realisiert werden konnten. Um höhere Tragfähigkeiten zu erlangen, wurden höhere Dosierungen gefahren, welche allerdings zu anwendungstechnischen Schwierigkeiten geführt haben, da die Endhaken sich verhaken und das Produkt in grösseren Mengen nicht wirtschaftlich dosiert werden konnte.

1974 kamen die ersten geklebten Fasern auf den Markt, welche sich erst nach der Dosierung im Mischer zu Einzelfasern auflösen und somit das Problem der Verigelung lösten (siehe Bild 1). Im Anschluss erlangte die Fasertechnologie einen

not be cost-efficiently metered in at the higher quantities envisaged.

The year 1974 saw the introduction to the market of the first glued fibre packs, which detached from each other to form individual fibres only in the mixer after metering in, and thus solved the problem of fibre balling (see Fig. 1). Fibre technology then experienced an upswing which was only slowed again by the still rising demands made on concrete materials.

Ever accelerating levels of demands made on concrete in terms of durability, impermeability and resistance to chemical attack have resulted in the steel fibres then commercially available, with tensile strengths ranging from 1,100 to 1,300 MPa, no longer being adequate to provide alternative reinforcement for such concretes.

Since 2012, new developments in the industrial sector have now brought to the market fibres which exhibit sufficient ten-



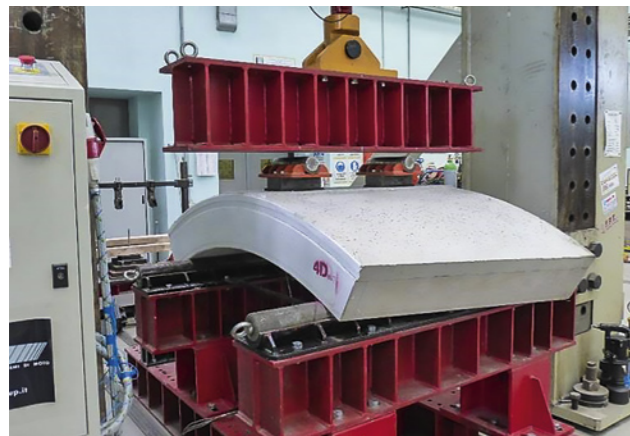
2 Geklebte Stahlfasern mit erhöhter Zugfestigkeit und 1,5-fachem Endhaken  
Glued steel fibres with enhanced tensile strength and 1.5-fold hooked-end

Quelle/Credit: Bekaert NV



3 Geklebte Stahlfasern mit erhöhter Zugfestigkeit und 2-fachem Endhaken  
Glued steel fibres with enhanced tensile strength and 2-fold hooked-end

Quelle/Credit: Bekaert NV



4 Testaufbau 1: 1-Test faserbewehrter Tübbing  
Test apparatus for 1:1-scale testing of fibre-reinforced segmental lining



Quelle/Credit: Bekaert NV

Aufschwung, welcher erst wieder gebremst wurde durch die erhöhten Anforderungen an die Betone.

Zunehmend steigende Anforderungen an den Beton punkto Dauerhaftigkeit, Dichtigkeit und Resistenz gegen chemische Angriffe haben dazu geführt, dass damals handelsübliche Stahlfasern mit Zugfestigkeiten von 1100 bis 1300 MPa nicht mehr ausreichen, um solche Betone alternativ zu bewehren.

Auf Grund von Neuentwicklungen aus dem Industriesektor sind seit 2012 nun Fasern auf dem Markt, welche punkto Zugfestigkeit und Duktilität den Einsatz in solchem Hochleistungsbeton ermöglichen. Dies führt zu ganz neuen Anwendungsmöglichkeiten, nicht zuletzt im Untertagebau.

Parallel zu dieser Entwicklung im Stahlbereich wurden diverse Fasertypen weiterentwickelt, von welchen sich heute hauptsächlich die Kunststofffaser durchgesetzt hat.

## 2 Gängige Fasertypen und ihr Einsatz

Die im Bau eingesetzten Fasern sind in der Norm EN 14889 (Fasern für Beton) definiert. Teil 1 beschreibt die Stahlfasern, Teil 2 die Kunststofffasern. Es gibt eine Unzahl von Stahlfasern in allen möglichen Stahlqualitäten, Abmessungen, Durchmessern, Rauigkeiten, Endverankerungen und Beschichtungen, welche alle dieser Norm entsprechen. Jeder Hersteller hat ein anderes Portfolio an Fasern, welche unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Abgestimmt auf den

Anwendungsbereich	Faserlänge l (mm)	Durchmesser d (mm)	Schlankheit l/d	Zugfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	Endhaken
Spritzbeton	30–35	0,55–0,75	45–65	1000–1350	1-fach
Vorfabrikation	50–60	0,75–0,95	60–80	1000–1200	1-fach
Konstruktionsbeton	50–60	0,95–1,05	45–65	1000–1200	1-fach

Quelle/Credit: Bekaert NV

Table 1 Überblick über bisher im Untertagebau eingesetzte Stahlfasern  
Table 1 Overview of steel fibres used up to now in underground construction

sile strength and ductility to permit their use in such high-performance concretes. This trend is resulting in totally new potential applications, not least of all in underground construction.

In parallel to this advance in the field of steel, various other types of fibre have also been further developed, of which, primarily, plastic fibres have now become well established.

## 2 Common Fibre Types and Their Use

The fibres used in civil engineering are defined in the EN 14889 (Fibres for concrete) standard. Part 1 of this standard examines steel fibres, Part 2, plastic fibres. There are a whole host of steel fibres in all possible grades of steel, dimensions, diameters, surface roughnesses, end hooks and coatings, all of them in conformity to this standard. Each and every manufacturer has its own, different, range of fibres, all of them exhibiting differing properties. Differing performances, in terms of serviceability and load-bearing capability, result, tailored in each case to the particular concrete. The customary dimensions and grades of steel for fibre types used up to now in underground construction are shown in Table 1.

For several years now, high-performance steel fibres have possessed the dimensions and properties shown in Table 2. These are used in underground construction, and also in industrial flooring systems, concrete road surfaces and container terminals. Their properties permit totally new applications.

Anwendungsbereich	Faserlänge l (mm)	Durchmesser d (mm)	Schlankheit l/d	Zugfestigkeit N/mm <sup>2</sup>	Endhaken
Spritzbeton	35	0,55	65	1800	1,5-fach
Vorfabrikation	60	0,75	80	1800–2200	1,5-fach
Konstruktionsbeton	60	0,95	65	2300	2-fach

Quelle/Credit: Bekaert NV

Table 2 Überblick über neueste Entwicklungen von im Untertagebau eingesetzten Stahlfasern  
Table 2 Overview of the latest developments in steel fibres used in underground construction

Fasertyp	Faserlänge l (mm)	Durchmesser d (mm)	Schlankheit l/d	Zugfestigkeit N/mm <sup>2</sup>
Makrofaser	35–60	0,5–1,0	60–80	360–600
Mikrofaser-Brandschutz	6–12	0,018–0,032	nicht relevant	nicht relevant
Mikrofaser-Frückschwinden	20	0,032	nicht relevant	nicht relevant

Quelle/Credit: Bekaert NV

Table 3 Überblick über bisher im Untertagebau eingesetzte Kunststofffasern  
Table 3 Overview of plastic fibres used up to now in underground construction

jeweiligen Beton, ergeben sich daraus unterschiedliche Leistungsfähigkeiten bezüglich Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit. Die üblichen Abmessungen und Stahlqualitäten von bisher im Untertagebau verwendeten Fasertypen sind in der Tabelle 1 dargestellt.

Seit einigen Jahren weisen Hochleistungs-Stahlfasern die in Tabelle 2 dargestellten Abmessungen und Eigenschaften auf. Sie finden ihre Anwendung im Untertagebau, aber auch im Einsatzbereich von Industrieböden, Betonstrassen und Containerterminals. Dank ihren Eigenschaften ermöglichen sie ganz neue Einsatzbereiche.

Ebenso verhält es sich mit den Kunststofffasern. Hier unterscheidet man grundsätzlich zwischen Makrofasern und Mikrofasern. Beide Fasertypen sind aus Polypropylen hergestellt, dienen aber völlig unterschiedlichen Zwecken. Der Anwendungsbereich der Makrofasern (Bild 5) ist vergleichbar mit dem Einsatz von Stahlfasern im Spritzbeton und Konstruktionsbeton. Die Mikrofaser (Bild 6) wird für die Frückschwind-

The same is also true of plastic fibres. In this field, it is necessary to differentiate in principle between macro- and micro-fibres. Both types consist of polypropylene, but they are used for totally different purposes. The applications for macro-fibres (Fig. 5) can be compared to the use of steel fibres in shotcrete and structural concrete. Micro-fibres (Fig. 6) are used to minimise early shrinkage cracking and for fireproofing of concretes. A combination of a steel fibre for load-bearing capacity with a micro-fibre for fireproofing is now rational, whereas macro-fibres cannot be used for this purpose. The customary dimensions and grades of plastic fibres for use in underground construction are shown in Table 3.

## 3 The Latest Developments

Various new fibres have been developed in recent years for the diverse applications found in underground construction and have assisted fibre-reinforced concrete technology in achieving a further breakthrough



Quelle/Credit: Bekaert NV

5 Makrofaser  
Macro-fibre



Quelle/Credit: Bekaert NV

6 Mikrofaser  
Micro-fibre

rissminimierung und den Brandschutz von Beton eingesetzt. Derweil eine Kombination einer Stahlfaser für die Tragfähigkeit mit einer Mikrofaser als Brandschutz Sinn ergibt, kann eine Makrofaser nicht dafür eingesetzt werden. Die üblichen Abmessungen und Qualitäten von Kunststofffasern für den Einsatz im Untertagebau sind in der **Tabelle 3** dargestellt.

### 3 Neueste Entwicklungen

Für die unterschiedlichen Anwendungsbereiche im Untertagebau wurden in den letzten Jahren verschiedene neue Fasern entwickelt, welche der Technologie des Faserbetons zu einem weiteren Durchbruch verholfen haben.

#### 3.1 Anwendungsbereich Spritzbeton

Die Verwendung von Stahlfasern für temporäre oder permanente Spritzbetonverkleidungen im Untertagebau sind in Ländern wie Norwegen, Schweden, England, Italien, Spanien wie teilweise auch in der Schweiz State of the Art. Auf eine immer noch gefährliche und aufwändige Netzmontage im ungesicherten Bereich kann gänzlich verzichtet werden oder sie kann auf ein notwendiges Minimum reduziert werden. In England zum Beispiel ist es seit einem tragischen Unfall mit Todesfolge nun schon seit Jahrzehnten gänzlich verboten, den ungesicherten Bereich an der Ortsbrust zu betreten. Die Anforderungen einer sehr hohen Frühfestigkeit von Spritzbeton in Kombination mit den modernen, sehr reaktiven Zementen haben in den letzten Jahren dazu geführt, dass handelsübliche Stahlfasern die geforderte Energieabsorption nicht oder nur auf unwirtschaftliche Weise erbringen konnten. Die Wirkungsweise von Faserbeton ist so, dass nach dem Erstriss des Betons unter Belastung die Fasern die Zugkräfte über den Riss hinweg überbrücken und wieder in den Beton einleiten. Durch diese hohe eingeleitete Kraft entsteht ein weiterer Riss, welcher erneut durch Fasern überbrückt wird. Bei weiterer Deformation müssen die Fasern nun langsam aus dem Beton ausziehen können, was über den Reibwiderstand und den Widerstand des sich langsam streckenden Endhakens erfolgt. Ist nun die Betonmatrix durch einen Hochleistungsbeton zu dicht, was sich in der Regel in einer sehr hohen Druckfestigkeit widerspiegelt, kann die Faser nicht oder nur bedingt ausziehen. Dies führt zum Platzen von einzelnen Fasern, womit die Leistungsfähigkeit verringert wird. Entsprechend höhere Dosierungen sind in der Regel nicht wirtschaftlich. Spritzbetone mit theoretisch erforderlicher Festigkeitsklasse einer C25/30 weisen heute infolge der geforderten Frühfestigkeiten eine 28-d-Festigkeit von 50–60 MPa oder höher auf. Erste Weiterentwicklungen von Stahlfasern mit Festigkeiten von bis zu 1500 MPa haben nur bedingte Verbesserungen gebracht. Die Fasern haben zwar beim Beginn des Ausziehens den Reibwiderstand dank der erhöhten Festigkeit überwinden können, danach ist die Leistungsfähigkeit aber abgefallen. Man geht heute davon aus, dass dieser Effekt aus dem Unterschied der Haft- zur Gleitreibung und der Verringerung des Faserquerschnittes unter Spannung entstanden ist. Die neuesten Fasern auf dem Markt sind deswegen zusätzlich mit verstärkten End-

#### 3.1 Shotcrete Applications

The use of steel fibres for temporary or permanent shotcrete linings in underground construction is state-of-the-art in countries like Norway, Sweden, the United Kingdom, Italy, Spain and, also, to some extent, Switzerland. It is then possible to dispense entirely with the still hazardous and complex installation of mesh in the unsupported excavation, or to reduce it, at least, to the necessary minimum. In the UK, for example, following a tragic fatal accident, it has for decades now been totally prohibited to enter the unsupported area close to the face. The requirements for an extremely high early strength in shotcrete, combined with modern, highly reactive cements, have resulted in recent years in commercially available steel fibres being able to provide the necessary energy absorption either only non-cost-effectively or not at all. The mechanism of action of fibre-reinforced concrete is that, following initial cracking of the concrete under load, the fibres bear the resultant tensile forces across the crack and divert them back into the concrete. This high transmitted force then results in a further crack, which is again bridged by fibres. If deformation continues, the fibres must now be able to be pulled slowly out of the concrete, which occurs via frictional resistance and the resistance of the slowly elongating hook-ends. If, now, the concrete matrix is too dense, due to the presence of a high-performance concrete, which is generally reflected in an extremely high strength in compression, the fibres can pull out only finitely or not at all. This causes the breakage of individual fibres, reducing performance. Correspondingly increased fibre quantities are generally not cost-efficient. Shotcretes with a theoretically necessary strength class of a C25/30 nowadays exhibit a 28 day strength of 50 to 60 MPa or higher, as a result of the required early strengths. Initial further refinements of steel fibres, with mechanical strengths of up to 1,500 MPa, have achieved only limited improvements. Thanks to their enhanced mechanical strength, the fibres were able to overcome frictional resistance at the start of pulling out, but performance then dropped. It is now assumed that this effect is the result of the difference between static friction ("stiction") and sliding friction and the reduction of the fibre cross-section under tension. For this reason, the very latest fibres now available on the market additionally feature reinforced hook-ends which exert extra resistance after the overcoming of static friction and thus assure uniform energy absorption throughout the entire deformation process (see Fig. 2). In addition, such fibres exhibit a strengthening behaviour across a larger deformation. This means that the tensile force transmitted exceeds the tensile strength of the concrete prior to initial cracking even after major deformation. Until recently, the commercially widely available fibres exhibited a strengthening behaviour after initial cracking, but exerted a weakening effect as deformation continued. Up to now, this signified that a fibre-reinforced concrete structure would be dependant on the external forces becoming correspondingly smaller as deformation increases. The universally strengthening behaviour of the latest generation of steel fibres now makes it possible to achieve the required rates of energy absorption at significantly lower

haken versehen, welche nach dem Überwinden der Haftreibung einen zusätzlichen Widerstand abgeben und somit eine gleichmässige Energieabsorption über die ganze Deformation garantieren (siehe Bild 2). Im Weiteren zeigen solche Fasern über eine grössere Deformation ein verfestigendes Verhalten. Das heisst, dass die übertragene Zugkraft auch nach grösserer Deformation die Zugfestigkeit des Betons vor dem Erstriss übersteigt. Bis vor Kurzem haben die handelsüblichen Fasern nach dem Erstriss ein verfestigendes Verhalten gezeigt, bei weitergehender Deformation aber entfestigend gewirkt. Das hat bisher bedeutet, dass eine Faserbetonkonstruktion darauf angewiesen war, dass die äusseren Kräfte mit der zunehmenden Deformation entsprechend kleiner wurden. Durch das durchwegs verfestigende Verhalten der neuesten Generation Stahlfasern können mit erheblich kleineren Dosierungen die geforderten Energieabsorptionen erreicht werden (bisher übliche Dosierungen 30–40 kg/m<sup>3</sup>). Diese verringerten Dosierungen bringen eine dementsprechend höhere Wirtschaftlichkeit mit sich. So eingesetzte Hochleistungsfasern sind ebenfalls in der Lage, die Tragsicherheit einer Spritzbetonkonstruktion zu gewährleisten. Damit ist man heute in der Lage, in vielen Fällen auf die aufwändige und gefährliche Netzmontage im ungesicherten Bereich zu verzichten. Eine weitere Folge sind weniger Spritzschatten infolge Spritzen durch die Netze, weniger Rückprall, grössere Schichtstärken pro Spritzschicht.

#### 3.2 Anwendungsbereich Tübbingbau

Im Bereich der vorfabrizierten Tübbinge für den Untertagebau verhält es sich ganz ähnlich wie beim Spritzbeton. Eine wirtschaftliche Herstellung von Tübbingen erfordert eine Mehrfachbelegung von Tübbingschalungen pro Tag. Dabei müssen Tübbinge bereits nach sechs bis acht Stunden aus der Schalung gehoben werden. Um dies sicher zu gewährleisten, ist eine Frühfestigkeit von 15–18 MPa, besser 20 MPa erforderlich. Dies kann mit entsprechend reaktiven Zementen und einer kontrollierten Wärmebehandlung erreicht werden. Auch hier hat dies zur Folge, dass die meisten Tübbinge eine 28-d-Festigkeit von > 80 MPa aufweisen. Und auch hier waren bis vor einigen Jahren den üblichen Stahlfasern Grenzen gesetzt. Die neuesten Entwicklungen sind hier genau gleich wie beim Spritzbeton. Mittels höherer Zugfestigkeit des Drahtes (1800–2200 MPa) und verstärkter Endhaken kann ein durchgehend verfestigendes Verhalten des Betons erreicht werden. Im Gegensatz zum Spritzbeton ergibt es im Tübbingbau allerdings Sinn, die Dosierung hoch zu halten. Auf Grund der hohen äusseren Lasten und der TBM-Kräfte beim Vortrieb erfordern nach wie vor viele Tübbingkonstruktionen eine massive statische Bewehrung für die Tragsicherheit. Durch Maximierung des Fasergehaltes ist es dementsprechend möglich, den Prozentsatz von faserbewehrten Tübbingen weltweit erheblich zu erhöhen. Auch ergibt es Sinn, eine kombinierte Lösung mit Fasern und stark reduzierter Bewehrung ins Auge zu fassen. Wurden noch vor rund 20 Jahren weniger als 5% der Tübbingprojekte weltweit mit Fasern bewehrt, so liegt der Anteil heute bei rund 20%. Dank den neuesten Entwicklungen und der steigenden Akzeptanz



7 Oberfläche Tübbing, mehrjährig der Witterung ausgesetzt, bewehrt mit nicht galvanisierter Stahlfaser  
Segmental lining surface, exposed outdoors for several years, reinforced with non-zinc-plated steel fibre

fibre contents (previously customary fibre inputs: 30 to 40 kg/m<sup>3</sup>). These reduced fibre contents also generate a correspondingly better cost-efficiency. High-performance fibres used in this way are also capable of assuring the load-bearing capability of a shotcrete structure. Thanks to this, it is now possible in many cases to dispense with the complex and dangerous installation of wire mesh in the unsupported zone of the excavation. Further benefits include fewer "shadow zones" as a result of shotcreting through the mesh, less rebound, and greater layer thicknesses per shotcreting cycle.

#### 3.2 Applications in Segmental Linings

The situation in prefabricated segmental linings for underground construction is very similar to that in shotcrete. The cost-efficient production of segmental lining elements necessitates multiple use of segmental-lining formwork each day. Lining segments must therefore be lifted from the formwork after as little as six to eight hours. An early strength of 15 to 18 MPa or, better, 20 MPa, is necessary to permit this with certainty. This can be achieved using sufficiently reactive cements and a controlled heat treatment. The result, here, too, is that the majority of segmental linings exhibit a 28 day strength of > 80 MPa. Here, again, the standard steel-fibre types encountered their limits until a few years ago. The latest developments in this sector are precisely identical to those in shotcrete. Greater tensile strength in the wire (1,800 to 2,200 MPa) and reinforced hook-ends make it possible to achieve a universally strengthening concrete behaviour. Unlike the case in shotcrete, however, it is rational, in segmental-lining production, to keep fibre content high. In view of the high external loads and the TBM forces exerted during tunnelling, many segmental-lining structures continue to require massive structural reinforcement to assure their load-bearing capacity. Maximisation of fibre content correspondingly makes it possible to significantly increase the percentage of fibre-reinforced segmental-lining systems used around the globe. It is also rational to give consideration to a combined solution involving fibres and severely reduced rebar levels. Around twenty years ago, less than 5% of all the world's segmental-

am Markt wird dieser Prozentsatz weiter steigen. Von den in den letzten rund zehn Jahren ausgeführten Tübbingprojekten mit Stahlfasern sind rund 60% reine Faserlösungen und 40% eine Kombination mit reduzierter Bewehrung. Ein weiterer, wesentlicher Vorteil im Tübbingbau ist der Kantenschutz. Infolge der Sprödigkeit von hochfestem Tübbingbeton in Kombination mit hohen Betonüberdeckungen, insbesondere an Ecken und Kanten, können grosse Abplatzungen gänzlich vermieden werden. Übliche Dosierungen für den Tübbingbau liegen bei 35–40 kg/m<sup>3</sup>.

### 3.3 Anwendungsbereich Konstruktionsbeton (Tunnelverkleidung)

Bis vor Kurzem war das Bewehren eines Tunnelgewölbes mittels Fasern praktisch kein Thema. Auch mit hochfesten Fasern mit verstärkten Verankerungen, welche im Spritzbeton und Tübbingbau eingesetzt werden, kann man kaum eine solche Bewehrung ersetzen. Die neuesten Entwicklungen in dem Bereich sind Fasern mit einer gänzlich anderen Wirkungsweise. Statt dass die Faser nach dem Erstriss aus dem Beton ausgezogen wird, soll die Faser, ähnlich wie ein kleiner Bewehrungsstab, so fest im Beton verankert bleiben, dass sie überhaupt nicht mehr ausgezogen wird. Stattdessen werden die Fasern gedehnt. Dabei kommen Stähle mit sehr hoher Duktilität zum Einsatz. Diese garantieren eine Längendehnung von rund 6%. Die Zugfestigkeiten dieser Stähle liegen bei rund 2300 MPa. Die Fasern sind mit einem doppelten Endhaken versehen (siehe Bild 3). Auf Grund dieser neuen Produkte ist es inzwischen möglich, eine Gewölbebewehrung, welche nicht wesentlich höher ist als die Minimalbewehrung, komplett mit Fasern zu ersetzen. Im Weiteren können solche Fasern verzinkt werden, so dass eine mögliche Verfärbung durch die Oxydation der oberflächennahen Fasern vermieden werden kann.

Eine Verzinkung der Fasern ist allerdings nur aus optischen Gründen erforderlich. Langzeituntersuchungen zeigen, dass Stahlfasern in der karbonatisierten Oberfläche nur geringfügig oxydieren, was lediglich zu vernachlässigbar kleinen Reduktionen der Tragfähigkeit führt. Auf Grund der kleinen Faserdurchmesser entsteht auch kein Effekt von Rosttreiben wie bei Bewehrungsstählen (Bild 7).

## 4 Entwicklung und Einsatz von Kunststofffasern

### 4.1 Mikrosynthetische Fasern

#### 4.1.1 Einsatzgebiet Brandschutz

Um den Brandschutz einer Betonkonstruktion zu gewährleisten, werden heutzutage dem Beton in der Regel 1,5–2,0 kg/m<sup>3</sup> Mikrofasern mit einer Länge von 6 mm und einem Durchmesser von 0,018–0,032 mm beigemischt. Der Schmelzpunkt liegt bei ca. 165°C. Die Anforderung an diese Fasern sind, dass sie homogen im Beton verteilt sind und bei 165°C schmelzen. Die Entwicklungen über die letzten Jahre wie auch ein künftiges Entwicklungspotenzial sind entsprechend limitiert. Da durch die hohe spezifische Oberfläche dieser Fasern im Frischbeton einiges Wasser gebunden wird,

lining projects were reinforced using fibres, whereas this figure has now risen to around 20%. And, thanks to the most recent developments and rising market acceptance, this percentage is set to increase further. Of the segmental-lining projects implemented during the past around ten years, some 60% have been purely fibre solutions, and 40% a combination solution, involving reduced rebar. A further significant advantage in segmental-lining fabrication is edge protection. The brittleness of high-strength segmental-lining concrete, combined with high concrete coverages, at edges and corners, in particular, make it possible to completely eliminate major spalling. The normal fibre contents in segmental-lining engineering amount to around 35 to 40 kg/m<sup>3</sup>.

### 3.3 Applications in Structural Concrete (Tunnel Linings)

Until very recently, the reinforcement of a tunnel lining using fibres was practically unheard of. There is scarcely any substitute for such reinforcement, even using high-strength fibres with reinforced anchors, as are used in shotcrete and segmental linings. The latest developments in this field take the form of fibres with a totally different functional mechanism. Instead of the fibre being pulled out of the concrete after initial cracking, the fibre is to remain so firmly embedded in the concrete, similarly to a small piece of rebar, that it is no longer pulled out at all. Instead, the fibres are elongated. Extremely high-ductility steels are selected for this purpose. These grades assure a longitudinal extension of around 6%. They have tensile strengths of around 2,300 MPa. The fibres feature a double hooked-end (see Fig. 3). These new products now make it possible to completely replace with fibres a lining reinforcement system not significantly thicker than the minimum reinforcement. In addition, such fibres can be zinc-coated, making it possible to eliminate the potential discolouration of fibres located close to the concrete surface as a result of oxidation.

Zinc-coating of the fibres is necessary only for cosmetic reasons, however. Long-term studies have shown that steel fibres oxidise only slightly in the carbonated concrete surface, with only negligible losses of load-bearing capacity as a consequence. The small diameter of such fibres also eliminates the effects of rust expansion ("rust jacking"), as known from rebar steels (Fig. 7).

## 4 The Development and Use of Plastic Fibres

### 4.1 Micro-synthetic Fibres

#### 4.1.1 Use in Fireproofing

Amounts of 1.5 to 2.0 kg/m<sup>3</sup> of micro-fibres of a length of 6 mm and a diameter of 0.018 to 0.032 mm are generally added nowadays to the concrete to assure fireproofing of concrete structures. Their melting point is around 165°C. The requirement for these fibres is that they be homogeneously dispersed in the concrete and melt at 165°C. Developments in recent years, and also any future potential for development, are correspondingly restricted. The workability of the concrete is reduced, because certain amounts of water are fixed in the green concrete

wird die Verarbeitbarkeit des Betons verringert. Die einzigen laufenden Entwicklungen von Mikrofasern gehen zurzeit dahin, durch entsprechende Herstellungsverfahren die Oberfläche der Fasern diesbezüglich zu optimieren.

#### 4.1.2 Einsatzgebiet Schwindrissminimierung

Derselbe Fasertyp wie für den Brandschutz wird auch für die Schwindrissminimierung eingesetzt, allerdings mit einer bevorzugten Länge von 20 mm und einem Durchmesser von 0,032 mm. Die übliche Dosierung liegt bei 0,9–1,0 kg/m<sup>3</sup>. Infolge der wesentlich kleineren spezifischen Oberfläche bei dieser Faserabmessung und der verringerten Dosiermenge besteht hier kein Problem mit der Verarbeitbarkeit des Betons. Es sind dementsprechend zurzeit keine Entwicklungen für diesen Anwendungsbereich zu erwarten.

### 4.2 Makrosynthetische Fasern

Im Untertagebau werden makrosynthetische Fasern hauptsächlich im Spritzbeton eingesetzt, auf Grund der geringen Leistungsfähigkeit allerdings weniger im Konstruktionsbeton. Es existiert eine Vielzahl an Herstellern mit einer Vielzahl von Fasern punkto Abmessungen, Kunststoffzusammensetzung, Oberflächenbeschaffenheit etc. Grundsätzlich zeigen aber alle üblich eingesetzten Makrofasern ähnliche oder gleiche Eigenschaften. Die aktuellen Entwicklungen gehen hauptsächlich in die Richtung einer höheren Zugfestigkeit, um die möglichen Einsatzbereiche zu vergrößern. Grundsätzlich muss man sich des Unterschiedes einer Kunststofffaser zu einer Stahlfaser bewusst sein. Die Materialdichte von Kunststoff ist wesentlich kleiner als von Stahl, was bedeutet, dass die Anzahl von Fasern pro Kilogramm wesentlich höher ist. Die Festigkeit von Kunststoff ist wesentlich kleiner als von bisher handelsüblichen Stahlfasern. Dies limitiert die Möglichkeiten im Bereich von Tragkonstruktionen gegenüber Stahlfasern erheblich. Mit den aktuellen Entwicklungen von Stahlfasern wird dieser Unterschied noch wesentlich grösser. Ein weiterer Unterschied ist der E-Modul von Kunststoff (ca. 10 GPa) gegenüber Stahl (ca. 210 GPa). Dies hat zur Folge, dass die gleiche Kraft bei wesentlich grösserer Dehnung aufgenommen wird. Auch das Kriechverhalten von Kunststoff unterliegt noch laufenden Untersuchungen und birgt noch gewisse Unsicherheiten. Grundsätzlich muss man sich bewusst sein, dass ein stahlfaserbewehrter Beton ein anderes Produkt als ein kunststofffaserbewehrter Beton ist, mit jeweils unterschiedlichen Eigenschaften, welche je nach erforderlicher Anwendung ihre Vor- und Nachteile haben gegenüber der anderen Technologie. Spritzbeton mit Makrofasern kommt auf Grund der oben genannten Eigenschaften mehrheitlich für temporäre Spritzbetonkonstruktionen zum Einsatz, wo das Kriechverhalten vernachlässigt werden kann und eine erhöhte Rissbreite infolge des geringeren E-Moduls temporär zulässig ist. Übliche Dosierungen liegen bei 4–7 kg/m<sup>3</sup>. Eine Hypothek für die Makrofaser wird in Zukunft die Umweltbelastung sein. Eine steigende Sensibilität gegenüber Kunststoffrückständen in der Umwelt könnte einen Rückschlag für diese Technologie bedeuten. Beim Einsatz in der Vorfabrikation oder einem Konstruktionsbeton kann die

as a result of the high specific surface area of these fibres. The only ongoing developments in the field of micro-fibres are currently aimed at optimising the surface of the fibres in this respect by means of modified production processes.

#### 4.1.2 Minimisation of Shrinkage Cracking

The same type of fibre as used for fireproofing is also used for minimisation of shrinkage cracking, but with a preferred length of 20 mm and a diameter of 0.032 mm. The normal fibre content is around 0.9 to 1.0 kg/m<sup>3</sup>. Here, no problems in workability of the concrete are encountered, due to the significantly smaller specific surface area of this fibre format, and due to the lower fibre input. No new developments in this application sector are therefore currently anticipated.

### 4.2 Macro-synthetic Fibres

In underground construction, macro-synthetic fibres are used mainly in shotcrete, and less in structural concrete, due to their low performance. There are a large number of manufacturers offering a large range of fibres with variables which include dimensions, plastic composition, surface quality, etc. In principle, however, all the widely used macro-fibres exhibit similar or even identical properties. Current developments are aimed primarily at attaining greater tensile strength, in order to expand the range of potential applications. It is necessary to be aware here of the difference between plastic and steel fibres. The material density of plastic is significantly lower than that of steel, with the result that the number of fibres per kilogram is significantly higher. The mechanical strength of plastic, however, is significantly lower than that of the steel fibres commercially available up to now. This considerably restricts their potentials in the field of load-bearing structures compared to steel fibres. This difference will, in fact, become significantly greater as a result of ongoing developments in steel fibres. Another difference is the modulus of elasticity of plastics (approx. 10 GPa) compared to steel (approx. 210 GPa). The result of this is that the same force is absorbed with a significantly greater elongation (strain). The creep behaviour of plastic is the subject of still ongoing scientific investigations and still harbours several uncertainties. It is, again, necessary here to be aware of the fact that a steel-fibre-reinforced concrete is a different product to a plastic-fibre-reinforced concrete, and that each has its own differing properties, which may offer benefits and/or drawbacks compared to the other technology, depending on the particular application. As a result of its above-mentioned properties, shotcrete containing macro-fibres is used in the main for temporary shotcrete structures, i.e., applications in which its creep behaviour can be ignored and in which elevated crack widths resulting from the lower modulus of elasticity are temporarily permissible. Fibre contents are normally around 4 to 7 kg/m<sup>3</sup>. One barrier for macro-fibres will, in future, be the resultant environmental burden. Increasing awareness of the problem of plastic waste in the environment could signify a reversal for this technology. In the case of use in prefabrication and in structural concrete, the recovery of plastic fibres from waste concrete and from the clean-

Separierung von Kunststofffasern aus dem Restbeton und dem Reinigungswasser lokal unter industriellen Bedingungen erfolgen. Hingegen bergen der kontaminierte Rückprall im Spritzbeton und die Vermischung einer Ortsbrustsicherung mit dem Ausbruchmaterial des folgenden Abschlages schier unlösbare Probleme. Ob und wie weit Kunststoffrückstände in Deponien akzeptabel sein werden, muss sich zeigen. Kontaminierung von Gewässern mit Kunststoff im Allgemeinen wird wohl auch in Zukunft ein kritisches Thema sein. Neueste Entwicklungen der Industrie, durch Beimischung von Füllstoffen die Dichte von Kunststofffasern über 1,0 zu heben, damit sie nicht mehr aufschwimmen, sind hier sicher nicht zielführend.

ing water used can be implemented locally under industrial conditions. The contaminated rebound in shotcreting and the mixing of a face support system with the excavated material of the next round length, on the other hand, harbour absolutely insoluble problems. Whether, and to what extent, plastic waste will be acceptable in landfill facilities remains to be seen. The contamination of seas, rivers and lakes with plastic will, in general, no doubt remain a critical topic in the future, too. The industry's latest developments, including the raising of the density of plastic fibres to above 1.0 by adding heavy fillers, in order that they no longer float, will with certainty not be expedient in solving these problems.

### 5 Normenlandschaft Faserbeton

Bis vor wenigen Jahren waren das grösste Handicap des Faserbetons die fehlenden oder unzureichenden Normen und Richtlinien für die Handhabung der Technologie sowie ihre schleppende Weiterentwicklung. Inzwischen ist man einige Schritte weiter. In der Folge wird ein Überblick über die zurzeit bestehende Normenlandschaft für den Faserbeton im deutschsprachigen Raum dargestellt.

### 5 The Standards Landscape for Fibre-Reinforced Concrete

Until a few years ago, fibre-reinforced concrete's greatest handicap was the lack of and inadequacy of standards and codes of practice dealing with the use of this technology, and their only intermittent further development. Some progress has now been made. The following provides an overview of the current standards "landscape" for fibre-reinforced concrete in the German-speaking area.

#### 5.1 Stand Stahlfaserbetonnormen

Organisation	Fassung	Titel	Land	Bezug auf
<b>CEN</b>		<b>Diverse Produkt- und Prüfnormen</b>	<b>EU</b>	<b>EN</b>
SIA	1999	Empfehlung Stahlfaserbeton	CH	SIA 162
OVBB	2008	Richtlinie Faserbeton	AT	ONORM
<b>DAfStb</b>	<b>2012</b>	<b>Richtlinie Stahlfaserbeton</b>	<b>DE</b>	<b>EN + NA</b>
DBV	2012	Industrieböden aus Stahlfaserbeton für Frei- und Hallenflächen (Ersatz für «Stahlfaserbeton 10/2001»)	DE	DAfStb
DAfStb	2015	Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton	DE	DAfStb
<b>fib</b>	<b>2010</b>	<b>Model Code 2010</b>	—	<b>eigenständig</b>

**Tabelle 4** Stand Stahlfaserbetonnormen (rot und fett dargestellt: eingeführte technische Baubestimmung / schwarz und fett dargestellt: Normenvorlage)

**Table 4** Status of steel-fibre-concrete standards (shown in bold type and red: technical building code introduced; shown in bold type and black: draft standard)

#### 5.2 Ausblick Stahlfaserbetonnormen

Organisation	Planung	Titel	Land	Bezug auf
<b>CEN</b>	<b>2018</b>	<b>EN 14889-2 (zzt. in Überarbeitung)</b>	<b>EU</b>	<b>EN</b>
<b>CEN</b>	<b>≥ 202X</b>	<b>Anhang zu EN 1992-1-1: Stahlfaserbeton</b>	<b>EU</b>	<b>EN</b>
SIA	?	Empfehlung Stahlfaserbeton (Überarbeitung ruhend)	CH	SIA 262 / ?
OVBB	201X	Richtlinie Faserbeton (zzt. in Überarbeitung)	AT	EN
fib	2018	fib bulletin: Fibre Concrete	—	Model Code
<b>RILEM</b>	<b>≥ 2019</b>	<b>RILEM CCF – Creep Behaviour on Cracked Sections in Fibre Reinforced Concrete</b>	—	<b>eigenständig</b>

**Tabelle 5** Ausblick Stahlfaserbetonnormen (rot und fett dargestellt: eingeführte technische Baubestimmung / schwarz und fett dargestellt: Normenvorlage)

**Table 5** Outlook for steel-fibre-concrete standards (shown in bold type and red: technical building code introduced; shown in bold type and black: draft standard)

### 5.3 FIB Model Code

Als Normenvorlage wird derzeit der FIB (International Federation for Structural Concrete) Model Code 2010 herangezogen. Der Model Code 2010 stellt Neuerungen dar, bildet die Grundlage für künftige Normierung, vermittelt Hintergrundwissen und wird von der FIB als Arbeitsmittel vorgeschlagen.

### 5.4 Full Scale Testing

In gänzlicher Abwesenheit von lokalen Normen und Richtlinien in einzelnen Ländern sowie zur Verifizierung von theoretischen Ansätzen, basierend auf bestehenden Normen und Richtlinien, werden in einigen Fällen Grossversuche im Massstab 1 : 1 durchgeführt (siehe Bild 4). Dabei ist darauf zu achten, dass nicht nur die Abmessungen dem Originalbauteil entsprechen und die Lasten und Lasteintragungen wirklichkeitsgetreu simuliert werden. Sehr wichtig ist, dass die später effektiv verwendete Betonzusammensetzung mit den Originalkomponenten verwendet und der künftig vorgesehene Betonierprozess angewendet wird. Basierend auf den Resultaten von 1 : 1-Tests können rückwärts die entsprechenden Bauteile mit genügender Sicherheit dimensioniert werden.

### 5.3 FIB Model Code

FIB (International Federation for Structural Concrete) Model Code 2010 is currently being used as a draft version of a standard which should serve as a basis for future codes for concrete structures. Model Code 2010 presents innovations, provides the basis for future standardisation, imparts background knowledge and has been proposed as a working document by the FIB.

### 5.4 Full-Scale Testing

In view of the total absence of local standards and codes of practice in individual countries, and also for the purpose of the verification of theoretical approaches, on the basis of existing standards and codes of practice, 1:1-scale tests are being performed in certain cases (see Fig. 4). It should be noted not only that the dimensions are identical to those of the original component and that the loads and load-transmission systems are authentically simulated. Also important is the fact that the ultimately effective concrete composition used for the original components is also used here and that the concreting process ultimately to be used is applied here. The results of 1:1-scale tests can be used as the basis for design and dimensioning of the corresponding components to assure adequate safety.

## 6 Aussichten, künftige Entwicklungen

Eine der nächsten Entwicklungen für den Untertagebau werden die ultrahochfesten Faserbetone sein, welche erhebliche Vorteile mit sich bringen können, vor allem in puncto Minimierung von Bauteilstärken im Anwendungsbereich von Sanierungen. Der Entwicklungsbedarf liegt in dem Bereich mehr im Prozessablauf als beim Faserbeton selbst.

Auch die Kombination von Stahl- und Mikrofasern im Einsatzbereich von einschaligem Tübbingausbau inkl. Brandschutz wird sich mehr durchsetzen. Dies gilt ebenfalls für den Beton von Innenschalen. In weiterer Zukunft werden neuartige Betone im Zusammenspiel mit Karbon-, Basalt- und evtl. Glasfasern im Fokus von Weiterentwicklungen stehen. Die Interessen gelten hier der hohen Leistungsfähigkeit dieser Baustoffe bei der Minimierung von Gewicht und bei der Abmessung der Bauteile. Die Technologien sind zwar vielversprechend für die Zukunft, haben aber bis zur Umsetzung als wirtschaftliche Baumethoden im Untertagebau noch einen weiten Weg vor sich. Vorab werden sich die Anforderungen bei künftigen Projekten noch erheblich mehr Richtung Ressourcenschonung, Minimierung der Umweltbelastung und Nachhaltigkeit verschieben müssen.

## 6 Prospects and Future Developments

One of the next important developments in underground construction will take the form of the ultra high-strength fibre-reinforced concretes (UHSFRC), which will be capable of generating significant benefits, particularly in terms of the minimisation of component sizes in the context of rehabilitation projects. The need for research and development can be found more in the process sequence than in the fibre-reinforced concrete material itself.

The combination of steel and micro-fibres in the single-shell segmental-lining sector, including fireproofing, will become better established. The same also applies to the concreting of inner tunnel linings. In the more distant future, the focus of further developments will be on innovative concretes in interaction with carbon, basalt and possibly glass fibres. Interests here will focus on the elevated performance of these building materials combined with the minimisation of component weight and size. These technologies promise much for the future, but are still faced with a long development road until they qualify as cost-effective construction methods for underground construction. For the time being, the requirements for future projects will need to move significantly more toward conservation of resources, minimisation of environmental impact, and sustainability.

Daniele Bronzetti, Dipl. Ing. ETH, Lombardi AG, Minusio/CH

## Stahlfaserbewehrte Tübbinge – Erfahrungen aus der Projektierung

Stahlfaserbewehrte Tübbinge werden immer häufiger bei Tunnelprojekten eingesetzt, da sie im Vergleich zu konventionell bewehrten Tübbingungen Vorteile aufweisen können. Für die Bauunternehmungen sind insbesondere die einfachere und schnellere Herstellung und die dadurch mögliche Kostensenkung relevant. Im vorliegenden Artikel wird ein Überblick über die heutzutage zur Verfügung stehenden Normen und Richtlinien sowie die möglichen Nachweismodelle und Laborversuche gegeben.

## Steel-Fibre Reinforced Segmental Linings – Experience from Project Planning

Steel-fibre reinforced segmental linings are coming into ever-increasing use in tunnel projects, since they offer potential advantages compared to conventionally reinforced segmental systems. Easier and faster production, and the cost-reductions thus possible, are of particular relevance for construction contractors. This article provides an overview of the standards and codes of practice currently available and of possible mathematical design models and laboratory tests.

### 1 Stahlfaserbeton

#### 1.1 Einleitung

Stahlfaserbeton ist ein Verbundwerkstoff, bestehend aus einer Betonmatrix und Stahlfasern. Beton besitzt eine hohe Druckfestigkeit, während die Zugfestigkeit wesentlich geringer ist (ca. 10% der Druckfestigkeit) und aufgrund des fragilen Verhaltens des Baustoffs in der Bemessung in der Regel vernachlässigt wird. Die Zugabe von Stahlfasern zum Beton führt zu einem Verbundwerkstoff, dem sogenannten Stahlfaserbeton, der verbesserte Materialeigenschaften, insbesondere im Zugbereich, besitzt.

#### 1.2 Kurzer historischer Rückblick

In den letzten 50 Jahren wurden die ersten Ideen bezüglich Faserbeton entwickelt, und die Portland Cement Association (PCA) begann den neuen Baustoff zu studieren. Im Jahr 1974 wurde vom American Concrete Institute (ACI) die erste Publikation zum Thema Stahlfaserbeton veröffentlicht: ACI Publication SP-44 [1]. Ein Jahr später, 1975, meldete Dramix steel fibres das erste europäische Patent an. Ab 1975 fand Stahlfaserbeton breite Anwendung in der Herstellung von Bodenplatten und Rohren aus Beton. Im Jahr 1982 wurde das erste technische Merkblatt herausgegeben: ACI 544 – State of the art report on FRC [2]. Das europäische Komitee Rilem TC 162 TF wurde im Jahr 1995 gegründet. In den Jahren 2010/2013 wurde der Model Code 2010 von der Fédération Internationale du Béton (fib) veröffentlicht [3] [4], welcher erstmals umfassende Bemessungsregeln für Stahlfaserbeton auf Normniveau bot. Mit dem Model Code 2010 wurde erst-

### 1 Steel-Fibre Reinforced Concrete

#### 1.1 Introduction

Steel-fibre reinforced concrete is a composite material consisting of a concrete matrix and reinforcing steel fibres. Concrete has a high strength in compression, but its tensile strength is significantly lower (around 10% of compressive strength) and is usually ignored in design, due to this material's fragile behaviour. The addition of steel fibres to concrete results in a composite material, so-called steel-fibre reinforced concrete, which possesses improved material properties, particularly in terms of tensile strength.

#### 1.2 Short Retrospective

Initial concepts concerning fibre-reinforced concrete have been elaborated during the past fifty years, with the result that the Portland Cement Association (PCA) began to study this new building material. The year 1974 saw the publication by the American Concrete Institute (ACI) of the first examination of the subject of steel-fibre reinforced concrete: ACI Publication SP-44 [1]. One year later, in 1975, Dramix Steel Fibres filed the first European patent. From 1975 onward, steel-fibre reinforced concrete began to find widespread use in the production of concrete floor slabs and pipes. The first technical code of practice was published in 1982: ACI 544 – State of the art report on FRC [2]. Europe's Rilem TC 162 TF committee was founded in 1995. Model Code 2010, which for the first time provided comprehensive design rules at standard level for steel-fibre reinforced concrete, was published by the Fédération Internationale

## Voussoirs renforcés en fibre d'acier – Retour d'expérience sur la phase de projet

Les voussoirs en béton avec fibres de fibres d'acier peuvent présenter divers avantages par rapport aux voussoirs armés conventionnels tels que des fissures moins larges en conditions d'exploitation, une meilleure résistance à la flexion dans toutes les directions ainsi que des processus de fabrication plus simples et donc potentiellement plus économiques. C'est pourquoi les entreprises de construction ont manifesté un intérêt croissant pour les voussoirs renforcés en fibres d'acier ces dernières années. Cet article vise à présenter les expériences personnelles portant sur l'intégration de tels voussoirs dans les projets et d'offrir une vue globale des normes et directives existantes, mais aussi des possibles méthodes de détection.

mals für Stahlfaserbeton das Konzept der Bemessung nach Eigenschaften und nicht nach Zusammensetzung eingeführt (sogenannte Zugfestigkeitsklassen), so wie es beim (unbewehrten) Beton schon lange üblich ist. Der Ingenieur wählt somit bestimmte Eigenschaften aus für die Bemessung der Bauteile, und es ist Aufgabe des Herstellers des Stahlfaserbetons, diese Eigenschaften mit einer geeigneten Zusammensetzung des Baustoffs zu garantieren.

#### 1.3 Mechanische Eigenschaften

Stahlfasern werden dem Beton hauptsächlich beigemischt, um sein Nachrissverhalten zu verbessern, d. h., um dem Beton nach der Überschreitung der Zugfestigkeit ein duktileres Verhalten zu verleihen.

Für übliche wirtschaftliche Fasergehalte im Untertagebau wird normalerweise ein «strain softening» erreicht, d. h., nach der Erstrissbildung nimmt die Zugfestigkeit mit zunehmender Dehnung ab. Stahlfaserbeton vermag somit üblicherweise die Zugfestigkeit des Betons nicht zu erhöhen, sondern verleiht ihm lediglich eine Duktilität nach der Erstrissbildung. Damit ist Stahlfaserbeton insbesondere interessant zur Verbesserung der Rissverteilung und zur Begrenzung der Rissbreiten, was die Dauerhaftigkeit der Betonbauten verbessert. Auf der anderen Seite führt das duktile Nachrissverhalten des Stahlfaserbetons zu einem günstigeren Tragverhalten, und die konventionellen Stabbewehrungen können teilweise bzw. auch ganz durch Fasern ersetzt werden.

Für hohe Fasergehalte insbesondere bei hochfestem Beton kann ein «strain hardening» erzielt werden, d. h., die Zugfestigkeit des Betons nimmt nach Erstrissbildung mit zunehmender Dehnung zu. Diese Betone eignen sich für Tragwerke wie Brücken oder Hochhäuser, sind im Tunnelbau aber in der Regel aufgrund der aufwendigen Betonherstellung und der hohen Fasergehalte (im Bereich von 100 kg/m<sup>3</sup>) uninteressant.

## Conci armati con fibre in acciaio – esperienze progettuali

I conci di rivestimento di gallerie in calcestruzzo armati con fibre in acciaio, rispetto ai normali conci con armatura tradizionale, possono offrire diversi vantaggi, come ad esempio minore fessurazione in condizioni di esercizio, una maggiore resistenza alla flessione in tutte le tre direzioni spaziali e un processo di produzione più semplice, e quindi, potenzialmente più conveniente. Per questi motivi, i conci armati con fibre in acciaio, negli ultimi anni, stanno aumentando molto d'importanza, soprattutto dal punto di vista delle imprese di costruzioni. L'obiettivo di questo articolo è presentare le esperienze acquisite nella progettazione dei conci in calcestruzzo armati con fibre in acciaio e fornire una visione d'insieme delle norme di progettazione e delle direttive esistenti, oltre che dei metodi di verifica possibili.

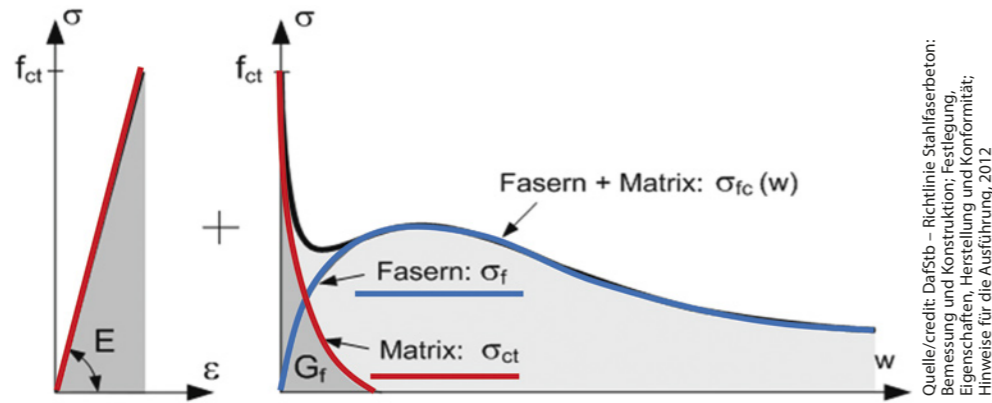
du Béton (fib) in 2010/2013 [3] [4]. Model Code 2010 for the first time introduced for steel-fibre reinforced concrete the concept of design and dimensioning on the basis of properties and not of composition (so-called strength classes), as has long been customary in the case of (non-reinforced) concrete. The engineer thus selects for the design of the components certain properties and it is then the task of the manufacturer of the steel-fibre reinforced concrete to assure these properties by means of the appropriate composition of the building material.

#### 1.3 Mechanical Properties

Steel fibres are mixed into the concrete mainly to improve its post-cracking behaviour, i.e., in order to impart to the concrete a ductile behaviour when its tensile strength is exceeded.

At customary cost-efficient fibre contents in underground engineering, a «strain softening» is achieved, i.e., after initial cracking, the tensile strength declines as strain increases. Steel-fibre reinforced concrete is therefore generally not capable of raising the tensile strength of the concrete but, instead, only imparts to it a certain ductility after initial cracking. Steel-fibre reinforced concrete is therefore of particular interest for the improvement of crack propagation and for the limitation of crack widths, thus improving the durability of the built object. Steel-fibre reinforced concrete's ductile post-cracking behaviour results, on the other hand, in better load-bearing behaviour and conventional bar-type reinforcements (rebar) can be replaced either partially or even totally by fibres.

A «strain hardening» effect can be achieved at high fibre contents, particularly in high-strength concretes, i.e., the concrete's tensile strength increases after initial cracking as strain increases. Such concretes are suitable for load-bearing



1 Zugverhalten des Stahlfaserbetons vor (links) und nach dem Risseintritt (rechts)  
Tensile behaviour of steel-fibre reinforced concrete before (left) and after (right) occurrence of cracking

Das Nachrisszugtragverhalten von Stahlfaserbeton hängt von verschiedenen Einflussfaktoren ab, wie zum Beispiel Fasergeometrie, -schlankheit (d/l, wobei d = Durchmesser des Fasers und l = Faserlänge), -gehalt (V<sub>f</sub>, als Volumenanteil), -orientierung, -verteilung sowie Festigkeiten und Grösstkorn des Zuschlags der Betonmatrix.

Gemäss ITA WG2 [7] weist Stahlfaserbeton bei Druckbeanspruchungen für einen Volumenfasergehalt kleiner als 1% (entspricht ungefähr der üblichen Faserdosierung von 25–60 kg/m<sup>3</sup> bei stahlfaserbewehrten Tübbingen) ähnliche mechanische Eigenschaften auf wie unbewehrter Beton, d. h., das elastische Verhalten, die Poissonzahl und die Druckfestigkeit werden durch Stahlfaserzugabe nicht wesentlich beeinflusst. Aus diesem Grund können bei der Bemessung von Stahlfaserbeton für Druckbeanspruchungen die gleichen Partialfaktoren wie beim unbewehrten Beton verwendet werden.

Bei Zugbeanspruchungen verhält sich Stahlfaserbeton vor Risseintritt wie unbewehrter Beton mit einem ähnlichen elastischen Verhalten. Im Gegensatz dazu spielen die Stahlfasern im Nachrisszugverhalten eine wichtige Rolle im Sinne eines wesentlich erhöhten Arbeitsvermögens mit entsprechenden Nachrisszugfestigkeiten (siehe Bild 1). Gemäss ITAtech Activity Group [8] werden im Zugbereich folgende Partialfaktoren vorgeschlagen:

- 1,5 für permanente Einwirkungen;
- 1,4 für permanente Einwirkungen bei besonderer Überwachung und Kontrolle der Produktion;
- 1,3 für vorübergehende Einwirkungen;
- 1,2 für aussergewöhnliche Einwirkungen;
- 1,2 für Erdbebeneinwirkungen.

In Abhängigkeit von seiner Komposition kann das Verhalten von Stahlfaserbeton nach Risseintritt, wie bereits weiter oben beschrieben, in verfestigendes («strain hardening») und entfestigendes («strain softening») Verhalten unterteilt werden (siehe Bild 2). Für Volumenfasergehalte kleiner als 1%, welche in der Regel in stahlfaserbewehrten Tübbingen angewendet werden, ist ein entfestigendes Verhalten nach Erstrissbildung zu erwarten.

fibres geometry, fibre slenderness (d/l, where d = diameter of fibre and l = length of fibre), fibre content (V<sub>f</sub>, as volume fraction of fibres) fibre orientation, fibre distribution and the strengths and maximum particle size of the aggregate in the concrete matrix.

According to ITA WG2 [7], steel-fibre reinforced concrete exhibits, under compressive loading, and at a volume fibre content of less than 1% (approximately equivalent to the customary fibre input of 25 to 60 kg/m<sup>3</sup> in steel-fibre reinforced segmental linings), similar mechanical properties to those of non-reinforced concrete, i.e., elastic behaviour, Poisson's ratio and strength in compression are not significantly influenced by the addition of steel fibres. For this reason, the same partial factors can be used in the design of steel-fibre reinforced concrete for compressive loads as are used in the case of non-reinforced concrete.

Under tensile loads, steel-fibre reinforced concrete behaves prior to the occurrence of cracking like non-reinforced concrete, and with a similar elastic behaviour. In contrast to this, the steel fibres play an important role in post-cracking tensile behaviour, and achieve a significantly enhanced energy-absorption with corresponding post-cracking tensile strengths (see Fig. 1). According to the ITAtech Activity Group [8], the following partial factors are proposed for the tensile range:

- 1.5 for permanent actions;
- 1.4 for permanent actions with special monitoring and control of production;
- 1.3 for transient actions;
- 1.2 for accidental actions;
- 1.2 for the effects of seismic actions.

Depending on its composition, the behaviour of steel-fibre reinforced concrete after the occurrence of cracking can, as already described above, be subdivided into «strain hardening» and «strain softening» behaviour (see Fig. 2). In the case of volume fibre contents of less than 1%, which are generally the case in steel-fibre reinforced segmental lining systems, strain-softening behaviour is to be anticipated after initial cracking.

structures such as bridges and high-rise buildings, but are generally of less interest in tunnel engineering, due to the complex concrete-production process and the high fibre contents (in the 100 kg/m<sup>3</sup> range).

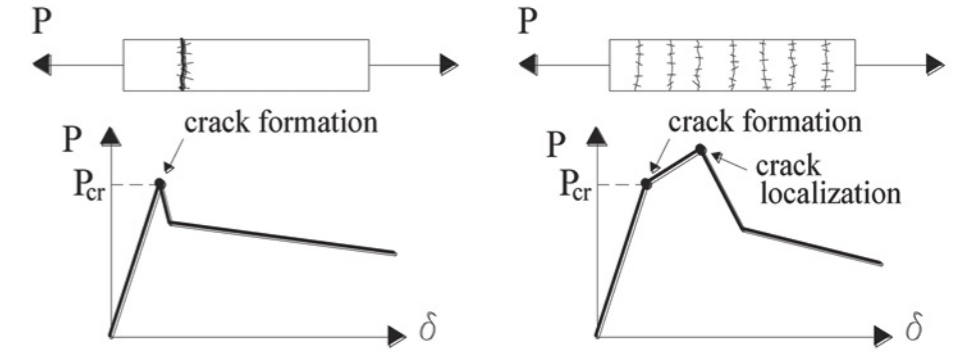
The tensile strength behaviour of post-cracking steel-fibre reinforced concrete is a function of a range of influencing factors, such as, for example,

Quelle/Credit: DafStb – Richtlinie Stahlfaserbeton: Bemessung und Konstruktion; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Hinweise für die Ausführung, 2012

Es gibt verschiedene Versuche zur Ermittlung des Nachrisszugverhaltens von Stahlfaserbeton. Ein üblicherweise angewendeter Test ist der Drei-Punkt-Biegeversuch mit Kerbe nach EN 14651 [12]. In Bild 3 ist eine typische Lastverformungskurve dargestellt, wo die wirkende Kraft (F) in Relation zur relativen Öffnung der Kerbe («crack mouth opening displacement», CMOD) ersichtlich ist. Die residuale Biegezugfestigkeit wird mit folgender Formulierung bestimmt:  $f_{Rj} = 3F_j L / 2bh_{sp}^2$ . Es werden die verschiedenen charakteristischen Werte der residualen Biegezugfestigkeit für die Tragsicherheit (ULS) und für die Gebrauchstauglichkeit (SLS) wie auch die Proportionalitätsgrenze («limit of proportionality», LOP) bestimmt. Gemäss Model Code 2010 [3] können Stahlfasern konventionelle Stabbeewehrung ersetzen, wenn folgende zwei Bedingungen erfüllt sind:  $f_{R1k}/f_{Lk} > 0,4$  und  $f_{R3k}/f_{R1k} > 0,5$ .

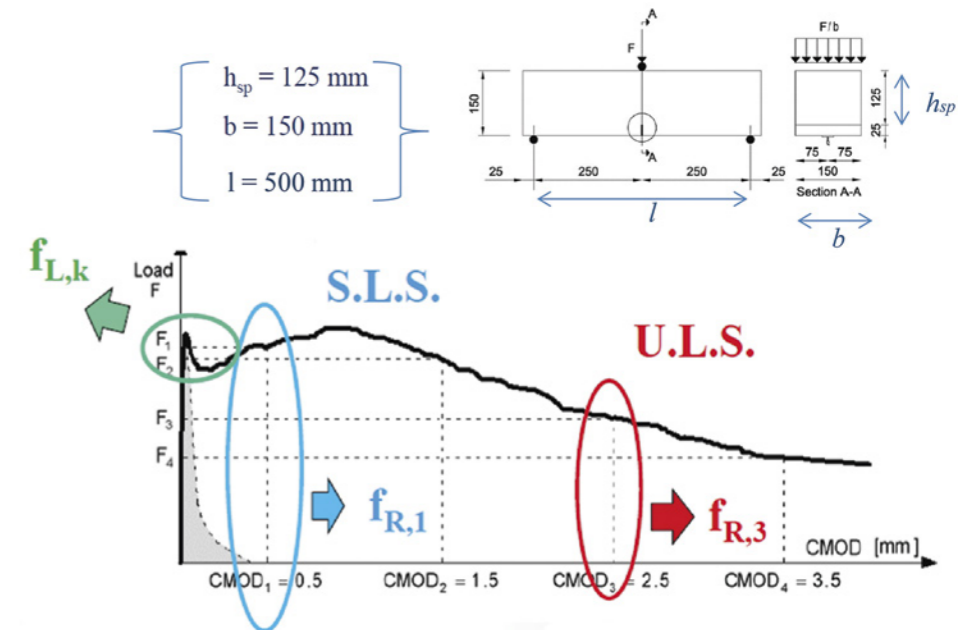
In Abhängigkeit von dem aus dem Drei-Punkt-Biegeversuch resultierenden Materialverhalten werden nach Model Code 2010 [3] zwei verschiedene Stoffgesetze definiert (siehe Bild 4). Das erste ist ein starr-ideal plastisches Verhalten («rigid-plastic model»), und das zweite beschreibt ein lineares Nachrissverhalten («linear model»). Beim starr-ideal plastischen Verhalten wird nur ein charakteristischer Wert definiert,  $f_{Ftu,k}$ , der rein auf dem Tragsicherheitsverhalten basiert. Beim linearen Nachrissverhalten werden zwei charakteristische Parameter bestimmt,  $f_{Fts,k}$  und  $f_{Ftu,k}$ , wobei Letzterer von der maximalen zulässigen Rissbreite w<sub>u</sub> abhängig ist.

1.4 Vorhandene Normen und Richtlinien  
Zurzeit existieren noch kaum relevante national anerkannte Normenwerke wie Eurocode 2 oder ACI 318 für konventionellen Stahlbeton, die für die strukturelle Anwendung von Stahlfaserbeton gültige Bemessungsregeln bereitstellen. Der Model Code 2010 bietet als erstes Normenwerk ein umfassendes



2 «Strain-softening»- (links) und «Strain-hardening»-Verhalten (rechts) von Stahlfaserbeton nach dem Risseintritt  
Strain-softening (left) and strain-hardening behaviour (right) of steel-fibre reinforced concrete after the occurrence of cracking

There are various tests for the determination of the post-cracking tensile behaviour of steel-fibre reinforced concrete. One widely used test is the three-point notched bending test in accordance with EN 14651 [12]. Fig. 3 shows a typical load/deflection curve, on which the force acting (F) is depicted referred to relative crack mouth opening displacement (CMOD). Residual flexural tensile strength is determined using the following formula:  $f_{Rj} = 3F_j L / 2bh_{sp}^2$ . The various characteristics data for residual flexural tensile strength are determined for structural safety (ultimate limit state, ULS) and for serviceability (serviceability limit state, SLS), and also for the limit of proportionality (LOP). According to Model Code 2010 [3], steel fibres can replace conventional rebar reinforce-

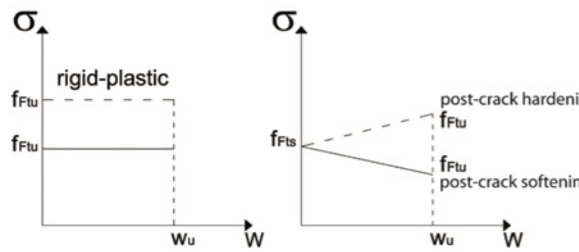


3 Typische Lastverformungskurve für den Drei-Punkt-Biegeversuch nach EN 14651 [12] und Ermittlung der residualen Biegezugfestigkeiten für die Tragsicherheit (ULS) und die Gebrauchstauglichkeit (SLS) sowie der Proportionalitätsgrenze («limit of proportionality», LOP)  
Typical load/deflection curve for the three-point bending test in accordance with EN 14651 [12] and determination of residual flexural tensile strength for structural safety (ultimate limit state, ULS) and serviceability (SLS) and of limit of proportionality (LOP)

Quelle/Credit: fib Bulletin 65 – Model Code 2010 – Final draft, Volume 1, 2012

Quelle/Credit: Marco di Prisco – National and international normative landscape – Structural use of fibre reinforced concrete in underground projects, 2017





Quelle/credit: fib Bulletin 65 – Model Code 2010 – Final draft, Volume 1, 2012

4 Vereinfachte Stoffgesetze im Nachrissverhalten: Spannung vs. Rissbreite (links: starr-ideal plastisches Verhalten («rigid-plastic model») – rechts: lineares Nachrissverhalten («linear model»))  
Simplified constitutive equations for post-cracking behaviour: Stress vs crack width (left: rigid-ideal plastic behaviour ("rigid-plastic model") – right: linear post-cracking behaviour ("linear model"))

Bemessungskonzept für die strukturelle Anwendung von Stahlfaserbeton, besitzt aber keinen nationalen Normenstatus. Gemäss ITAtech Activity Group [8] sollte Stahlfaserbeton in einem Eurocode normiert werden und der Model Code 2010 [3] [4] als Basisgrundlage angewendet werden. Dank des Model Codes und verschiedener Publikationen und Richtlinien können heutzutage trotzdem Stahlfaserbetonstrukturen mit zuverlässigem Sicherheitsniveau bemessen werden. Für Spezialanwendungen, wie beispielsweise die Einleitung der TBM-Vortriebspressenkräfte in Tübbinge, werden oftmals Belastungstests an Grosselementen («full scale tests») durchgeführt, da es hierfür lediglich vereinfachte Bemessungsmodelle gibt, welche aber häufig zu sehr konservativen Ergebnissen führen.

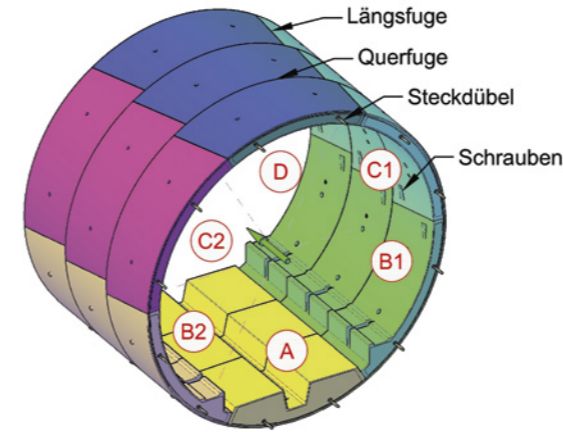
In Bild 5 sind die heutzutage häufigsten angewendeten Normen und Richtlinien für die Ermittlung der Materialeigenschaften zur Bemessung der Tübbingeelemente zusammengestellt.

ment provided the following two conditions are met:  $f_{R1k}/f_{Lk} > 0.4$  and  $f_{R3k}/f_{R1k} > 0.5$ .

In accordance with Model Code 2010 [3], two different constitutive equations are defined on the basis of the material behaviour resulting from the three-point bending tests (see Fig. 4). The first is a rigid-ideal plastic behaviour ("rigid-plastic model"), while the second describes a linear post-cracking behaviour ("linear model"). In the case of the rigid-ideal plastic behaviour, only one characteristic value,  $f_{Ftu,k}$ , which is based purely on structural safety performance, is defined. In the case of linear post-cracking behaviour, two characteristic parameters,  $f_{Fts,k}$  and  $f_{Ftu,k}$ , are determined, the latter being dependent on maximum allowable crack width  $w_u$ .

1.4 Existing Standards and Codes of Practice

There are, at present, scarcely any relevant nationally recognised standards, such as Eurocode 2 and ACI 318 for conventional reinforced concrete, to provide valid rules of design for the structural use of steel-fibre reinforced concrete. Model Code 2010 is the first standard publication to provide a comprehensive design concept for the structural use of steel-fibre reinforced concrete, but does not possess the status of a standard at national level. According to the ITAtech Activity Group [8], a standard is to be provided for steel-fibre reinforced concrete in a Eurocode, whereby Model Code 2010 [3] [4] is to be used as the basis. Thanks to the Model Code and to various other publications and codes of practice, steel-fibre reinforced concrete structures manifesting a dependable safety level can nonetheless now be designed. In the case of special applications, such as the transmission of TBM thrust-cylinder forces into segmental lining systems, loading tests are frequently performed on full-scale elements ("full scale tests"), since only simplified



Quelle/credit: interne Visualisierung

6 Tübbingring  
Segmental-lining ring

2 Stahlfaserbewehrte Tübbinge

2.1 Einleitung

Beim Vortrieb mit Schild-Tunnelbohrmaschinen kommen üblicherweise Tübbingauskleidungen zur Anwendung. Normalerweise werden vier bis acht Tübbingeelemente verwendet, die einen kompletten Ring bilden. Die Tübbingeelemente werden systematisch hinter dem Bohrkopf im Schildschwanzbereich, im Schutze des Schildmantels, eingebaut. Zur Sicherstellung der Stabilität und der Einbaugenauigkeiten der Tübbingeringe bei der Montage dienen Verbindungsmittel in den Fugen. Oftmals sind dies Steckdübel in den Ringfugen und eine Verschraubung in den Längsfugen. Zur Abdichtung der Tübbingefugen (längs und quer) werden normalerweise Dichtungsprofile in dafür vorgesehene, umlaufende Nuten eingeklebt (siehe Bild 6 und Bild 7).

2.2 Stahlfaserbewehrte gegenüber konventionell bewehrten Tübbingen

Tübbinge werden üblicherweise mit konventionellen Stabbewehrungen hergestellt. In Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau des Tübbingrings kann in gewissen Fällen die Stabbewehrung teilweise oder gar ganz durch Stahlfasern ersetzt werden (siehe Bild 8).

Stahlfaserbewehrte Tübbinge weisen im Vergleich zu konventionell bewehrten Tübbingen insbesondere auch Vorteile auf bezüglich der infolge von Manipulation und Einbau entstehenden Schäden an Kanten und Ecken, die bei Stabbewehrung unbewehrt sind. Weitere Vorteile sind beispielsweise die wegen geringerer Rissbreiten erhöhte Dauerhaftigkeit im Gebrauchszustand und eine Biegetragfähigkeit in allen drei Raumrichtungen. Der grösste Vorteil stahlfaserbewehrter Tübbinge liegt in der einfacheren und schnelleren Herstellung, da die aufwendige passgenaue Fertigung des Bewehrungskorbs entfällt. Aus diesen Gründen wurden stahlfaserbewehrte Tübbinge in den letzten Jahren insbesondere für ausführende Baufirmen immer interessanter. Oftmals existiert aber allgemein noch der Irrglaube, dass mit wenigen kg/m<sup>3</sup> homogen verteilten Stahlfasern die üblichen 80–100 kg/m<sup>3</sup> an genau im Zugbereich platzierter Stabbewehrung ersetzt werden können.

design models, which frequently supply excessively conservative results, exist for this purpose.

The standards and codes of practice most frequently used nowadays, for determination of material properties for the design and dimensioning of segmental lining elements, are compiled in Fig. 5.

2 Steel-Fibre Reinforced Segmental-Lining Systems

2.1 Introduction

Segmental linings are commonly used in tunnelling using shield-type tunnel-boring machines (TBMs). Four to eight segmental-lining elements, forming a complete annular section ("ring") are normally fitted. The segmental lining elements are installed systematically behind the cutter head in the tail-shield area, under the protection of the shield skin. Connecting elements in the joints are used to assure stability and accuracy of alignment of the segmental-lining rings during installation. These are in many cases dowel pins in the annular joints and a threaded fastening in the longitudinal joints. Sealing sections are normally adhesively bonded into continuous slots provided for this purpose, in order to waterproof the segmental-lining joints (longitudinal and transverse) (see Fig. 6 and Fig. 7).

2.2 Steel-Fibre Reinforced Compared to Conventionally Reinforced Segmental Linings

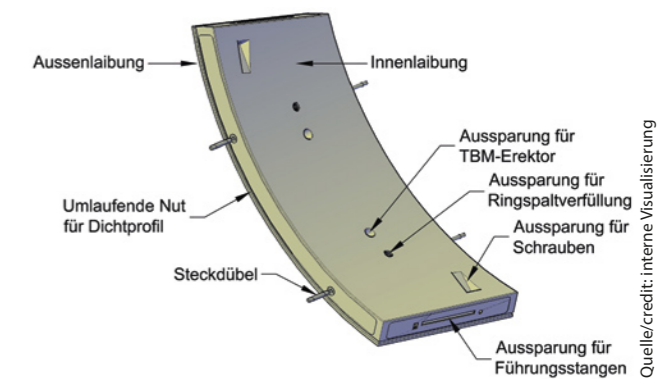
Segmental-lining systems are usually produced with conventional rebar reinforcement. Depending on the load level to which the segmental ring is exposed, rebar reinforcement can, in certain cases, be replaced partially or even completely with steel fibres (see Fig. 8).

Compared to conventionally reinforced segmental linings, steel-fibre reinforced segmental-lining systems also, in particular, offer benefits concerning the damage to edges and corners resulting from manipulation and installation; such edges and corners are not reinforced in the case of rebar

Ermittlung der Materialeigenschaften von Stahlfaserbeton (kleine Probekörper)	Bemessung von Stahlfaserbeton (strukturelle Elemente, wie Platten oder Träger)	Bemessung von stahlfaserbewehrte Tunnelauskleidungen (vorfabrizierte Tübbinge)
<ul style="list-style-type: none"> <li>- EN-14651 [12]</li> <li>- ASTM C1609/C1609M [13]</li> <li>- ASTM C1550/1550M [14]</li> <li>- JCI-SF4 [15]</li> <li>- DIN 1045-2 [16]</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- fib Model Code 2010 [3] [4]</li> <li>- RILEM TC 162-TDF [17]</li> <li>- CNR-DT-204 [18]</li> <li>- DafStb Richtlinien [19]</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- AFTES Richtlinien [20]</li> <li>- DBV Richtlinien [21]</li> <li>- DAUB Richtlinien [5]</li> <li>- ACI report 544.7R-16 [22]</li> <li>- fib Bulletin 83 [6]</li> </ul>

Quelle/credit: Giuseppe Tiberti, Giovanni Pilizzari, Elena Chirioti – Structural use of fibre reinforced concrete in precast segments, 2018

5 Vorhandene Normen und Richtlinien für Stahlfaserbeton  
Existing standards and codes of practice for steel-fibre reinforced concrete



Quelle/credit: interne Visualisierung

7 Tübbingeelement  
Segmental-lining element



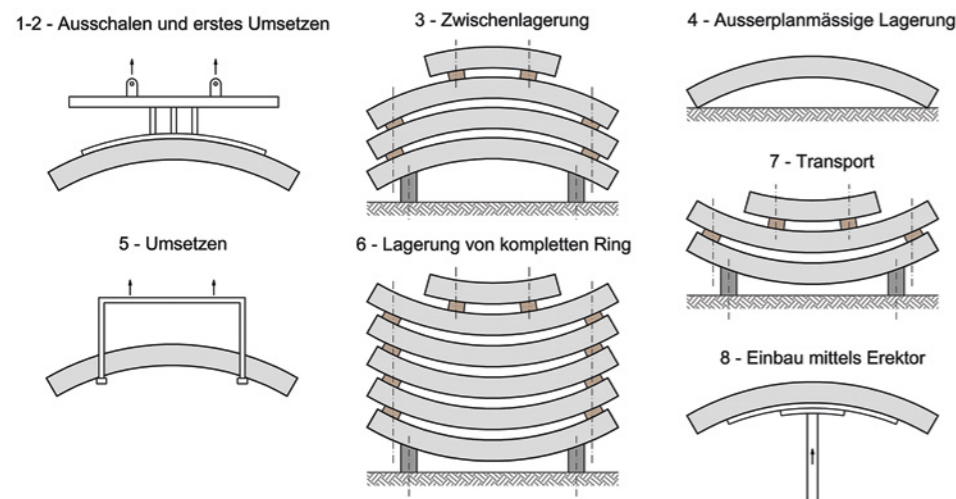
8 Konventionelle Tübbingbewehrung (links) und Kombinationsbewehrung (rechts)  
Conventional segmental-lining reinforcement (left) and combination reinforcement (right)

Auf Planerseite bestehen häufig Schwierigkeiten, den Bauherrn von der Anwendung von Stahlfaserbeton zu überzeugen, da Referenzobjekte fehlen und es meist keine nationalen Bemessungsnormen und Richtlinien gibt. Weitere Schwierigkeiten ergeben sich häufig aufgrund der mangelnden Erfahrung der Bauunternehmungen in der Herstellung stahlfaserbewehrter Tübbinge, da diese mit vielen Herausforderungen verbunden ist. Dies betrifft z.B. das System für das Vibrieren der Schalung, die Verarbeitbarkeit des Frischbetons und die sorgfältige Festlegung aller relevanten vorübergehenden Bemessungssituationen (Ausschalen, Lagerung, Transport etc.). Ausserdem erfordert die Bemessung der stahlfaserbewehrten Tübbinge einen erhöhten Aufwand, da einige Bemessungssituationen nicht mit den übrigen Normen oder Richtlinien abgedeckt werden können. Teilweise muss auf fortschrittliche numerische Analysen zurückge-

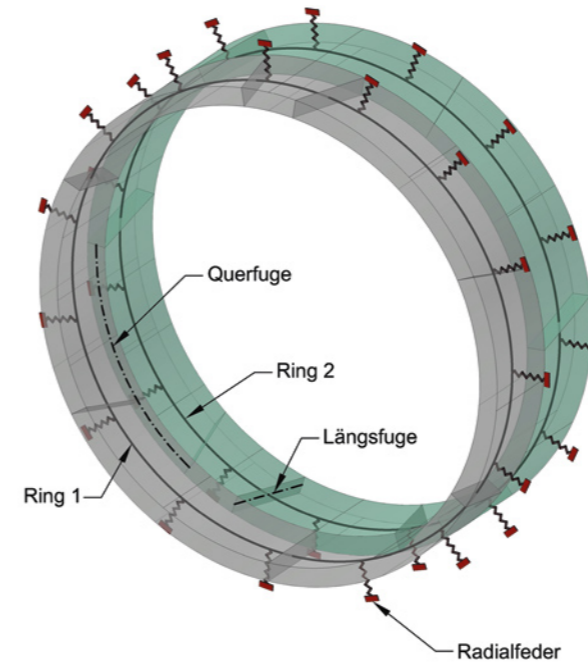
griffen werden, um das volle Potenzial des Stahlfaserbetons rechnerisch ausnützen zu können und die Stärken des Baustoffs nicht durch zu stark vereinfachte Bemessungsmodelle wieder zu relativieren.

reinforcement. Other advantages include, for example, the enhanced durability in service, resulting from smaller crack widths, and flexural strength in all three spatial directions. The greatest benefit of steel-fibre reinforced segmental linings can be found in their simpler and faster production, since there is no need for complex, high-accuracy fabrication of the reinforcement cage. For these reasons, steel-fibre reinforced segmental linings have in recent years become of ever greater interest, particularly for tunnelling contractors. In many cases, the erroneous belief is still generally prevalent that a few kg/m<sup>3</sup> of homogeneously distributed steel fibres can replace the customary 80 to 100 kg/m<sup>3</sup> of rebar reinforcement positioned precisely in the tensile-stress zone.

On the planning side, there are frequently difficulties in convincing the project client of the benefits of steel-fibre reinforced concrete, since there is a lack of reference projects and there are, in general, no national design standards and codes of practice. Other difficulties frequently arise as a result of building contractors' lack of experience in the production of steel-fibre reinforced segments, since this involves a good number of technical challenges. This applies, for instance, to the system for vibration of the formwork, the workability of the green concrete, and to careful definition of all relevant temporary design situations (removal of formwork, storage, transportation,



9 Mögliche Lastfälle für die Tübbinge von der Herstellung bis zum Transport und zur Montage im Tunnel  
Possible load cases for segmental-lining elements from production up to transportation and installation in the tunnel



10 Visualisierung eines zweidimensionalen Stabwerkmodells  
Visualisation of a two-dimensional beam model

griffen werden, um das volle Potenzial des Stahlfaserbetons rechnerisch ausnützen zu können und die Stärken des Baustoffs nicht durch zu stark vereinfachte Bemessungsmodelle wieder zu relativieren.

### 2.3 Qualitätskontrollen

Gemäss fib Bulletin 83 [6] sind zwei Prüfstufen für Stahlfaserbeton vorgesehen: Qualifikationstests, damit am Anfang die Eigenschaften des Baustoffs selbst definiert werden können («trials testing»), und Produktionstests («production testing»), um die Qualität während der Tübbingproduktion sicherzustellen.

## 3 Relevante Bemessungsnachweise für stahlfaserbewehrte Tübbinge

### 3.1 Vorübergehende Bemessungssituationen

Vor ihrem Einbau im Tunnel werden die Tübbinge durch verschiedene vorübergehende Lastfälle belastet. Es sind für alle möglichen Einwirkungen von der Herstellung bis zum Transport und zur Montage im Tunnel die entsprechenden Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu führen. Bei jedem Projekt sind die spezifischen Bemessungssituationen je nach Herstellungs- und Produktionsverfahren unter Berücksichtigung des jeweiligen Betonalters festzulegen (siehe beispielsweise Bild 9).

Gemäss ITA WG2 [7] sollten die charakteristischen Werte der residualen Biegezugfestigkeiten und des Rissverhaltens in Abhängigkeit vom Betonalter anhand von Probekörpern festgelegt werden, die das entsprechende Alter besitzen und mit dem gleichen Herstellungsverfahren produziert wurden. Hilfsweise, für eine grobe Abschätzung, können die Bemes-

etc.). In addition, the design and dimensioning of the steel-fibre reinforced segments also necessitates extra work, since certain design situations cannot be covered by the usual standards and codes of practice. In some cases, it is necessary to make use of advanced numerical analyses, in order to permit mathematical exploitation of the full potential of steel-fibre reinforced concrete and not to relativise the strengths of this building material by the use of excessively simplified design models.

### 2.3 Quality Controls

Two inspection stages are provided in accordance with fib Bulletin 83 [6] for steel-fibre reinforced concrete: qualification tests, in order that the properties of the building material itself can be defined at the inception («trials testing»), and production testing, in order to assure quality during production of the segments.

## 3 Relevant Design Verifications for Steel-Fibre Reinforced Segments

### 3.1 Temporary Design Situations

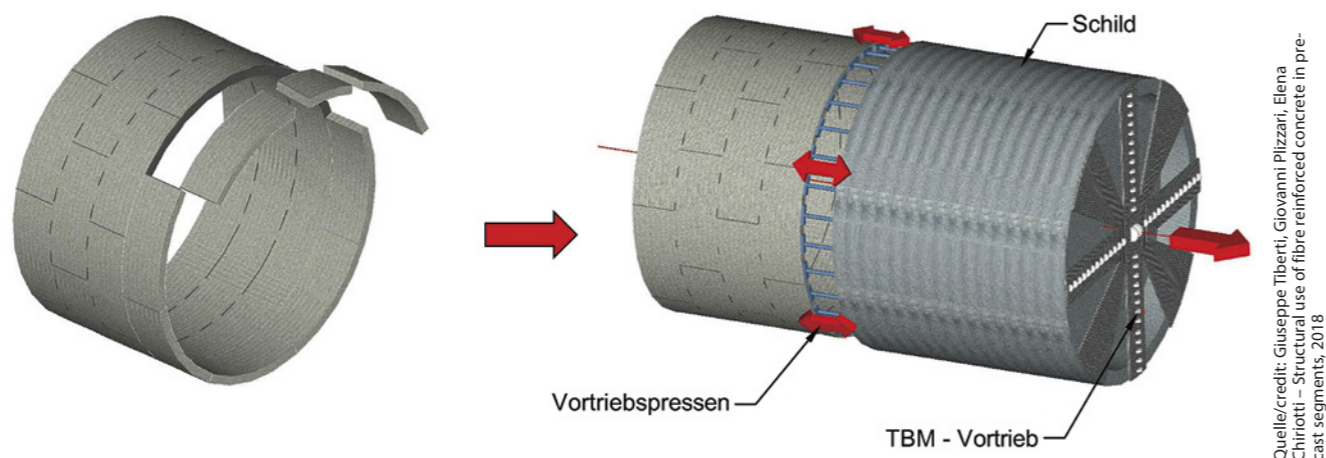
The segmental elements are exposed to various temporary load cases prior to their installation in the tunnel. The corresponding structural safety and serviceability analyses must be performed for all possible influences, from production, through to transportation and installation in the tunnel. The specific design situations must be defined for every project, depending on the manufacturing and production processes, and taking account of the particular age of the concrete (see Fig. 9, for example).

In accordance with ITA WG2 [7], the characteristics data of residual flexural tensile strengths and cracking behaviour as a function of concrete age should be determined using test objects which are of the corresponding age and which have been prepared using the same production process. As an aid, the design parameters for the steel-fibre reinforced concrete at a certain concrete age can be assumed, for a rough estimate, to be proportional to the appurtenant compressive stress, although at present no correlation is known to exist between the post-cracking behaviour of the green concrete and that after twenty-eight days.

### 3.2 Segmental Linings in Installation and Operating State

Determination of the stress resultants of a segmental lining in installation and final state is normally accomplished using two-dimensional beam models. For the purpose of simplification of the calculation, and for checking, the computation model consists of two adjacent rings in a two-dimensional space (see Fig. 10). The model is generated with a partial or complete bedding, depending on the design situation. The interaction between the lining and the surrounding ground is represented by means of non-linear springs which are activated only in case of compression. In order to represent the deformation behaviour of the ring as

Quelle/credit: ITA Working Group 2 – Twenty years of FRC tunnel segments practice: lessons learnt and proposed design principles, 2016



Quelle/Credit: Giuseppe Tiberti, Giovanni Pizzari, Elena Chirioti – Structural use of fibre reinforced concrete in pre-cast segments, 2018

11 Vortriebsphase der Schildmaschinen (TBM-S)  
The tunnelling phase for shielded machines (TBM-S)

sungsparameter des Stahlfaserbetons bei einem bestimmten Betonalter proportional zu der zugehörigen Druckspannung angenommen werden, obwohl zurzeit keine Korrelation zwischen dem Nachrissverhalten des jungen Betons und demjenigen nach 28 Tagen existiert.

### 3.2 Tübbinge im Bau- und Betriebszustand

Die Ermittlung der Schnittgrößen des Tübbings im Bau- und Endzustand erfolgt üblicherweise anhand zweidimensionaler Stabwerkmodelle. Das Berechnungsmodell besteht zur Vereinfachung der Berechnung und zur Kontrolle im zweidimensionalen Raum aus zwei benachbarten Ringen (siehe Bild 10). Je nach Bemessungssituation wird das Modell mit einer Teil- oder kompletten Bettung ausgebildet. Die Wechselwirkung zwischen dem Ausbau und dem Baugrund erfolgt mittels nichtlinearer Federn, welche nur bei Kompression aktiviert werden. Um das Verformungsverhalten des Rings möglichst realistisch abbilden zu können, werden die Längsfugen mit Drehfedern, welche in Funktion der Belastung und der Drehung in der Fuge variable Drehsteifigkeiten aufweisen, modelliert. Die Steckdübel zwischen zwei aufeinander folgenden Ringen werden im Berechnungsmodell mit Querkraftfedern, welche frei drehbar und radial sowie tangential steif sind, modelliert.

### 3.3 Einleitung der Vortriebspresenkräfte

#### 3.3.1 Allgemeines

Obwohl die TBM-Vortriebsphase eine temporäre Situation darstellt, sind die entstehenden Lastfälle oft für die Bemessung der stahlfaserbewehrten Tübbinge massgebend. Der Vortrieb erfolgt bei Schildmaschinen (TBM-S) mittels Vortriebspresen, welche sich auf die Tübbingringe abstützen (siehe Bild 11). Die erforderliche Vortriebskraft ergibt sich aus der Reibung der Maschine infolge ihres Eigengewichts oder der Auflast auf dem Schild, von Steuerkräften und der Kontaktkraft an der Ortsbrust zum Lösen des Gebirges. Die Vortriebspresen sollten, wann immer möglich, symmetrisch bezüglich der Kontaktfuge der Tübbinge angeordnet werden, um eine möglichst gleichmässige Belastung des Rings zu erzeugen.

realistically as possible, the longitudinal joints are modelled using torsion springs which exhibit variable torsional stiffnesses as a function of loading and of rotation in the joint. The pins between two consecutive rings are modelled in the computation model using transverse force springs, which can rotate freely and are radially and tangentially stiff.

### 3.3 Transmission of Thrust-Cylinder Forces

#### 3.3.1 General

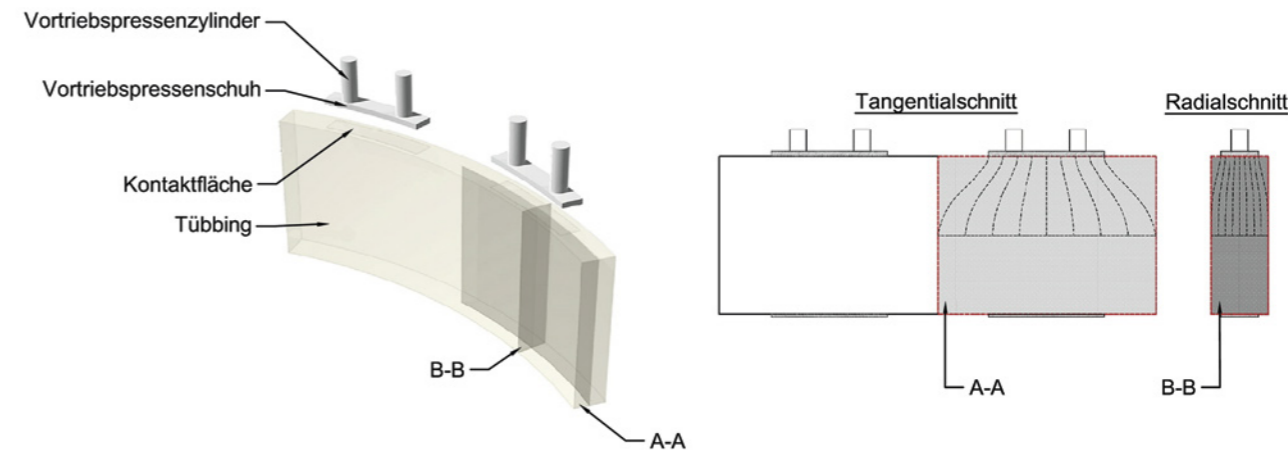
The TBM tunnel-heading phase constitutes a temporary situation, but the load cases arising here are frequently critical for the design and dimensioning of steel-fibre reinforced segmental linings. In the case of shield-type machines (TBM-S), tunnelling is accomplished by means of thrust cylinders, which are abutted on the lining rings (see Fig. 11). The necessary tunnelling force results from the friction of the machine caused by its own deadweight or of the load acting on the shield, from steering forces and from the contact force at the face for excavating the rock. The thrust cylinders should, wherever possible, be arranged symmetrically to the contact joint of the segmental rings, in order to generate the most uniform possible load acting on the ring.

Due to local transmission of force in the vicinity of the thrust cylinders, splitting tensile stresses in a radial direction are generated at a slight depth below them. Splitting tensile stresses also occur between the ram pads in the tangential direction (see Fig. 12).

In practice, it is difficult to install the individual lining segments precisely as planned, however. Misalignments in a range of 2 to 4 mm can in many cases not be avoided. Irregular contact surfaces, which may result in undesirable stresses on the lining segments, will therefore occur (see Fig. 13).

#### 3.3.2 Numerical Modelling

As already mentioned in Section 3.3.1, the transmission of thrust-cylinder forces frequently constitutes the critical design situation when steel-fibre reinforced lining segments



12 Geometrische Definition eines Tübbingelements unter Vortriebspresenkräften beim TBM-Vortrieb und erwartete Spannungsverteilungen (in Tangential- und Radialrichtung)

Geometrical definition of a segmental-lining element exposed to thrust-cylinder forces during TBM tunnel excavation and anticipated stress distributions (in the tangential and radial directions)

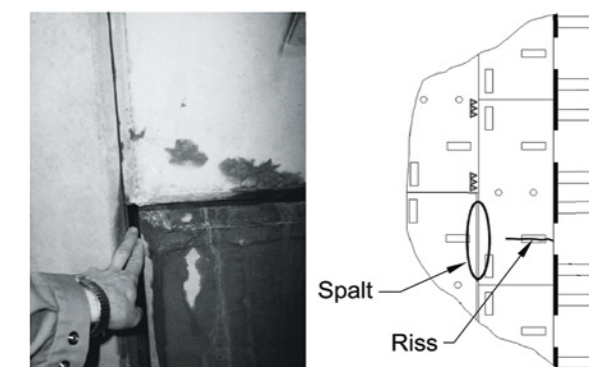
Durch die lokale Kräfteinleitung im Bereich der Vortriebspresen entstehen darunter in geringer Tiefe Spaltzugspannungen in radialer Richtung. Spaltzugspannungen entstehen ebenfalls zwischen den Pressenschuhen in Tangentialrichtung (siehe Bild 12).

In der Praxis ist es allerdings schwierig, die einzelnen Tübbinge genau nach Plan zu verbauen. Versätze im Bereich von 2–4 mm lassen sich oftmals nicht vermeiden. Es werden somit unregelmässige Kontaktflächen entstehen, die zu ungewünschten Beanspruchungen der Tübbinge führen können (siehe Bild 13).

#### 3.3.2 Numerische Modellierung

Wie im Abschnitt 3.3.1 schon erwähnt, stellt die Einleitung der Vortriebspresenkräfte bei stahlfaserbewehrten Tübbingen häufig die massgebende Bemessungssituation dar. Es existieren verschiedene Stufen der numerischen Modellierung für die entsprechende Nachweisführung. Die stark vereinfachten und bei konventionell bewehrten Tübbingen meistverwendeten empirischen oder analytischen Ansätze führen bei Stahlfaserbeton häufig zu sehr konservativen Ergebnissen. Die einfachste numerische Methode sieht ein linear-elastisches Modell vor. Diese Modellierung ergibt zuverlässige Resultate, solange die Spannungen im elastischen Bereich des Baustoffs bleiben (keine Rissbildung). Bei höheren Spannungen, sobald die Rissbildung im Stahlfaserbeton eintritt, können nichtlineare numerische Modelle zur Anwendung kommen, mit denen das Nachrissverhalten modelliert werden kann (siehe Bild 14). Allerdings sind solche numerischen Modelle komplex und erfordern viele Input-Parameter (Wahl der richtigen Stoffgesetze usw.), die bisweilen schwierig zu bestimmen sind. Aus diesem Grund wird oft auf die einfacheren Modelle zurückgegriffen, die trotz der konservativen Resultate leichter verständlich und somit besser zu kontrollieren sind. Häufig sind Belastungstests an Grosselementen («full-scale tests») die einzige zuverlässige Methode zur Bestimmung des tatsächlichen Verhaltens

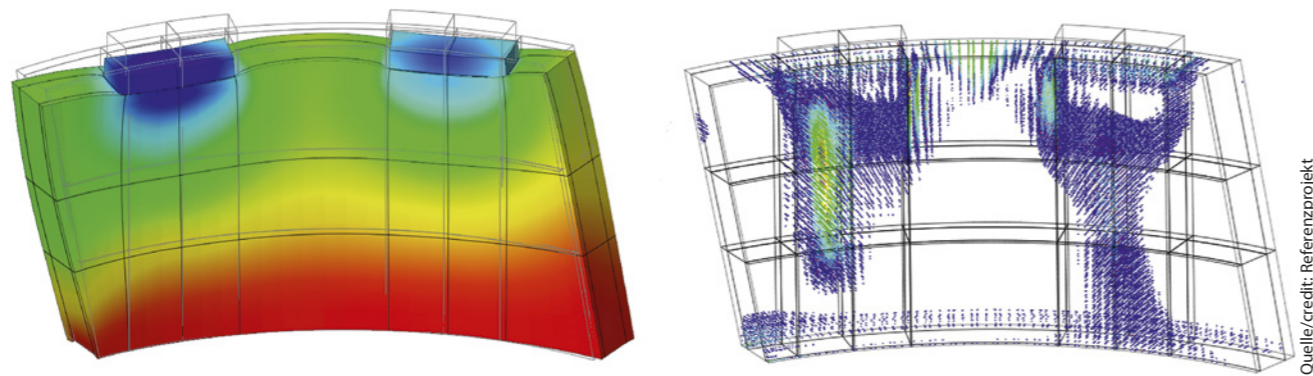
are used. There are various levels of numerical modelling for the corresponding analysis. The highly simplified empirical and analytical approaches most widely used in the case of conventionally reinforced lining segments frequently generate excessively conservative results when applied to steel-fibre reinforced concrete. The simplest numerical method involves a linear-elastic model. This mode of modelling produces reliable results provided stresses remain within the elastic range of the building material (no cracking). At higher stresses, non-linear numerical models, with which the post-cracking behaviour can be modelled, can be used as soon as cracking occurs in the steel-fibre reinforced concrete (see Fig. 14). Such numerical models are, however, complex and require a large number of input parameters (selection of the correct constitutive equations, etc.), which are sometimes difficult to determine. For this reason, use is often made of the simpler models which, despite their conservative results, are more easily comprehensible and can thus be better controlled and verified. In many cases, load tests on full-scale («full-scale tests») constitute the only suitable method for



13 Möglicher Spalt zwischen Tübbingringen infolge von Imperfektionen bei der Montage und der dazugehörigen unregelmässigen Kontaktfläche  
Possible gap between segmental-lining rings as a result of imperfections in installation and of the appurtenant irregular contact surface

Quelle/Credit: fib Bulletin 83 – Precast tunnel segments in fibre-reinforced concrete, 2017

Quelle/Credit: ITA Working Group 2 – Twenty years of FRC tunnel segments practice: lessons learnt and proposed design principles, 2016



14 Resultate einer nichtlinearen Modellierung: Verformungsdiagramm (links) und Rissbildungsdiagramm (rechts)  
Results of non-linear modelling: Deformation diagram (left) and cracking diagram (right)

und der Tragfähigkeit der Fugen von stahlfaserbewehrten Tübbingen, obwohl sie im Vergleich zur numerischen Modellierung deutlich grössere wirtschaftliche Anstrengungen erfordern.

### 3.3.3 Belastungstest an Grosselementen («full-scale test»)

Anhand bestehender Berechnungsmodelle ist es oft sehr schwierig, das reelle Tragverhalten stahlfaserbewehrter Tübbinge abzubilden, besonders bei Belastungen, die Spalt- und Randzugkräfte hervorrufen (z.B. bei Krafteinleitung in die Fugen). Aus diesem Grund sind Belastungstests an Grosselementen für eine zuverlässige Bemessung der stahlfaserbewehrten Tübbinge oftmals unerlässlich. In diesem Abschnitt wird ein Referenzbeispiel eines typischen Point-Load-Tests an einem Tübbingelement beschrieben.

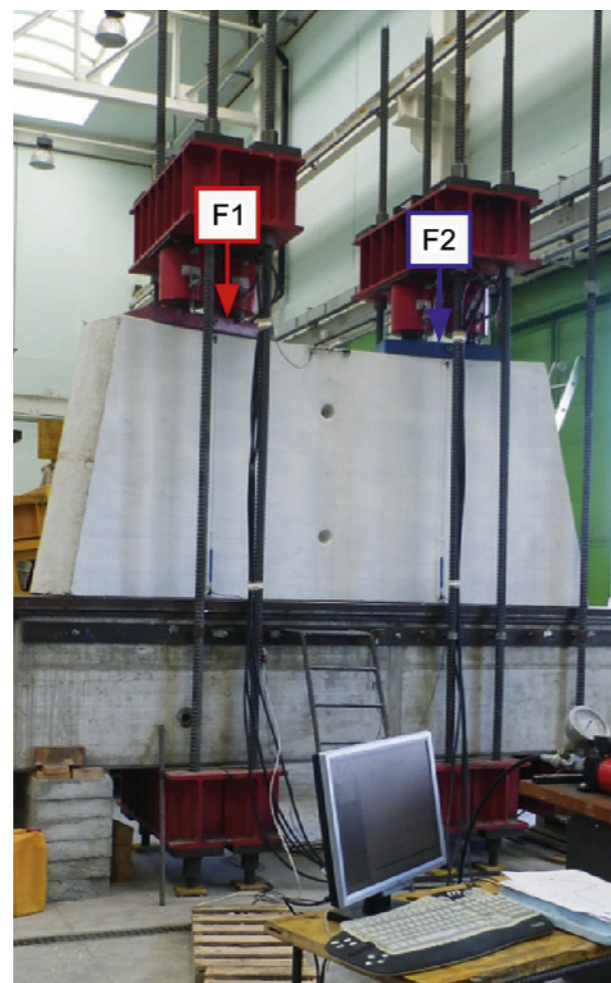
Zuerst wurde im Labor ein Tübbing mit ähnlichen Baustoffen (Stahlfasergehalt  $40 \text{ kg/m}^3$ ), ähnlicher Geometrie (30 cm Dicke, 2 m abgewinkelte Länge und 1,4 m Breite) und vergleichbarem Herstellungsprozess, wie auf der zukünftigen Baustelle vorgesehen, vorbereitet. Die Last wurde über zwei Lasteinleitungselemente, welche mit den effektiven Pressenschuhen der TBM geometrisch gleichwertig sind, in die Tübbingfuge eingeleitet (siehe Bild 15). Bei diesem Point-Load-Test wurde eine gleichmässige Kraftübertragung in der Kontaktfläche angenommen. Die eingeleitete Kraft wurde kontinuierlich durch Kraftmessdosen erfasst und aufgezeichnet. Über vier potenziometrische Wegaufnehmer (zwei bei der Innenlaibung und zwei bei der Aussenlaibung des Tübbings) wurde die vertikale Verformung gemessen, während ein induktiver Wegaufnehmer (LVDT) zwischen den Pressenschuhen angebracht wurde (in Querrichtung bzw. entlang der Ringfuge), um die Rissbreite in diesem Bereich zu bestimmen.

Der erste Riss entstand bei einer Kraftstufe von 2230 kN (bei jedem Pressenschuh) an der Innen- und Aussenlaibung sowie auf der oberen Fläche mit einer maximalen Rissbreite von 0,2–0,25 mm (siehe Bild 16). Weitere Risse wurden bei einer Kraftstufe von 2460 kN mit einer maximalen Rissbreite von ca. 0,40 mm an der Innen- und Aussenlaibung festgestellt.

determination of the actual behaviour and load-bearing capacity of the joints in steel-fibre reinforced segmental linings, despite the fact that they necessitate significantly greater economic efforts than numerical modelling.

### 3.3.3 Full-Scale Load Tests

It is frequently very difficult to represent, using existing computation models, the real load-bearing behaviour of steel-



15 Aufbau des Point-Load-Tests  
Apparatus for the point-load test

Bei der Kraftstufe von 2750 kN erschienen weitere Risse auf der Innen- und Aussenlaibung sowie auf der oberen Fläche mit einer maximalen Rissbreite von ca. 0,5 mm. Bei der letzten Kraftstufe von 3680 kN wurden Rissbreiten von ca. 1,2 mm gemessen. In Bild 17 ist die Rissbildung in Abhängigkeit von den Kraftstufen dargestellt.

## 4 Schlussbemerkungen

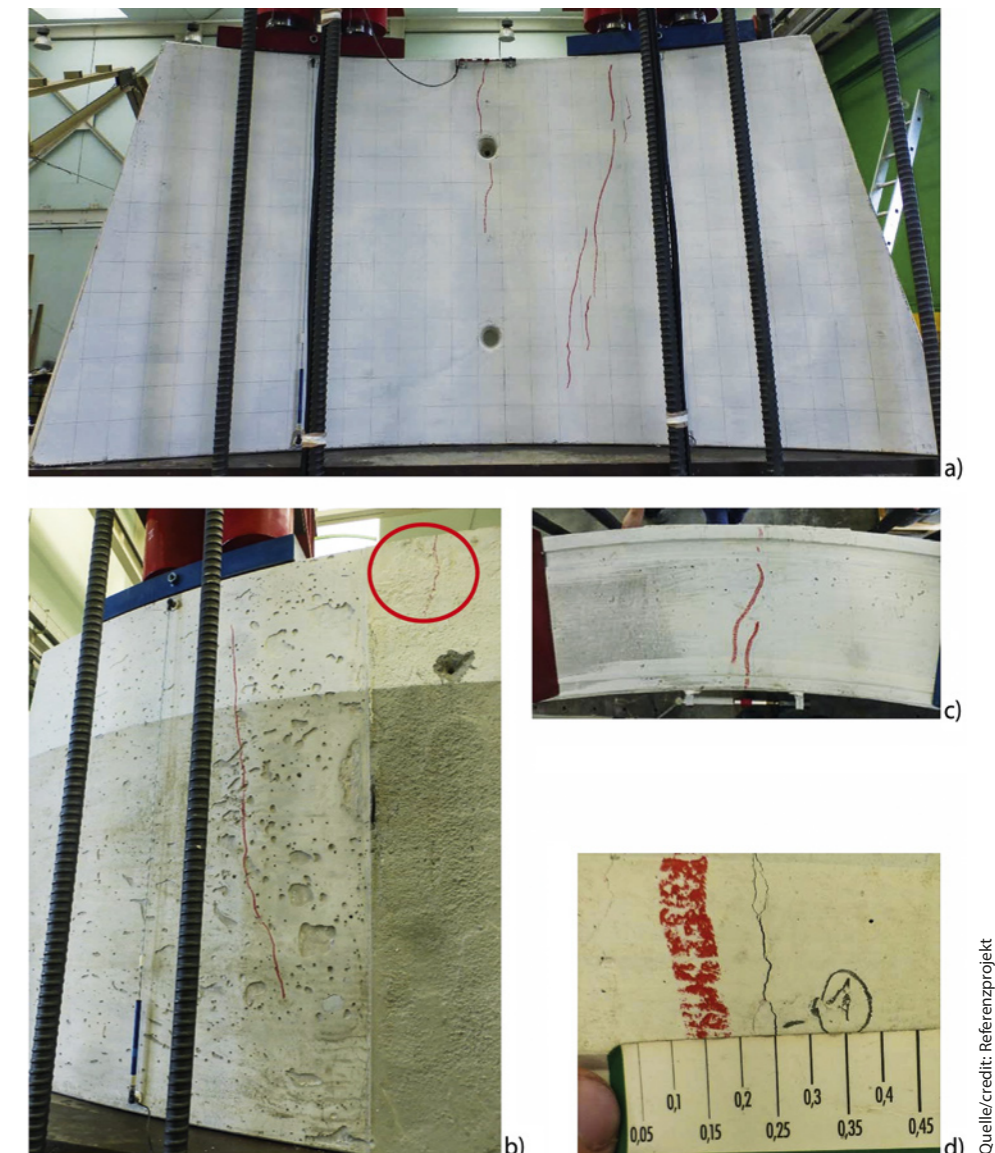
Dieser Artikel gibt einen kurzen Überblick über die Erfahrungen, die bei der Projektierung stahlfaserbewehrter Tübbinge gemacht wurden. Es sind zurzeit noch kaum relevante national anerkannte Normenwerke für die Bemessung stahlfaserbewehrter Tübbinge vorhanden. Es gibt zwar verschiedene Publikationen und Richtlinien für die Bemessung stahlfaserbewehrter Tübbinge, und das Tragverhalten für Biegung und Normalkraft kann mit einfachen Modellen ausreichend genau erfasst werden, doch ist insbesondere die Tragfähigkeit der Fugen ein Aspekt, der nur mittels Versuchen wirklich zuverlässig behandelt werden kann.

## Literatur/References

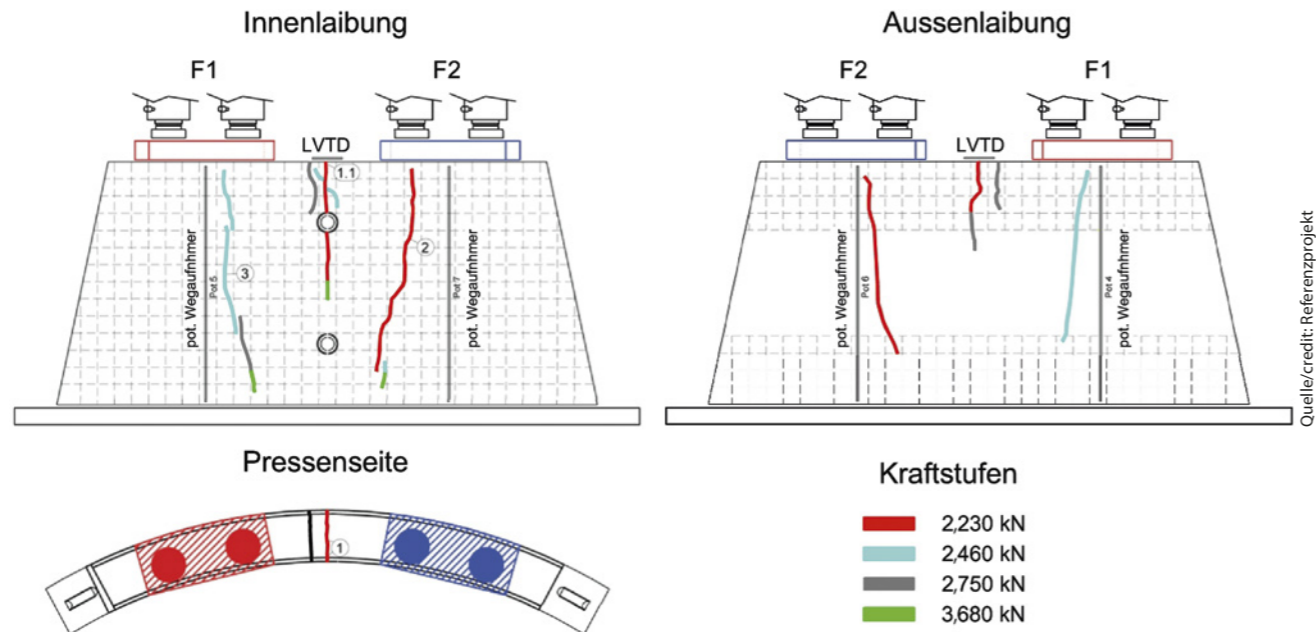
- [1] American Concrete Institute (ACI) – SP-44 Fiber Reinforced Concrete, 1974
- [2] American Concrete Institute (ACI) – 544 State of the art Report on Fiber Reinforced Concrete, 1982
- [3] fib Bulletin 65 – Model Code 2010 – Final draft, Volume 1, 2012
- [4] fib Bulletin 66 – Model Code 2010 – Final draft, Volume 2, 2012
- [5] DAUB – Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen, 2013
- [6] fib Bulletin 83 – Precast tunnel segments in fibre-reinforced concrete, 2017
- [7] ITA Working Group 2 – Twenty years of FRC tunnel segments practice: lessons learnt and proposed design principles, 2016

fibre reinforced lining elements, especially in the case of loads which generate splitting and boundary tensile forces (in the case, for example, of transmission of forces into the joints). For this reason, load tests on full-scale elements are in many cases indispensable for reliable design/dimensioning of steel-fibre reinforced segmental linings. A reference example of a typical point-load test on a segmental element is described in this section.

A segmental-lining element consisting of similar materials (steel fibre content:  $40 \text{ kg/m}^3$ ) and of similar geometry (30 cm thickness, 2 m projected length and 1.4 m width) was firstly prepared in the laboratory using a production process comparable to that to be used on the future site. The load was transmitted to the segmental-element joint



16 Erstrissbildung bei einer Kraftstufe von 2230 kN bei jedem Pressenschuh: a) Innenseite; b) Aussenseite; c) Fuge; d) maximale Rissbreite  
Initial cracking at a force level of 2,230 kN on each ram pad: (a) inner side; (b) outer side; (c) joint; (d) maximum crack width



17 Zusammenfassung der Rissbildung am Ende des Point-Load-Tests  
Summary of cracking at the end of the point-load test

[8] ITAtech Activity Group – ITAtech guidance for precast fibre reinforced concrete segments – Vol. 1: design aspects, 2016

[9] Marco di Prisco – National and international normative landscape – Structural use of fibre reinforced concrete in underground projects, 2017

[10] Giuseppe Tiberti, Giovanni Plizzari, Elena Chiriotti – Structural use of fibre reinforced concrete in precast segments, 2018

[11] Hansel Dieter, Philipp Guirguis – Stahlfaserbeton-Tübbinge: Stand der Technik und realisierte Projekte, 2011

[12] EN 14651: Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), 2005

[13] ASTM C1609/C1609M – Standard test method for flexural performance of fibre reinforced concrete (using beam with third-point loading), 2010

[14] ASTM C1550/1550M – Standard test method for flexural toughness of fibre reinforced concrete (using centrally loaded round panel), 2012

[15] JCI-SF4 – Method of tests for flexural strength and flexural toughness of fibre reinforced concrete – Japanese Standard

[16] Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 2: Concrete – Specification, properties, production and conformity – Application rules for DIN EN 206-1, ANNEX O

[17] RILEM TC 162-TDF – Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Design with « $\sigma$ - $\epsilon$  method», 2003

[18] CNR-DT-204 – Guidelines for design, construction and production control of fibre reinforced concrete structures, 2006

via two load-transmission elements, which were geometrically equivalent to the effective ram pads of the TBM cylinders (see Fig. 15). In this point-load test, uniform transmission of force in the contact surface was assumed. The force transmitted was continuously measured and recorded by means of load cells. Four potentiometer transducers (two on the inner face and two on the outer face of the segmental element) were used to measure vertical deformation, while an linear variable displacement transducer (LVDT) was fitted between the ram pads (in the longitudinal direction, or along the annular joint), in order to quantify crack width in this area.

The first crack occurred at a force level of 2,230 kN (on each ram pad) on the inner face and outer face and also on the upper surface, with a maximum crack width of 0.2 to 0.25 mm (see Fig. 16). Further cracks were also ascertained at a force level at 2,460 kN, on the inner face and outer face, with a maximum crack width of approx. 0.40 mm. At a force level of 2,750 kN, further cracks appeared on the inner face and outer face, and also on the upper surface, with a maximum crack width of approx. 0.5 mm. Crack widths of approx. 1.2 mm were measured at the final force level of 3,680 kN. Cracking is shown as a function of force levels in Fig. 17.

#### 4 Concluding Remarks

This article provides a short overview of the experience gained in the planning and design of steel-fibre reinforced segmental linings. There are, at present, scarcely any relevant nationally recognised standard publications for the design and dimensioning of steel-fibre reinforced segmental linings. There are, it is true, various publications and

[19] DafStb – Richtlinie Stahlfaserbeton: Bemessung und Konstruktion; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Hinweise für die Ausführung, 2012

[20] AFTES no. GT38R1A1 – Design, dimensioning and execution of precast steel fibre reinforced concrete arch segments, 2013

[21] DBV-Richtlinie – Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau, 1992

[22] ACI 544.7R.16 – Report on design and construction of fiber-reinforced precast concrete tunnel segments, 2016

codes of practice for the design of steel-fibre reinforced segmental linings, and structural-safety behaviour can be determined with adequate accuracy for flexure and normal force using simple models, but the load-bearing capacity of the joints, in particular, is an aspect which can be determined with genuine reliability only by means of testing at a true scale.

Matthias Ohnesorge, Corporate Product Engineer – Injections, Sika Services AG, Zürich/CH

# Actual State of Injection Materials and Innovation

## Tunnelling, Mining and Concrete Structures

Sika has institutionalised the Sika Product Creation Process with its strong focus on consistently developing new products, systems and solutions for bonding, sealing, reinforcing, strengthening and protecting in the defined target markets. The latest innovation is the worldwide first acrylate injection resin with passivating properties, which provides an active corrosion protection. Below is an overview of the actual state of injection materials for tunnelling and mining as well as suitable products for repairing and waterproofing injections of concrete structures (see Fig. 1).

### 1 Actual State of Injection Materials – Introduction

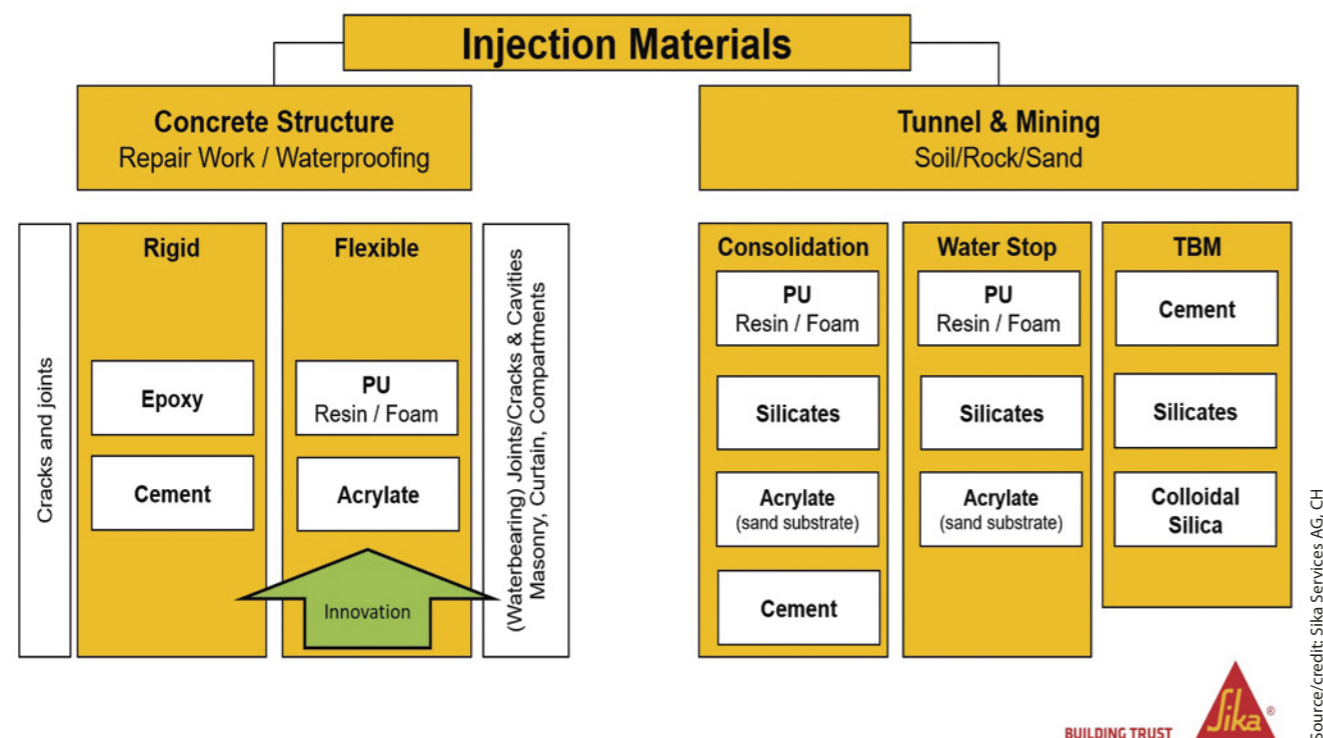
While injections into concrete are usually performed into small cracks and cavities, for example from approximately 0.1 mm to 3 mm, injection jobs in tunnelling and mining usually fill gaps and cavities of some centimetres up to cubic metres. Nevertheless, the chemical base of both types is comparable.

### 2 Tunnelling and Mining

#### 2.1 Products for Tunnelling and Mining – Advantages/Disadvantages

For injections into the ground, the general differentiation is comparable to concrete injections: rigid products for consolidation issues, dominated by cementitious grouts and completed with fast-reacting rigid resins on one hand and elastic water-stopping/waterproofing resins on the other hand. As

## SYSTEM OVERVIEW



1 Injection Products Overview

## Aktuelle und innovative Injektionsmaterialien – eine Übersicht

### Abdichtungs- und Instandsetzungsprodukte für den Tunnel- und Bergbau

Im Rahmen seines institutionalisierten Forschungs- und Entwicklungsprozesses legt Sika den Schwerpunkt auf die fortlaufende Entwicklung neuer Produkte, Systeme und Lösungen zum Kleben, Abdichten, Verstärken und Schützen für die festgelegten Zielmärkte. Die neueste Innovation ist das weltweit erste Acrylat-Injektionsharz mit passivierenden Eigenschaften für einen aktiven Korrosionsschutz. Es folgt eine Übersicht über aktuell verfügbare Injektionsmaterialien für den Tunnel- und Bergbau sowie geeignete Injektionsprodukte für die Instandsetzung und Abdichtung von Betonbauwerken (siehe Grafik 1).

### Le point sur les innovations et les matériaux en matière d'injection

#### Tunnels, mines et structures en béton

Sika a institutionnalisé son processus de création de produits, le Sika Product Creation Process, en apportant une attention particulière au développement permanent de nouveaux produits, systèmes et solutions pour les opérations de liaison, serrement, renforcement, consolidation et protection sur les marchés cibles qu'elle a définis. Dernière innovation en la matière, la première résine d'injection à base d'acrylate au monde dotée de propriétés de passivation fournit une protection active contre la corrosion. Les éléments ci-dessous fournissent une vue d'ensemble actuelle des matériaux d'injection pour le secteur des tunnels et des mines, ainsi que des produits adaptés aux injections de structures en béton aux fins de réparation et d'étanchéité (cf. Figure 1).

### Stato attuale dei materiali di iniezione e dell'innovazione

#### Costruzione di gallerie, estrazione mineraria e strutture di calcestruzzo

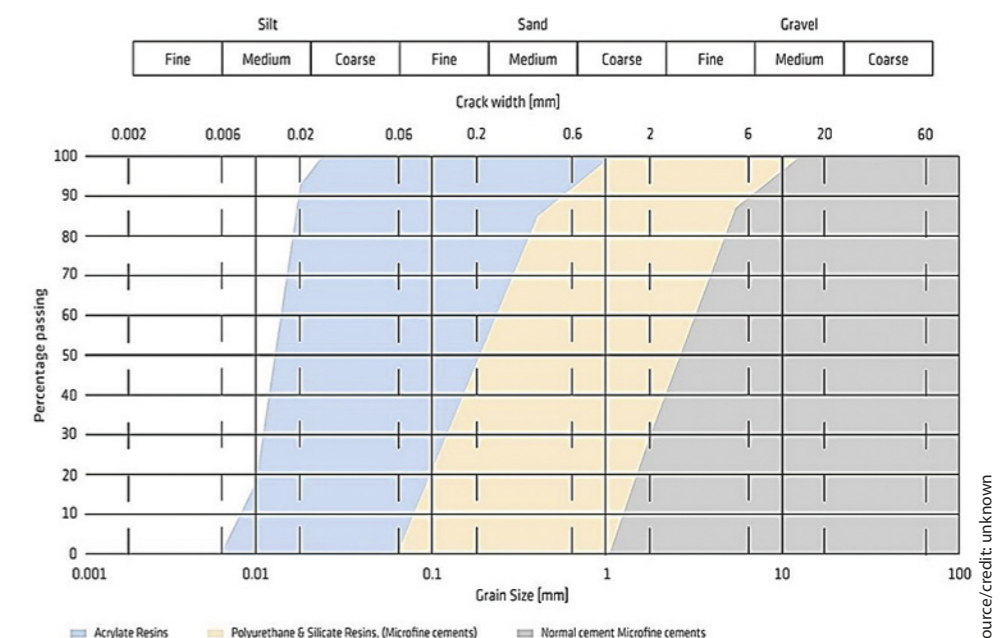
Sika ha istituzionalizzato il processo di creazione dei prodotti Sika con la sua forte attenzione sullo sviluppo coerente di nuovi prodotti, sistemi e soluzioni per la giunzione, la sigillatura, il rinforzo, il consolidamento e la protezione in mercati obiettivo definiti. L'ultima innovazione è la prima resina di iniezione di acrilato al mondo con proprietà passivanti, che fornisce una protezione attiva contro la corrosione. Di seguito è disponibile una panoramica dello stato attuale dei materiali di iniezione per la costruzione di gallerie e l'estrazione mineraria e dei prodotti adatti per le iniezioni di riparazione e impermeabilizzazione delle strutture di calcestruzzo (vedere la figura 1).

soon as water is flowing in the ground, slow-curing systems reach their limits and fast-reacting resins are required. Silicate or polyurethane-based (PU) resins, both foaming and compact, are available. Low-viscosity acrylic-based resins complete this range. Applications in front of a TBM (or in coal mining) require a more specific material performance: cuttable and planable.

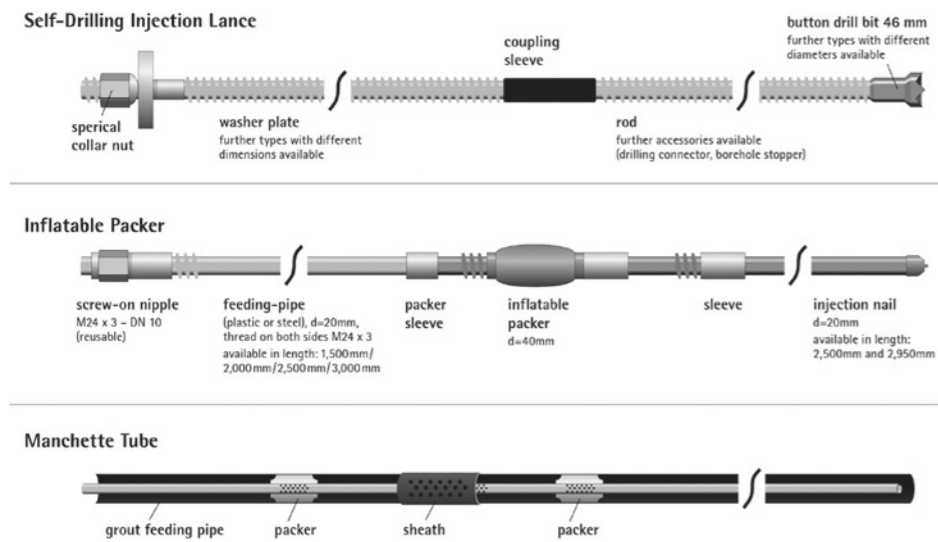
### 2.2 Why Use Reaction Resins

Problems with ground conditions, geological fault zones, rock failure, settlements and especially water ingress require stabilisation and waterproofing solutions. Pressing water can be stopped; work safety and environmental issues can be improved. The tunnel ad-

vance can be speeded up, and finally the total construction cost will be reduced.



2 Ground Soil Injectability



3 Injection Equipment

### 2.3 Why Use Different Systems

Mineral systems have a low price per kilogram and are locally available almost everywhere in the world. Filling cavities and ground consolidation is usually done with cement grouting first. If the ground is dense, other solutions with better penetration are needed, like fine gravel – sandy to silty.

PU-based resins are available in compact, very rigid versions and also in foaming, large, expanding versions. Modern generations of resins make up a modular system that can be adapted on-site.

Thixotropic versions for overhead bolting and anchoring complete this field.

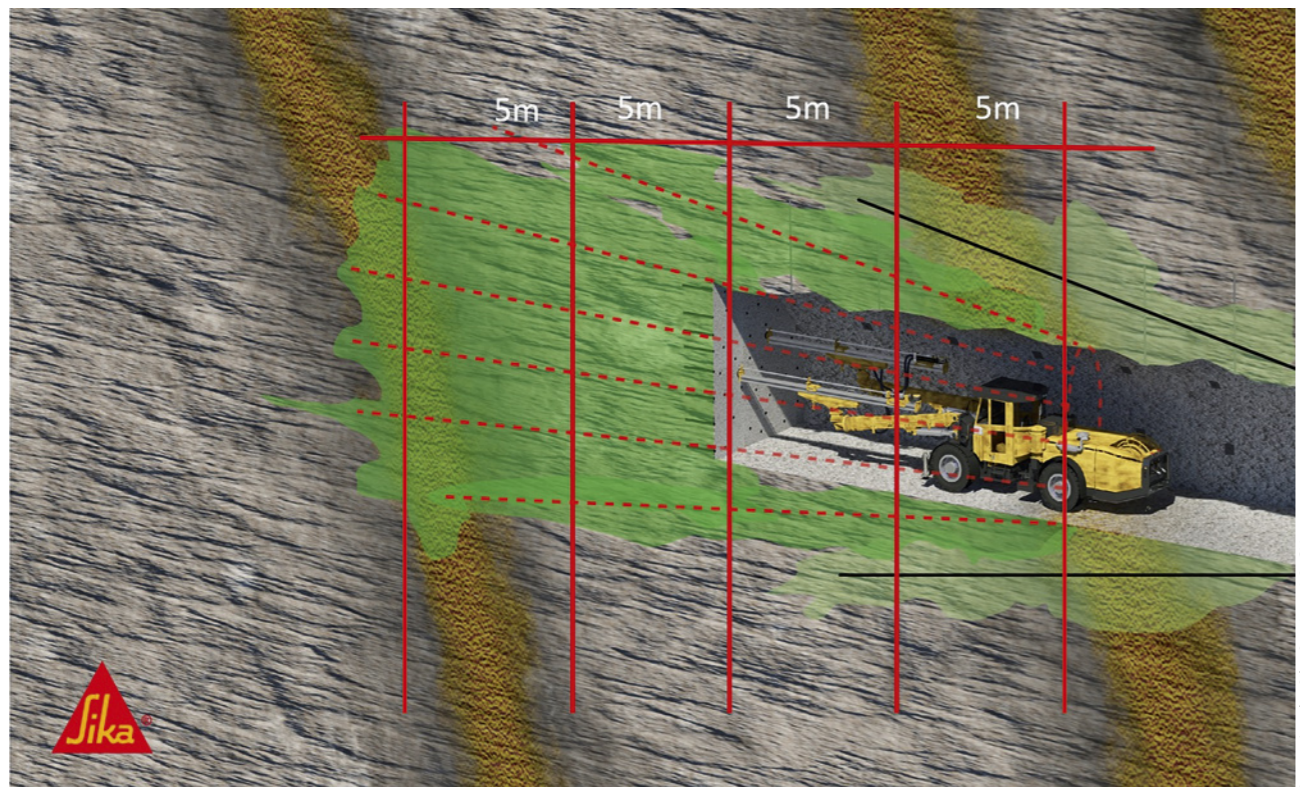
Acrylate resins are soft elastic and preferably used for many waterproofing applications.

Thanks to their very low viscosity, acrylate systems are widely used – preferably in sandy ground, but also in joint sealing applications and in membrane compartment systems.

PU-based resins are water-reactive and therefore perfect for stopping the flow of even heavily pressing water. Silicates are also available in compact and foaming versions. Both are cuttable and plannable and therefore ideal for consolidation jobs in front of a TBM or in coal mining applications. The certified low reaction temperature allows for its use in coal mining applications.

Silicate resins cure in the presence or absence of water – there is no further expansion.

Source/credit: unknown



4 Pre-injection

### 2.4 Equipment – Packers, Lances, Pumps

Inflatable packers are very common and used for the injection of a solution/resin into the rock. In combination with plastic or metal rods the packer will be inserted into the drill hole, until the desired depth in which the resin needs to be inserted reached. As soon as the rod with the packer is in position resin will inflate the packer, will keep in position and seal the hole to allow a controlled injection of the material into one direction. When a certain pressure is reached, a small plate bursts and allows the resin to pass through to the area in which it is required.

Hollow (perforated) drill rods – self-drilling anchors – are also common as are manchette tubes. Two-component pumps deliver the resin in a ratio of 1:1 parts by volume.

### 2.5 Application Methods

Pre-injection is done in advance to consolidate the ground and reduce the flow of water. It is done at a depth of four times the length of the desired excavation or blast step. Even if a pre-injection target of 100% is not realistic, it can solve almost all problems in advance. Pre-injected tunnels show remarkably fewer problems than tunnels that were not pre-injected. Post-injection alone is difficult, more costly and sometimes impossible. As a supplement, post-injection is very effective.

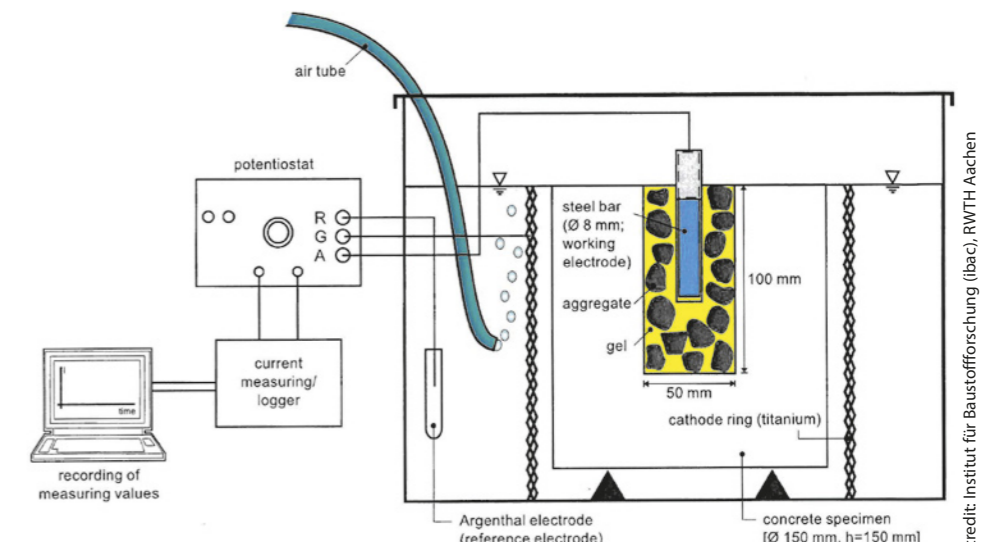
## 3 Concrete Structures

### 3.1 Products for Concrete Structures – Advantages/ Disadvantages

For injections into concrete (according to EN 1504-5), the reason of why to inject a certain area to improve its properties needs to be determined first in order to use the correct injection material. The following three different solutions could be required:

- structural repair (F)
- flexible or ductile (D)
- sealing or swelling (S)

Structural repair requires rigid injection materials. Their mechanical parameters must be equal to or higher than the ambient concrete. This is usually done with epoxy resins or cementitious grouts. But even some polyurethane resins (PU) are available with very high mechanical parameters. Cement is always the most economical solution, but limited



Principal Sketch of the "Gravel Pocket Test" set-up

5 Gravel Pocket Test

Source/credit: Institut für Baustoffforschung (ibac), RWTH Aachen

in the case of flushing water and in regards to watertightness. Epoxy resins usually show very high mechanical parameters. The shrinkage after curing should be certified < 3% (EN 1504-5) for reliable results. The use of epoxies is limited in damp and wet environments and at low temperatures.

Flexible filling of cracks – classical waterproofing – is typically done with PU foams/resins or acrylate resins. PU-based resins are usually hydrophilic, water-reactive and show good penetration into fine cracks. This is ideal for injections into wet cracks and for stopping flowing water (PU foams). Acrylate resins have a very low viscosity and very good penetration into the finest of cracks and aggregates. They are water-based, eco-friendly and more economical than PU.

But acrylate resins contain water and salt (reaction starter) and therefore, in combination with oxygen, they have all the required parts to cause corrosion on the reinforcement steel bars. This is why acrylate gels have been seen critically in cracked steel concrete until today.

### 3.2 Innovation – Unique Acrylic Resin with Active Corrosion Protection

In «healthy» concrete, the high alkalinity (pH >12) promotes the formation of a uniform passivating layer on the steel's surface. Even if this is only a 3 to 10 nm layer, it prevents and prohibits further corrosion due to its high density. In areas of cracks, joints, shrinkage and especially honeycombs, water can enter the structure. The pH value is lowered due to out-wash of the OH- ions, and the passivation layer gets broken. Due to the ingress of water and oxygen, steel will corrode, and the corrosion products put stress on the concrete due to the increase in volume. Injections have to be performed before concrete spalling takes place.

Thanks to their low viscosity and eco-friendly performance, acrylate resins have been used for waterproofing injections into the ground (curtain injections) for years. Thanks to their swelling capability and re-injectability in injection hoses, acrylate resins have been used more and more in joints, cracks and cavities of concrete structures, too. Since these typically cross the steel reinforcement, it is mandatory for the non-corrosive performance of the injection product

to be approved. The Institut für Baustoffforschung (ibac) of RWTH Aachen is the leading German testing institute for this testing and certification process.

- The process consists of three different tests:
- Potentiostatic corrosion test on «cracked» specimens
- Potentiostatic «Gravel Pocket Test» honeycombing
- «Lollipop Test» in accordance with DIN EN 480-14 /6/ (concrete and mortar additives) (Figure 6 a)



6 Lollipop Test. Conventional Acrylate vs Sika® Injection-307

Source/credit: Sika Services AG, CH

In all tests a polarisation rate of 100 mV per day was applied until a total anodic polarisation of 500 mV against the free corrosion potential of the working electrode (acrylate-resin-coated steel electrode) was reached. During the polarisation phase, the macrocell corrosion currents were measured and recorded every two hours (Lit 1, ibac). Polarisation for 110 and 238 days.

The current density is measured and should decrease after the application of the maximum polarisation. After the electrochemical tests, the electrodes were taken out and visual inspections were carried out to assess the state of corrosion of the working electrodes.

Sika® Injection-307 – a new generation of acrylate resins – has been successfully tested at the ibac institute. The unique, patented formulation provides a passivation layer directly on the steel surface. In all three testing set-ups, the current density dropped and decreased continuously after reaching the maximum polarisation.

### 3.3 Results

Sika® Injection-307 is the only acrylate resin that builds up a passivating layer, thus providing active corrosion protection. The results show that this effect is independent of the crack width and the pH value of the ambient concrete. Active corrosion protection is built up even in carbonated concrete and in honeycombs.

A new generation of acrylic resins can be used in steel concrete.

### Literature/References

- [1] Assessment, report: Corrosion tests on Sika® Injection-307 in contact with reinforcing steel. Dr Michael Raupach, Institut für Baustoffforschung (ibac), RWTH Aachen



Laurent Boiron, Ing. dipl. HES, Holcim (Suisse) SA, Zürich/CH

## BFUP Ductal® dans les travaux souterrains

### Application et potentiel du BFUP (béton fibré ultra-performant)

En Suisse, le BFUP (béton fibré ultra-performant) est couramment utilisé pour la réparation d'ouvrages d'art, d'ouvrages hydrauliques ou de bâtiments. Depuis une quinzaine d'années, il est mis en œuvre de différentes manières pour renforcer ou protéger des ouvrages neufs ou existants. Les évolutions récentes permettent d'envisager à présent son utilisation dans les ouvrages souterrains.

## Ductal® UHPC for underground structures

### Application and potential of UHPC

#### (Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete)

In Switzerland, UHPC (Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete) is commonly used to repair engineering structures, hydraulic structures and buildings. For around 15 years, it has been used in various ways to reinforce and protect new and existing structures. Recent developments mean that it is now possible to envisage using it on underground structures.

#### 1 Introduction

En Suisse, le BFUP (béton fibré ultra-performant) est utilisé depuis une quinzaine d'années pour le renforcement et la protection d'ouvrages d'art. Le BFUP est le fruit d'années de recherche et développement, portées par l'EPFL ou le groupe LafargeHolcim notamment, qui ont permis d'éliminer tous les problèmes liés à la durabilité du béton. En effet, grâce à sa matrice extrêmement dense optimisée et aux fibres métalliques qui le composent, le matériau présente une excellente résistance à la traction et à la compression, mais également des propriétés de durabilité nettement supérieures à celle du béton.

Jusqu'à présent, ces propriétés exceptionnelles ont été utilisées principalement pour le renforcement ou l'étanchéité de ponts ou de bâtiments, mais également pour la protection d'ouvrages hydrauliques face aux problématiques d'abrasion et de chocs.

Les recherches des dernières années ont permis de développer un BFUP projeté dont la mise en œuvre s'adresse aux travaux souterrains et à la réparation d'ouvrages. Cette technologie évite la mise en place de coffrages souvent complexes et coûteux. Le développement de formulations résistantes au feu permet également de considérer le potentiel du BFUP dans des applications plus courantes.

#### 1.1 Le matériau BFUP

Les performances exceptionnelles du BFUP Ductal® résultent d'une combinaison de facteurs: une matrice cimentaire

#### 1 Introduction

In Switzerland, UHPC (Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete) has been used for around 15 years to reinforce and protect engineering structures. UHPC is the result of years of research and development work conducted by the EPFL (Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne) and the LafargeHolcim Group in particular, which have managed to resolve all issues relating to the durability of concrete. In fact, thanks to its optimised, extremely dense matrix and metallic fibres, the material boasts excellent tensile and compressive strength but also durability properties that are far superior to those of concrete.

Until now, these exceptional properties have mainly been used to reinforce and seal bridges and buildings but also to protect hydraulic structures from abrasion and impacts.

Research conducted in recent years has led to the development of sprayed UHPC, designed to be used in underground structures and for repairing structures. This technology eliminates the use of formworks, which are often complex and expensive. The development of fire-resistant formulas also means that UHPC could potentially be used in more routine applications.

#### 1.1 UHPC – the material

The exceptional performance properties of the UHPC known as Ductal® are due to a combination of factors: an optimised cement matrix which aims to reduce porosity with a maximum diameter of 1 mm, a very low water/cement

### Der Einsatz von UHFB Ductal® im Tunnelbau

#### Anwendung und Potenzial von ultrahochfestem Beton (UHFB)

Aufgrund seiner optimierten Kornzusammensetzung und des hohen Stahlfasergehalts verfügt UHFB über ausgezeichnete mechanische Eigenschaften und eine wesentlich höhere Langlebigkeit als Beton. Das Potenzial für den Einsatz im Tunnelbau ist erheblich, sowohl als Fertigteile für die Umsetzung von Tübbing als auch zur Verarbeitung mit fließfähigem Material bei der Instandsetzung von bestehenden Tunneln. Die neuesten Innovationen von LafargeHolcim ermöglichten die Umsetzung mehrerer Projekte in Frankreich mit gespritztem UHFB Ductal® und ebneten so den Weg für eine ganze Reihe neuer Anwendungen.

### CFAP Ductal® per opere in sotterraneo

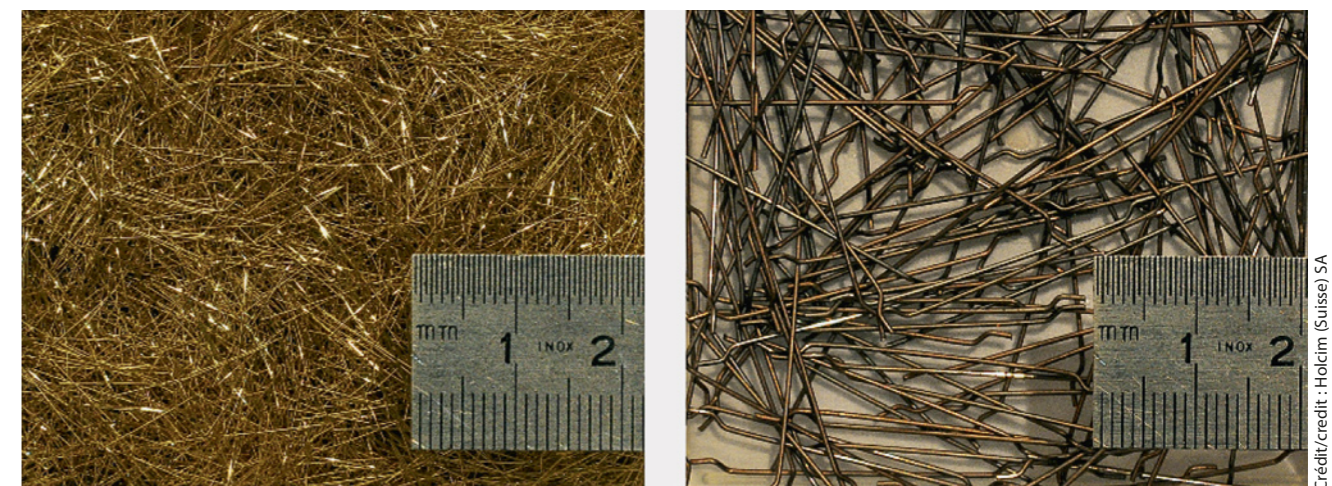
#### Applicazione e potenzialità del CFAP (calcestruzzo fibrorinforzato ad altissime prestazioni)

Grazie alla sua composizione granulare ottimizzata e alla presenza di una grande quantità di fibre metalliche, il BFUP ha un'eccellente resistenza meccanica e una durata molto superiore a quella del calcestruzzo standard. Le potenzialità di impiego di questo prodotto sono molto elevate nel settore delle opere sotterranee, sia a livello di prefabbricati per la costruzione di conci che di getti in situ durante il ripristino di gallerie esistenti. I recenti sviluppi di LafargeHolcim hanno permesso di realizzare diversi progetti in Francia con l'innovativo CFAP Ductal®, aprendo la strada a tutta una serie di nuovi utilizzi.

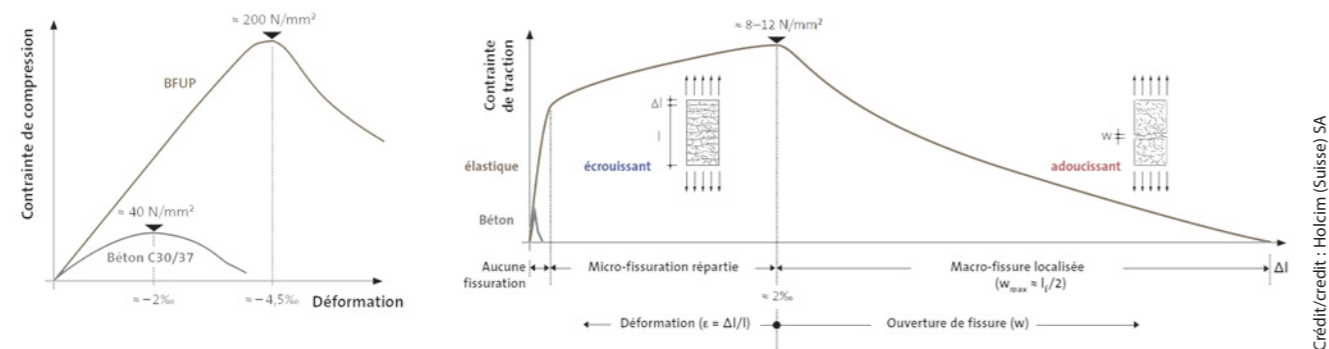
Type de béton Type of concrete	Classe Class	Rapport E/C W/C ratio	Compression Compression	Traction élastique Elastic tensile strength	Traction ultime Ultimate tensile strength	Normes Standards
Béton ordinaire Normal concrete	➔ C50/60	0.45 – 0.65	20 – 50 MPa	Non considéré Not considered	> 7 MPa	SN EN 206-1 SIA 262
Béton à hautes performances High-performance concrete	➔ C100/115	0.30 – 0.40	55 – 110 MPa			SN EN 206-1 SIA 262
Béton fibré ultra-performant Ultra-high performance fibre-reinforced concrete	Sorte UA Type UA	0.15 – 0.25	120 – 200 MPa	> 7 MPa	> 7.7 MPa	SIA 2052
	Sorte UB Type UB	0.15 – 0.25	120 – 200 MPa	> 10 MPa	> 12 MPa	SIA 2052

Tableau 1 Comparatif des types de bétons

Table 1 Comparison of types of concrete



1 Comparaison volume de fibres dans un BFUP (3 – 4 %) à gauche, et dans un béton fibré (0,5 %) à droite  
Comparison of volume of fibres in UHPC (3 % – 4 %) left, and in fibre-reinforced concrete (0.5 %) right



Crédit/credit : Holcim (Suisse) SA

2 Comportement en compression et en traction d'un BFUP comparativement à un béton standard  
Compressive and tensile behaviour of UHPC compared to that of standard concrete

optimisée qui vise à réduire les porosités avec un diamètre maximal de 1 mm; un rapport eau/ciment très faible ( $E/C < 0,20$ ) et une forte adjuvantation; l'ajout d'une quantité importante de fibres métalliques ( $250\text{--}300\text{ kg/m}^3$  comparé à un béton fibré  $30\text{--}80\text{ kg/m}^3$ ). Ces éléments permettent d'obtenir des résistances à la compression pouvant dépasser les 200 MPa (le cahier technique SIA 20521 Suisse exige une résistance à la compression supérieure à 120 MPa). Les fibres métalliques présentes en grande quantité permettent un comportement écrouissant en traction avec des valeurs supérieures à 12 MPa.

Ces propriétés mécaniques confèrent également au BFUP une très bonne résistance à l'abrasion et aux impacts. La matrice très dense apporte une durabilité hors norme au matériau et protège les structures contre les chlorures, les altérations chimiques, les infiltrations d'eau et les effets des cycles de gel-dégel.

Le BFUP est défini en Suisse dans le cahier technique SIA 2052 en trois catégories. Les catégories UA et UB sont utilisées pour les éléments structurels. Elles se différencient par leur classe de résistance élastique à la traction de respectivement 7 MPa et 10 MPa.

Le BFUP peut être mis en œuvre sous forme autoplaçante, formule simple permettant de remplir des coffrages (préfabrication ou sur le chantier) ou sous forme thixotrope, compatible avec une pente jusqu'à 20%.

### 1.2 Le BFUP projeté

Les applications en BFUP traditionnel se sont multipliées au cours des dernières années. Fort de ses 25 ans d'expérience avec la gamme de solutions Ductal®, le groupe LafargeHolcim a développé un BFUP projeté pour répondre aux nombreuses attentes de ses clients visant à simplifier l'application sur des surfaces verticales en se passant de coffrages. Après deux ans de développement en collaboration avec une entreprise partenaire, la pompabilité et la rhéologie ont pu être optimisées et le BFUP projeté, mis en œuvre dans le cadre de plusieurs projets de conduits métalliques en France. Cette solution est plus économique et plus rapide que les solutions traditionnellement utilisées pour la réparation de ces éléments.

ratio ( $W/C < 0,20$ ), a strong admixture, and the addition of a large quantity of steel fibres ( $250\text{--}300\text{ kg/m}^3$ , compared to fibre-reinforced concrete which has  $30\text{--}80\text{ kg/m}^3$ ). These elements enable compressive strength levels which can exceed 200 MPa (the Swiss Society of Engineers and Architects' standard SIA 20,521 requires compressive strength more than 120 MPa). The large number of steel fibres enable strain-hardening tensile behaviour with values more than 12 MPa.

On account of these mechanical properties, UHPC also boasts excellent abrasion- and impact-resistance. The very dense matrix provides the material with extraordinary durability and protects structures against chlorides, chemical weathering, water infiltration and the effects of freeze-thaw cycles.

UHPC is defined in Switzerland in the standard SIA 2052 in three categories. Categories UA and UB are used for structural elements. They differ from each other because of their elastic tensile strength class of 7 MPa and 10 MPa respectively.

UHPC can be used in the form of self-compacting concrete, a simple formula making it possible to fill formwork (whether precast or cast in situ at the construction site) or in the form of thixotropic concrete, which is compatible with a gradient of up to 20%.

### 1.2 Sprayed UHPC

The possible applications for conventional UHPC have multiplied over the last few years. Armed with its 25 years of experience with the Ductal® range of solutions, the LafargeHolcim Group has developed a sprayed UHPC, designed to meet the various needs of its clients by simplifying the way it is applied to vertical surfaces and removing the need of formworks. After two years of development work in collaboration with a partner company, pumpability and rheology have been optimised and the sprayed UHPC has been used as part of several metal culvert projects in France. This solution is more cost-effective and faster than the solutions traditionally used for repairing these elements.

Sprayed UHPC has not yet been defined in any Swiss standards but a material classification process is underway to enable large-scale usage. The values defined in accordance with

Le BFUP projeté n'est pas encore défini dans une norme en Suisse, mais un processus de classification du matériau est en cours pour une utilisation à large échelle. Les valeurs définies selon les normes françaises correspondent à une compression à 28 jours de 130 MPa en valeur caractéristique et une résistance caractéristique de 6 MPa en traction élastique.

Le Ductal® est projeté par voie humide sans adjonction d'activateur. Seule la consistance optimisée du matériau lui permet d'adhérer aux parois verticales jusqu'à l'horizontale (sommets de voûte). La projection se fait au moyen de machines standards existant sur le marché. L'avantage de ce matériau comparé à un béton projeté est le faible taux de perte (10%, dû principalement à l'écoulement en bout de lance, pratiquement aucun rebond). Malgré un prix de matière première plus élevé, la rentabilité de la projection et la diminution de l'épaisseur permettent à cette solution d'être économiquement très intéressante.

### 2 Potentiel du BFUP dans les travaux souterrains

Le BFUP est actuellement utilisé en Suisse pour la protection ou le renforcement d'ouvrages d'art, de bâtiments et d'ouvrages hydrauliques. Les applications usuelles peuvent être facilement transposées à une utilisation dans les tunnels.

#### 2.1 Le BFUP pour voussoirs

Le BFUP autoplaçant est couramment utilisé dans la préfabrication. La grande fluidité du matériau et ses propriétés mécaniques permettent la réalisation de formes géométriques jusque-là impossibles. En architecture, ces propriétés sont mises à profit pour la réalisation d'éléments de façade ou d'éléments porteurs combinant couverture et structure. En ingénierie, le BFUP permet la réalisation de poutres précontraintes de grandes longueurs.

La fabrication de voussoirs en BFUP présente de nombreux avantages en raison de la réduction des épaisseurs nécessaires:

- Limitation des coûts et du nombre de rotations grâce au nombre d'éléments plus élevé par transport.
- Envisager un voussoir en BFUP lors de la conception (dimensionnement d'une section mixte en BFUP) permet également de réduire le diamètre total d'excavation et donc le volume de matériaux à traiter.
- Pour la réparation de tunnels, une faible épaisseur permet d'augmenter le gabarit disponible pour le trafic et/ou l'espace de travail.

Des voussoirs en BFUP garantissent par ailleurs une durabilité nettement supérieure à une réalisation standard en béton armé. La couche de BFUP fait office de couche de protection contre l'infiltration de chlorures et évite les problèmes liés à la carbonatation et à la RAG (réaction alcali-granulat). Les travaux d'entretien sont donc réduits et l'échéance de réparation repoussée.

French standards correspond to characteristic compressive strength at 28 days of 130 MPa and characteristic elastic tensile strength of 6 MPa.

Ductal® is wet-sprayed without the addition of any activators. The material's optimised consistency alone is what enables it to stick to vertical walls right up to the horizontal (top of vault). It is sprayed using standard machines already available on the market. The benefit of this material compared to shotcrete is the low loss rate (10%, due mainly to the flow at the end of the hose, with practically no rebound off the surface). Despite the fact that the raw material is more expensive, the cost-effectiveness of the spraying and the reduction in thickness of sprayed layers make this solution very interesting from an economical point of view.

### 2 Potential for UHPC to be used in underground construction

UHPC is currently used in Switzerland to protect and reinforce civil engineering structures, buildings and hydraulic structures. Its usual applications could easily be transferred to and carried out in tunnels as well.

#### 2.1 UHPC for segmental lining (precast segments)

Self-compacting UHPC is commonly used in precasting. The material's impressive fluidity and its mechanical properties enable geometric shapes to be created which were previously impossible. In architecture, these properties are put to good use in order to create façade elements and load-bearing elements thus combining aspects and structures. In engineering, UHPC enables very long prestressed beams to be created.

Manufacturing segmental linings using UHPC has various advantages on account of the reduction in required thickness:

- Minimising of costs and number of rotations thanks to the increased number of elements that can be transported.
- Envisaging a voussoir using UHPC at the design stage (determination of size of a composite section using UHPC) also makes it possible to reduce the total excavation diameter and therefore the volume of materials to be handled.
- When repairing tunnels, minimal thickness makes it possible to increase the available clearance for traffic and/or the workspace.

Segmental linings using UHPC also guarantee a level of durability that is far superior to a standard design using reinforced concrete. The UHPC layer acts as a protective layer against the infiltration of chlorides and prevents any issues relating to carbonation and alkali-silica reaction (ASR). Maintenance work is therefore reduced and the deadline for any further repair work is postponed.

#### 2.2 Insitu UHPC

In Switzerland, UHPC is always made in a concrete batching plant set up at the construction site for repairing engineering structures. It is therefore easy to imagine taking this applica-

## 2.2 Le BFUP coulé sur place

En Suisse, le BFUP est toujours fabriqué dans une centrale installée sur le chantier pour les besoins de la réfection d'ouvrages d'art. Il est donc facilement envisageable de transposer l'utilisation faite pour la protection des ponts à une plus grande échelle sur toute la partie exposée du tunnel. En envisageant un coulage sur toute la surface de la voûte comme avec un béton autoplaçant, une épaisseur de 5 cm est suffisante pour assurer un bon remplissage sur toute la hauteur de la voûte. Le coulage de BFUP sur place présente de nombreux avantages liés à la réduction des épaisseurs nécessaires et à l'augmentation de la durabilité de la voûte :

- Il permet de limiter le trafic à l'intérieur du tunnel suite à la réduction d'apport de matière.
- Envisager la mise en œuvre de BFUP lors de la conception (dimensionnement d'une section mixte en BFUP) permet également de réduire le diamètre total d'excavation et donc le volume de matériaux à traiter.
- Pour la réfection de tunnels, une faible épaisseur permet d'augmenter le gabarit disponible pour le trafic et/ou l'espace de travail. La réduction de l'apport de matière permet par ailleurs de limiter l'épaisseur de la voûte à remplacer et donc de réduire les travaux d'hydrodémolition.
- Le BFUP étant étanche, il agit comme couche de protection de la voûte renouvelée ou existante.

La mise en œuvre de BFUP coulé dans des coffrages implique cependant d'être attentif à sa poussée hydrostatique. Sa prise nécessitant plusieurs heures, aucune réduction de pression ne peut être considérée lors du coulage. Le dimensionnement des coffrages doit par conséquent intégrer cette poussée. Le BFUP coulé sur place semble peu économique pour un ouvrage neuf, car il nécessite une étape de travail supplémentaire, mais cette solution s'avère très intéressante dès lors qu'il s'agit d'une réfection de tunnel existant.

## 2.3 Le BFUP projeté

Après plus de deux ans de développement, l'entreprise LafargeHolcim, leader mondial du BFUP avec son produit Ductal®, commercialise le premier BFUP projeté au monde. Le développement de ce produit s'est fait en partenariat avec une entreprise active dans les ouvrages souterrains. Cette entreprise spécialisée dans le béton projeté classique avait besoin d'une solution innovante et économique pour remplacer d'autres moyens de réfection de conduits métalliques. Déjà utilisée sur plusieurs projets en France, cette technologie peut être mise en œuvre en Suisse pour la réfection de plans verticaux tels que des piliers de pont, mais aussi pour le renforcement de murs de soutènement ainsi que pour les besoins spécifiques du marché des tunnels. En effet, les performances de durabilité du BFUP projeté sont semblables au BFUP coulé sur place. Ceci est dû à l'orientation préférentielle des fibres et à la faible teneur en air une fois le matériel en place.

tion where it is used for protecting bridges and implementing it on a larger scale for the entire exposed section of a tunnel. By envisaging casting on the entire surface of the vault as with self-compacting concrete, a thickness of 5 cm is sufficient for ensuring decent filling for the entire height of the vault. Casting of in situ UHPC has numerous advantages on account of the reduction in required thickness and increase in the vault's durability:

- It makes it possible to limit traffic inside the tunnel as a result of the reduction in input of material.
- Envisaging the use of UHPC at the design stage (determination of size of a composite section using UHPC) also makes it possible to reduce the total excavation diameter and therefore the volume of materials to be handled.
- When repairing tunnels, minimal thickness makes it possible to increase the available clearance for traffic and/or the workspace. The reduction in the input of material also makes it possible to limit the thickness of the vault to be replaced and therefore reduce hydrodemolition work.
- As UHPC is impermeable, it acts as a protective layer for the renewed or existing vault.

However, the use of UHPC cast in formworks requires users to be mindful of its hydrostatic thrust. Since it requires several hours to set, no reduction in pressure can be considered during casting. The determination of the size of the formwork must therefore include such thrust. In situ UHPC seems rather uneconomical for a new structure as it requires an additional work stage; however this solution proves very interesting in the case of repairs to an existing tunnel.

## 2.3 Sprayed UHPC

After more than two years of development work, LafargeHolcim, the world leader in UHPC with its product Ductal®, now sells the world's first sprayed UHPC. This product was developed in partnership with a company involved in underground structures. This company which specialises in conventional shotcrete needed an innovative and cost-effective solution to replace other means of repairing metal culverts. This technology, which has already been used in several projects in France, can be used in Switzerland for repairing vertical surfaces such as bridge piers but also for reinforcing supporting walls and for the specific requirements of the tunnelling industry. In fact, the durability of sprayed UHPC is similar to that of in situ UHPC. This is due to the preferred fibre orientation and the low air content once the material is in place.

These high-performance attributes and exceptional durability of Ductal® shotcrete mean that the following applications can be envisaged:

- Reduction in thickness of shotcrete used on the vault following excavation.
- Use of shotcrete for sealing whilst removing a stage of the construction work.
- Use of Ductal® shotcrete to reinforce or protect an existing vault; reduction in required thickness and floating of the shotcrete surface possible.

Ces hautes performances et la durabilité exceptionnelle du Ductal® projeté permettent d'envisager les applications suivantes :

- diminution des épaisseurs de béton projeté sur la voûte après excavation ;
- utilisation de béton projeté pour l'étanchéité tout en supprimant une étape dans la réalisation des travaux ;
- utilisation du Ductal® projeté pour renforcer ou protéger une voûte existante ; diminution des épaisseurs nécessaires et talochage de la surface en béton projeté possible.

La porte s'ouvrira à toutes ces applications dès l'obtention de la certification du BFUP projeté. Le groupe LafargeHolcim a engagé les démarches en vue d'une certification qui permettra, de manière analogue à la France, de définir et contrôler les propriétés du béton projeté.

## 3 Application du BFUP dans les ouvrages souterrains

En France et au Japon, le BFUP a déjà été utilisé dans des projets de réfection d'ouvrages souterrains.

### 3.1 Le BFUP préfabriqué

Dans le cadre de la réfection du tunnel d'irrigation Shin-yahagigawa au Japon, des éléments préfabriqués en BFUP ont été posés sur les parois (voir figures 3 a-b). Après des années d'utilisation, la galerie était fortement endommagée par l'abrasion provoquée par l'écoulement de l'eau. La pose d'éléments préfabriqués a permis de protéger les parois de la galerie. Le BFUP, avec sa haute résistance à l'abrasion et la qualité de la surface obtenue grâce aux éléments préfabriqués, permet d'envisager une durée de vie de la galerie sans entretien et nettement plus longue.

### 3.2 Le BFUP projeté

En France, après plus de deux ans de recherche et développement, et après avoir obtenu le prix de l'innovation du ministère de la Transition écologique et solidaire, les premières

All of these applications will be possible once sprayed UHPC has been certified. The LafargeHolcim Group has taken steps to obtain certification which can, similar to in France, define and control the properties of shotcrete.

## 3 Use of UHPC in underground structures

In France and Japan, UHPC has already been used as part of underground structure repair projects.

### 3.1 Precast UHPC

Prefabricated UHPC elements were installed on walls as part of the Shin-yahagigawa irrigation tunnel repairs in Japan (see Figures 3 a-b). After years of use, the tunnel had suffered heavy abrasion damage caused by the flow of water. The installation of precast elements meant that the walls of the tunnel could be protected. Thanks to its excellent abrasion-resistance and the quality of the surface obtained with the precast elements, UHPC means it is possible to envisage a maintenance-free and significantly longer service life for the tunnel.

### 3.2 Sprayed UHPC

In France, after more than two years of research and development work and after winning the Ministry for the Ecological and Inclusive Transition's Innovation Award, initial applications were conducted as part of real-life projects last year. The projects, executed using Ductal® shotcrete, involved metal culverts. These corrugated metal components were used heavily in France during the 1970s and 1980s due to the low installation costs involved. Since 60% of these structures are intended for waterway crossings, they are particularly exposed to corrosion and abrasion risks. These elements represent 10% of the engineering structures belonging to the French national network and no straightforward and cost-effective repair solution had yet been found which satisfied both the contracting authorities and the companies involved.

Ductal® shotcrete (see Figures 4 and 5), developed in partnership with a construction company, enabled the issues relat-



3 a-b Galerie d'évacuation d'eau avant/après réfection avec du BFUP préfabriqué – Tunnel d'irrigation Shin-yahagigawa – Japon  
Water disposal tunnel before/after repair with precast UHPC – Shin-yahagigawa irrigation tunnel – Japan



Crédit : LafargeHolcim



4 Réfection d'un conduit métallique  
Repair of a metal culvert

applications sur projets réels ont été réalisées l'année dernière. Les projets réalisés avec du Ductal® projeté concernent des conduits métalliques. Ces éléments en métal ondulé étaient très utilisés en France dans les années 70-80 en raison des coûts d'installation peu élevés. 60% de ces ouvrages étant destinés au franchissement de cours d'eau, ils sont particulièrement exposés aux risques de corrosion et d'abrasion. Ces éléments représentent 10% du patrimoine d'ouvrages d'art du réseau national français et aucune solution de réparation simple et économique n'avait jusqu'à présent donné satisfaction aux maîtres d'ouvrages et aux entreprises.

La solution de Ductal® projeté (voir figures 4 & 5) développée en partenariat avec une entreprise de construction a permis de résoudre les problèmes liés à la conservation d'une section libre suffisante pour le gabarit hydraulique ou routier. Cette solution est plus économique que les solutions traditionnelles et beaucoup plus rapide.

La couche de Ductal® projeté est conçue pour remplacer totalement le conduit métallique considéré à terme comme complètement corrodé. L'application d'une couche moyenne de 6 cm permet de reprendre toutes les charges de poussée des terres tout en assurant une flexibilité suffisante pour reprendre une certaine déformation. Cette couche a l'avantage d'être complètement étanche et d'assurer une bonne résistance à l'abrasion.

Cette solution peut être facilement appliquée en Suisse et déboucher également sur d'autres utilisations du BFUP projeté.

ing to the preservation of a sufficient free cross-sectional area for standard waterway or road clearance to be resolved. This solution is more cost-effective than conventional solutions and much faster.

The Ductal® shotcrete layer is designed to fully replace the metal culvert deemed to have completely corroded over time. The application of an average 6 cm layer makes it possible to support all earth thrust loads whilst ensuring enough flexibility to cope with any distortion. This layer has



5 Exemple d'un conduit métallique avant réparation  
Example of a metal culvert prior to being repaired

#### 4 Conclusion

Le BFUP est couramment utilisé en Suisse pour la réfection d'ouvrages d'art, d'ouvrages hydrauliques ou de bâtiments. Avec plus de 15 ans d'expérience, la Suisse est un modèle mondial de la mise en œuvre de ce matériau. Le cahier technique de la SIA, simple d'utilisation, permet une démocratisation rapide et efficace du BFUP. Après avoir convaincu de nombreux maîtres d'ouvrages dont les CFF, l'OFROU et plusieurs cantons, ainsi que nombre de bureaux d'ingénieurs, ce matériau a fait ses preuves dans une multitude d'applications.

Compte tenu de l'avancée proposée par le BFUP projeté, il est probable que d'ici quelques années ce dernier saura s'imposer également dans le domaine des ouvrages souterrains comme matériau standard et que les entreprises spécialisées s'équiperont du matériel adéquat comme l'ont fait les spécialistes d'ouvrages d'art. Ce matériau ouvre la voie à de nombreuses applications jusqu'alors inenvisageables en termes de géométrie et de durabilité.

#### Références/ References

- [1] Cahier technique SIA 2052 : Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériaux, dimensionnement et exécution (version 2016)

the advantage of being completely impermeable and providing impressive abrasion-resistance.

This solution can be easily applied in Switzerland and also lead to other uses of sprayed UHPC.

#### 4 Conclusions

UHPC is commonly used in Switzerland to repair civil engineering structures, hydraulic structures and buildings. With more than 15 years of experience, Switzerland is a world leader in the application of this material. The SIA's standard, which is easy to use, means that UHPC can be quickly and efficiently accessible. Having impressed numerous contracting authorities including Swiss Federal Railways, the Swiss Federal Roads Office and several canton administrations, as well as a number of engineering firms, this material has proven its worth in a multitude of applications.

In light of the advancements offered by sprayed UHPC, it is likely that within a few years this will have also become established in the field of underground structures as a standard material and that specialist companies will be using the suitable material in the same way that engineering structure specialists have done. This material is opening the door to new applications which until now were unimaginable in terms of geometry and durability.

Jürg Steiner, Betontechnologie FH, Implenia Schweiz AG, Bern/CH

# Einsatz von selbstverdichtendem Beton im Untertagebau

## Theorie und Praxis

Trotz der Anwendung von Self-Compacting Concrete (SCC) in der Schweiz seit gut 20 Jahren hat sich diese Technologie im Untertagebau immer noch nicht umfassend durchgesetzt. SCC gilt als produktions- und verarbeitungssensibler Beton, verbunden mit Mehrkosten. Jedoch wird aktueller SCC-Technologie speziell im Untertagebau ein immenses technisches und wirtschaftliches Potenzial attestiert.

# Use of Self-Compacting Concrete in Underground Construction

## Theory and Practice

Despite the use of self-compacting concrete (SCC) in Switzerland for a good twenty years now, this technology has still not yet become universally established in underground construction. SCC is considered a sensitive concrete in terms of its production and use, incurring extra costs for these reasons. More recently, however, SCC technology has been found to possess an immense technical and economic potential, precisely in underground applications.

### 1 Definition und Eigenschaften

Für selbstverdichtenden Beton wird in der Schweiz meistens die Kurzbezeichnung SCC (Self-Compacting Concrete) verwendet. Ausgehend von seinen speziellen Eigenschaften wird normativ Beton definiert, der aufgrund seines eigenen Gewichts fließt und sich selbst verdichtet sowie die Schalung mit Bewehrung, Kanälen, Aussparungskästen usw. ausfüllt und dabei seine Homogenität beibehält (SN EN 206:2013+A1:2016\_3.1.1.14).

### 2 Vorteile und Nachteile für den Einsatz im Untertagebau

Diese Eigenschaften prädestinieren SCC geradezu für den Einsatz im Untertagebau mit meistens nur schwer oder überhaupt nicht vorhandener Zugänglichkeit und Einsehbarkeit von geometrisch komplizierten zu verfüllenden Bereichen. SCC füllt selbst in sehr dicht bewehrten Bauteilen alle Aussparungen, Bewehrungszwischenräume und Hohlräume lückenlos aus, bindet Einbauteile (zum Beispiel Halfenschienen) optimal ein und fließt dabei ähnlich wie «weicher Waldhonig» bis zum Niveaueausgleich.

#### 2.1 Verbesserung der Arbeitsumgebung

Lärmimmissionen werden unter Tage deutlich verstärkt wahrgenommen. Der Einsatz von SCC ermöglicht den gänzlichen Wegfall der äusserst lärmintensiven Aussen- und In-

### 1 Definition and Properties

The English abbreviation "SCC" is generally used in Switzerland for self-compacting concrete. Such concrete is defined normatively, on the basis of its special properties, as a concrete which, due to its weight, flows and compacts itself, and fills out the formwork, including reinforcement, channels, recess boxes, etc. while retaining its homogeneity (SN EN 206:2013+A1:2016\_3.1.1.14).

### 2 Benefits and Drawbacks for Use in Underground Engineering

These properties predestine SCC precisely for use in underground engineering, with generally difficult or even no accessibility and observability of geometrically complicated areas requiring filling. Even in extremely densely reinforced components, SCC fills out all recesses, reinforcement cavities and voids completely, optimally fixes built-in parts (Halfen rails, for example) and in the process flows similarly to "soft honeydew honey" up to the equilibrium level.

#### 2.1 Improvement of the Working Environment

Noise pollution is heard significantly more intensively underground. The use of SCC permits the complete omission of extremely noise-intensive external and internal vibrators. Less persistent noise means less stress, and thus improves working safety. Significantly lower noise emissions also help

## Mise en œuvre de béton auto-plaçant dans la réalisation d'ouvrages souterrains

### Théorie et pratique

La propriété autoplaçante et la fluidité constante sont les caractéristiques essentielles du SCC. Dans le cadre d'ouvrages souterrains, cette technologie est particulièrement adaptée au remblai d'espaces exigus, à géométrie complexe et situés à une profondeur inaccessible aux vibreurs de coffrage. L'absence de nuisances sonores et de vibrations permet d'améliorer considérablement les conditions de travail. En termes de qualité, le produit se distingue notamment par l'absence d'imperfections et de cavités, par une durabilité accrue grâce à une densité plus élevée et un rendu de surface bétonnée plus homogène. Les contrôles de production et de finition poussés sont onéreux. Par ailleurs, le produit présente des avantages sur le plan économique dus entre autres à des cycles de coulée plus courts et une amélioration des processus de construction grâce à une optimisation de la pose.

## Impiego del calcestruzzo auto-compattante nell'industria dei lavori sotterranei

### Teoria e pratica

L'auto-compattamento e la fluidità stabile nella miscelazione sono caratteristiche peculiari del calcestruzzo fresco SCC. Nell'industria dei lavori in sotterraneo, questa tecnologia si adatta particolarmente bene al riempimento delle aree spazialmente strette, geometricamente complesse e di profondità superiore al raggio d'azione dei vibratori a parete. Le condizioni di lavoro migliorano notevolmente grazie all'eliminazione del rumore e delle vibrazioni. Le caratteristiche di qualità distintive sono, tra le altre, l'assenza di imperfezioni, il miglioramento della durabilità in seguito alla maggiore compattezza strutturale e l'uniformità delle superfici di calcestruzzo a vista. Gli intensi controlli di produzione e lavorazione sono costosi. D'altro canto, i cicli di betonaggio più brevi e il miglioramento delle fasi di costruzione conseguente all'ottimizzazione della tecnica costruttiva producono dei vantaggi economici.



Quelle/Credit: Implenia Tunneling

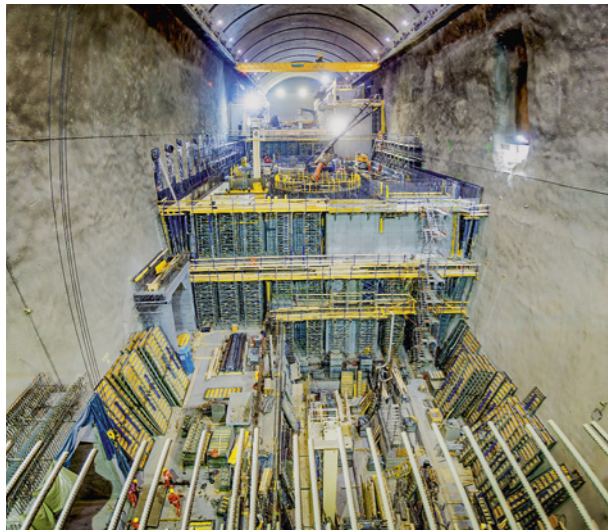
1 Pumpspeicherkraftwerk Nant de Drance, 2018  
Nant de Drance pumped-storage power plant, 2018

nenrüttler. Weniger langandauernder Lärm bedeutet weniger Stress und erhöht somit die Arbeitssicherheit. Deutlich geringere Lärmimmissionen verhelfen auch anderen an einem Grossprojekt beteiligten Unternehmern zu einer verbesserten Arbeitsumgebung – mit der Folge optimierter Arbeitsabläufe. Ebenfalls entfällt die physische Belastung der Arbeiter durch den Umgang mit Innenrüttlern beim Verdichten von hohen Wänden. Somit können auch Rückenschmerzen und die Störung des Blutkreislaufs infolge des Vibrationssyndroms eliminiert («weisse Finger») und damit verbundene Arbeitsausfälle verhindert werden. Markant geringere Staubbelastung durch die Verwendung von SCC, im Vergleich zur Verdichtungsarbeit mittels an Paramentscha-

other contractors working on a major project to achieve a better working environment – with the important benefit of optimised working procedures. The physical burden caused to on-site employees by the use of internal vibrators for the compaction of high walls is now also no longer a factor. Backaches and disruption of the blood circulation caused by "vibration syndrome" ("white fingers") can also thus be eliminated, as can the associated lost working time. Strikingly lower dust burdens resulting from the use of SCC compared to compaction work performed using external vibrators affixed to bench formwork systems also serve to protect the health of the workforce.

#### 2.2 Depth of Action of External Vibrators

Many underground structure projects have in common the use of "closed" formwork systems designed specifically for the corresponding zones of the component. These include, for example, lining formwork systems covering the bench and crown sectors and used in a cyclical procedure as single, leading and trailing. The use of internal vibrators is here made impossible in principle or is, at least, made severely more difficult, from the inception. There is frequently the danger of under-compaction or over-compaction when external vibrators fixed externally to the formwork systems are used. Another disadvantage is the impossibility of compaction of areas extending beyond the vibrator's depth of action. This depth of action is approx. 40 to 50 cm when conventional vibro-compacted concrete of Consistency Class F3/F4 is used. The depth of action reduces significantly depending on reinforcement content and the resonance of the formwork system, however. Completely filled zones be-



Quelle/Credit: Implenia Tunneling

2 Pumpspeicherkraftwerk Nant de Drance, 2015  
Nant de Drance pumped-storage power plant, 2015

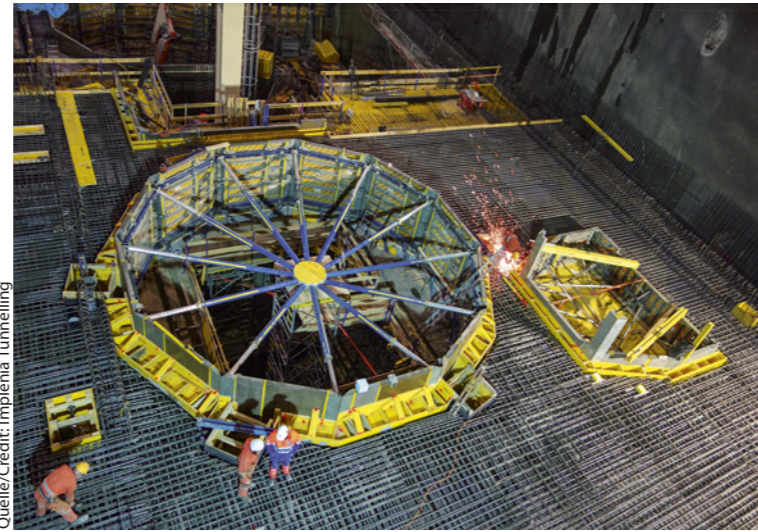
lungen angebrachten Aussenrüttlern, dient ebenfalls dem Gesundheitsschutz.

### 2.2 Wirkungstiefe Aussenrüttler

Vielen Untertagebauwerken gemeinsam ist der Einsatz von auf die entsprechenden bauteilspezifischen Bereiche ausgelegten «geschlossenen» Schalungssystemen. Beispielsweise komplette, die Parament- und Kalottenbereiche abdeckende Gewölbeschalungen, eingesetzt im Taktverfahren als Einzel-, Vor- und Nachläuferelemente. Der Einsatz von Innenrüttlern wird hier vorneweg grundsätzlich verunmöglicht oder zumindest stark erschwert. Beim Einsatz der aussen an den Schalungen angebrachten Aussenrüttler besteht oftmals die Gefahr einer Unter- bzw. Überverdichtung. Dazu kommt die verunmöglichte Verdichtung von über die Wirkungstiefe hinausreichenden Bereichen. Die Wirkungstiefe beträgt bei Verwendung von konventionellem Rüttelbeton der Konsistenzklasse F3/F4 ca. 40–50 cm. In Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt und von der Resonanz des Schalungssystems reduziert sich die Wirkungstiefe jedoch markant. Angestrebte über dieses Mass hinausgehende, vollständig verfüllte Bereiche, mit damit verbundener qualitativ einwandfreier Verdichtung, sind technisch ohne Einsatz von SCC nicht zu garantieren. Der Einsatz von Niederfrequenzrüttlern mit grösserer Amplitude als Alternative hätte zudem hinsichtlich Entlüftung der Betonrandzone negative Auswirkungen.

### 2.3 Oberflächenbeschaffenheit

Mit besonderen Einbaumethoden werden durch den Einsatz von SCC beachtliche Qualitätssteigerungen hinsichtlich nahezu luftporenfreier und dichter Sichtbetonoberflächen erzielt. Auf Basis entsprechender Expositionsfestlegungen und damit verbundener anzustrebender Dauerhaftigkeitsaspekte führen bekanntlich gerade bei Strassentunneln schlechte poröse Betonoberflächen zu teuren Instandsetzungsmassnahmen. Abgesehen von aufwendig zu handhabenden Textilvliesbahnen sind die Anforderungen an weitgehend dichte und porenfreie



Quelle/Credit: Implenia Tunneling

3 Pumpspeicherkraftwerk Nant de Drance, 2015  
Nant de Drance pumped-storage power plant, 2015

yond this depth, and with the associated qualitatively perfect compaction, may be desired, but cannot be technically guaranteed without the use of SCC. The utilisation of low-frequency compactors with a higher amplitude as an alternative would, in addition, have negative implications concerning the deaeration of the boundary zone of the concrete.

### 2.3 Surface Quality

Special installation methods make it possible with the use of SCC to achieve notable improvements in quality, in terms of closed visible (béton brut) concrete surfaces that are virtually free of air porosity. It is well known, on the basis of corresponding exposure stipulations and associated targeted durability aspects, that low-quality, porous, concrete surfaces result in costly repair work, particularly in road tunnels. Apart from the use of difficult-to-handle non-woven strip material, requirements for largely closed and porosity-free concrete surfaces can scarcely be technically met without the use of SCC. As a result of the effects of vibration caused by mechanical compaction machines (external vibrators) and the use of non-absorbent steel formwork systems, water accumulating at boundary zones is always, and increasingly, apparent, in combination with expelled air, in the form of compaction porosity. This is particularly pronounced within a roof cross section in each case in the negative bench areas. It is thus also noted, in DIN 4235, Part 4 (Compaction of In-Situ Concrete using Formwork Vibrators), for example, that compaction porosity cannot be prevented using customary compaction methods. Up to now, surface pores have been defined as permissible in moderate amounts in accordance with SIA 118/262, for a Type 4 visible surface, for example. Future requirements for surface pores in terms of amount and size are to be significantly increased in the context of the revised SIA 118/262 (General Conditions for Concrete Engineering Structures) standard, published on 1 November 2018. The correct application of formwork oil/release agent

Betonoberflächen ohne die Verwendung von SCC technisch kaum realisierbar. Infolge der Vibrationswirkung durch maschinelle Verdichtungsgeräte (Aussenrüttler) und der Verwendung von nicht saugenden Stahlschalungen zeigt sich an Randzonen sammelndes Wasser stets zusammen mit ausgetriebener Luft vermehrt in Form von Verdichtungsporen. Besonders ausgeprägt ist dies innerhalb eines Gewölbeprofils jeweils in den negativen Paramentbereichen. So ist denn auch zum Beispiel in der DIN 4235, Teil 4 (Verdichten von Ort-beton mit Schalungsrüttlern) festgehalten, dass sich Verdichtungsporen bei üblicher Verdichtung nicht verhindern lassen. Normativ wurden bisher nach SIA 118/262, zum Beispiel für eine Sichtbetonfläche Typ 4, Lunker in mässiger Anzahl als zulässig definiert. Mit der am 1. November 2018 publizierten revidierten Norm SIA 118/262 (allgemeine Bedingungen für Betonbau) werden künftig Anforderungen an Lunker hinsichtlich Anzahl und Grösse im Rahmen von vier definierten Betonoberflächenklassen (BOK) signifikant erhöht. Eine fachgerechte Applikation von Schalöl-Trennmittel vervollständigt die mit SCC begünstigende Erzielung von anspruchsvollen Sichtbetonoberflächen. Verwendet werden sollten hierzu Trennmittel mit hydrophiler Wirkung (wasseranziehend). Hinsichtlich potenzieller Porenbildung kann durch jeweils längere Verweildauer an der zuerst gestellten, der Sichtbetonseite zugewandten Schalungsseite die Wirkungseffizienz solcher Trennmittel erheblich optimiert werden (Ablüftungseffekt).



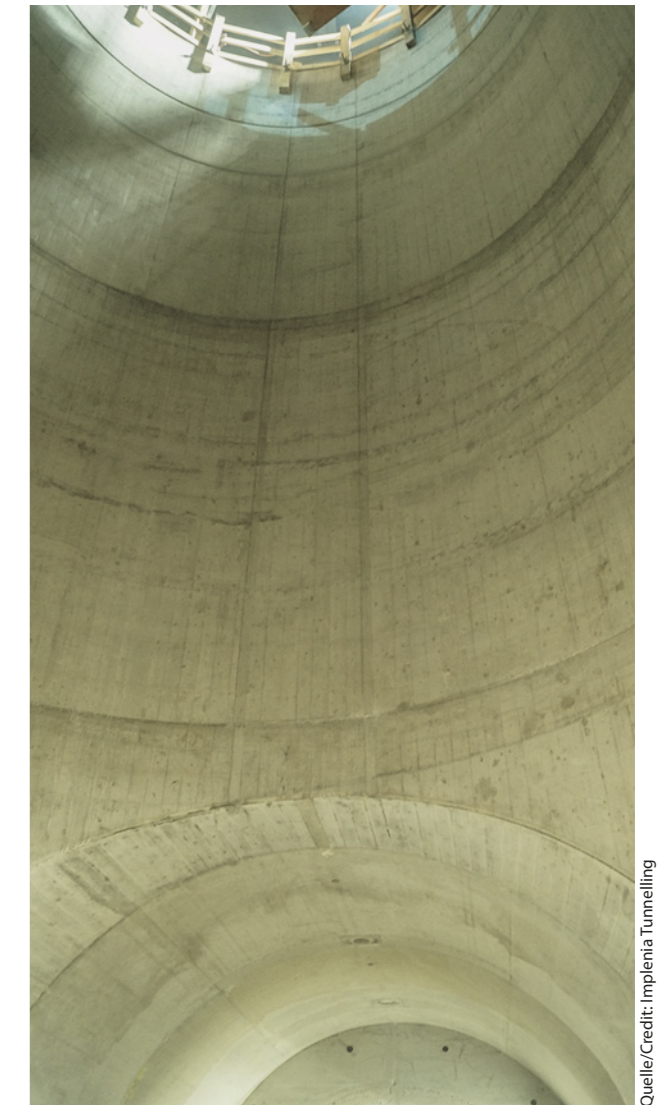
Quelle/Credit: Implenia Tunneling

4 Pumpspeicherkraftwerk Nant de Drance, 2018  
Nant de Drance pumped-storage power plant, 2018

### 2.4 Absatzminimierung im Übergangsbereich vom Gewölbefuss zum Parament

Verhindern lassen sich solche Absätze, neben maximal möglichen Schalungsaussteifungen, durch die Eliminierung der dynamischen Belastungen (durch Aussenrüttler verursachte Schwingungen, vergleichbar mit dem typischen «Rüttel»-Effekt zum bezweckten Rausziehen einer Schubblende aus einem alten Möbelstück). Die Verwendung von SCC ist auch hier klar qualitätsverbessernd und vorteilhaft hinsichtlich allfällig aufwendig auszuführender Sanierungsmassnahmen dieser Bereiche (siehe Bilder 6 und 7).

completes the achievement of the attractive visible concrete surfaces favoured by the use of SCC. Release agents with a hydrophilic (water-attracting) action should be used for this purpose. The effectiveness of such release agents in terms of potential formation of porosity can be significantly improved by means of a longer residence time on the formwork side positioned first and facing the visible concrete side (deaeration effect).



Quelle/Credit: Implenia Tunneling

5 Sicherheitsstollen Ligerz, Autobahn A5, 2016  
Ligerz safety tunnel; Autobahn A 5, 2016

### 2.4 Step Minimisation in the Transition Zone from the Lower Roof Element to the Bench

In addition to maximum possible formwork bracing systems, such steps can also be prevented by eliminating the dynamic loads (vibrations caused by external vibrators, comparable to the typical “vibration” effect when attempting to pull a drawer out of an old piece of furniture). Here, too, the use of SCC unequivocally improves quality and is beneficial with respect to any costly rehabilitation provisions to be performed in these areas (see Figures 6 and 7).



Quelle/Credit: Steiner;  
Absatzminimierung im  
Untertagebau, Kapitel 2.1.4

6 Einsatz von verdichtetem Beton im Untertagebau  
Use of compacted concrete in underground engineering

### 2.5 Dauerhaftigkeit

SCC, der von selbst dichte Bewehrung gleichmässig umhüllt und nicht verdichtet werden muss, bedeutet für untertägige komplexe Stahlbetonbauwerke infolge der Reduzierung potenzieller Einbaufehler grundsätzlich eine Erhöhung der Dauerhaftigkeit. Die Druckfestigkeit liegt im Vergleich mit konventionellem Rüttelbeton i. d. R. ein bis zwei Klassen höher – vor allem infolge niedrigerer W/Z-Werte wegen erhöhter Zementleimgehalte sowie des Nacherhärtungseffekts durch Zugabe von pozzolanischen und latent hydraulischen Zusatzstoffen. Ein wesentlicher Einflussfaktor bezüglich der Dauerhaftigkeit eines Stahlbetonwerks ist weiter die Wasserpermeabilität, die den Widerstand gegen das Eindringen von Wasser mit darin gelösten Ionen und Gasen beschreibt. Aufgrund erhöhter Zusatzstoffgehalte (pozzolanische Reaktion = Verdichtung des Porengefüges, bessere Korngrößenverteilung = höhere Packungsdichte) [1] wird bei SCC eine dichtere Porenstruktur und somit eine geringere Durchlässigkeit nachgewiesen. Weiter zeigen diesbezügliche Untersuchungen eine bei SCC im Vergleich zu Rüttelbeton geringere Porosität vor allem im Bereich der Kontaktzone Zementstein zur Gesteinskörnung. Zurückzuführen ist dies in erster Linie auf eine fehlende Vibrationseinwirkung und eine stabilere Leimzusammensetzung mit der Folge einer nur geringfügigen Wasserabsonderung («Mikrobluten») [1].



Quelle/Credit: Marti Tunnelbau

8 Schlossparking Thun, 2016  
Manor-house car park, Thun, 2016

### 2.6 Wirtschaftlichkeit

Die Produktivität erhöht sich insbesondere wegen des ausgeprägten Fließverhaltens, mit dadurch deutlich weniger Einfüllstellen und dem Wegfall jeglicher Verdichtungsarbeit.



Quelle/Credit: Steiner;  
Absatzminimierung im  
Untertagebau, Kapitel 2.1.4

7 Einsatz von verdichtetem Beton im Untertagebau  
Use of compacted concrete in underground engineering

### 2.5 Durability

SCC, which itself uniformly encloses even dense reinforcement and does not need to be compacted, in principle signifies the enhancement of durability of complex underground reinforced-concrete structures as a result of the reduction of potential installation faults. Compared to conventional vibro-compacted concrete, strength in compression is generally one or two classes higher, as a consequence, above all, of lower W/C ratios due to higher cement-paste contents and to the after-hardening effect as a result of the addition of pozzolanitic and latent hydraulic additives. Another substantial influencing factor with respect to the durability of a reinforced-concrete structure is water permeability, which describes resistance to the ingress of water and the ions and gases dissolved in it. Thanks to elevated additives contents (pozzolanitic reaction = compaction of the porosity structure, improved particle-size distribution = higher packing density) [1], a denser porosity structure, and thus a lower permeability, is observed in SCC. In addition, relevant tests indicate lower porosity compared to vibro-compacted concrete, particularly at and around the cement paste/aggregate interface. This can be attributed primarily to the absence of any vibration and to a more stable paste composition, with only slight exudation of water as a result ("microbleeding") [1].



Quelle/Credit: Implenia Tunneling

9 Sicherheitsstollen Ligerz, Autobahn A5, 2016  
Ligerz safety tunnel; Autobahn A 5, 2016

### 2.6 Cost-Effectiveness

Productivity increases as a result, in particular, of the material's pronounced fluidity, the thus significantly fewer filling points, and the omission of all compacting work. This

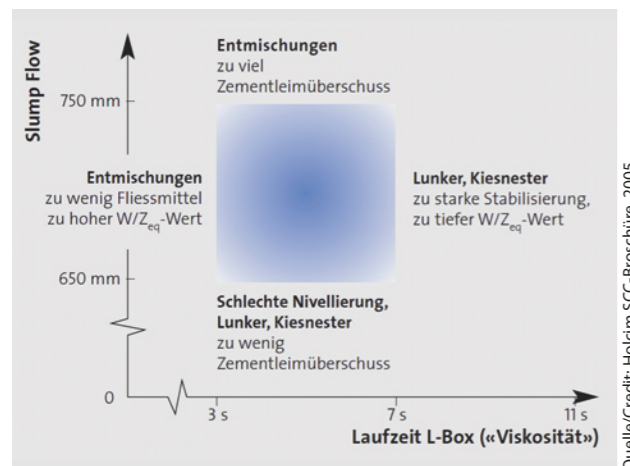


Quelle/Credit: MCE

10 Instandsetzung Allmend-Tunnel, Autobahn A6, Thun, 2018  
Repair of the Allmend Tunnel, Autobahn A 6, Thun, 2018

Dies stellt einen Motivationsschub für die Mitarbeiter dar, mit der neuen, leichteren Technologie zu arbeiten (vergleichbar etwa mit dem Umstieg von einem Stahl- auf ein Carbon-Mountainbike). Auf teure Nacharbeiten kann wegen deutlich besserer und gleichmässigerer Betonoberflächen grösstenteils verzichtet werden. Ebenfalls reduziert sich der Bearbeitungsaufwand für die horizontalen Bereiche (Bodenplatten und Decken) infolge der selbstnivellierenden Eigenschaften von SCC. Ein geringerer Verschleiss und Unterhalt an der gesamten Betonpumplogistik zeigt sich weiter aufgrund konstant weicherer und schmierfähiger Betonmischungen durch niedrigere Pumpdrücke, zusammen mit einem geringeren Energieverbrauch von Elektrizität und Druckluft. Mittels der Verfüllung von unten nach oben (Bild 10) in Verbindung mit voll hydrostatischem Druck bemessenen Tunnelschalungen kann auf die Limitierung der Steiggeschwindigkeit (Höhenmeter pro Stunde) verzichtet werden. Durch dieses Verfahren lassen sich erhebliche Zeitgewinne realisieren. Dadurch resultierende markant kürzere Betonierakte ergeben beschleunigte Bauabläufe, verbunden mit positiven Auswirkungen auf die Gesamtprojektkosten. Gleichermaßen optimierte Bauabläufe ermöglicht dieses Verfahren durch die Ausführung in nur einer Höhenetappe hinsichtlich Schalung, Bewehrung und Betonverfüllung bei hohen Wänden und Pfeilern. Beim «klassischen», von oben ausgeführ-

boosts the employee's motivation to work using the new, easier technology (approximately comparable to changing from a steel to a carbon-fibre mountain bike). It is very largely possible to dispense with high-cost finishing work, thanks to the significantly better, more uniform concrete surfaces achieved. The working effort for horizontal surfaces (floor slabs and ceilings) is also reduced, thanks to the self-levelling properties of SCC. Lower wear and maintenance for the entire concrete-pump logistics system is also apparent, thanks to constantly softer and spreadable concrete mixtures, with lower pump pressures, also resulting in lower consumption of energy in the form of electricity and compressed air. Limitation of rate of ascent (vertical metres per hour) is no longer necessary, thanks to placing from bottom to top (Figure 10), in combination with tunnel formwork systems designed for full hydrostatic pressure. This method makes it possible to achieve significant time savings. The sharply shortened concreting cycles resulting permit accelerated construction procedures, combined with beneficial effects on total project costs. The method also permits optimised construction procedures thanks to execution at only one vertical stage in terms of formwork, reinforcement and concrete filling of high walls and pillars. Fast concreting times can also be achieved in "classical" installation procedures performed from above



Quelle/Credit: Holcim SCC-Broschüre, 2005

11 Einsatz von verdichtetem Beton im Untertagebau  
Use of compacted concrete in underground engineering

ten Einbau von nicht auf den hydrostatischen Betondruck dimensionierten Schalungen lassen sich unter Zuhilfenahme gezielter Steiggeschwindigkeits-Steuerungen mittels angebrachter Druckmesssonden ebenfalls zügige Betonierzeiten erzielen.

### 2.7 Nachteile

Infolge höheren Bindemittel- und Zusatzmittelgehalts fallen die Herstellungskosten höher aus. Wie jedes Premiumprodukt steht SCC auf der Preisliste an oberster Stelle. Zur Erzielung der vorstehend aufgezeigten Qualitätseigenschaften ist ein stetiger, ohne Unterbruch ablaufender Betoniervorgang unumgänglich. Die dabei zu berücksichtigende Transportlogistik kann Mehrkosten verursachen. Weiter ist SCC grundsätzlich ein produktions- und verarbeitungssensibler Beton, mit der Folge einer aufwendigeren Produktions- und Verarbeitungskontrolle. Mehrkosten verursachen können auch aufwendiger konstruierte, auf den hydrostatischen Frischbetondruck ausgelegte Schalungen. Eine Kompensation stellt sich hier jedoch durch den möglichen Verzicht auf zusätzliche Pumpstützen sowie auf die ebenfalls aufwendig zu konstruierenden Betonierfenster ein. Somit kann auch auf die entsprechenden stets notwendigen und arbeitsintensiven Unterhalts- und Reinigungsarbeiten verzichtet werden. Hinsichtlich der Festbetoneigenschaften wird vielerorts von einem erhöhten Schwindverhalten gegenüber vergleichbarem Rüttelbeton berichtet. Verschiedene Untersuchungen zeigen beim Trockenschwinden jedoch ein vergleichbares Verhalten. Der negative Einfluss infolge des erhöhten Mehlkorngehaltes wird hierbei durch die dichtere Partikelpackung wieder aufgehoben [2]. Auf der anderen Seite sind aufgrund des höheren Zementsteinvolumens und infolge der schnelleren Wasserumlagerung im jungen Beton bis zu 25 % höhere Werte bezüglich des plastischen Schwindens zu erwarten [3], [4]. Beim Materialkennwert-Elastizitätsmodul zeigen sich infolge erhöhter Mehlkorngelalte grundsätzlich niedrigere Werte. Jedoch zeigen auch hier eigens angelegte Versuche kaum eine Veränderung der elastischen Eigenschaften aufgrund der dichteren Packung

using formwork systems not designed for hydrostatic concrete pressure when systematic rate-of-ascent control systems incorporating attached pressure-measurement probes are used.

### 2.7 Drawbacks

Higher binder and additive contents result in higher production costs. SCC, like any premium product, is at the top of the price list. A continuous uninterrupted concreting operation is vital for the attainment of the quality properties outlined above. The handling logistics necessary in this context may also result in additional costs. SCC is, furthermore, in all cases a sensitive concrete in terms of production and use, with the consequence of the necessity for more intensive production and processing monitoring. Formwork systems of more complex construction designed for fresh-concrete hydrostatic pressure may also generate higher costs. One compensation for this can, however, be found in the possibility of dispensing with additional pump nozzles and with the also complex-to-design concreting windows. It may then also be possible to dispense with the labour-intensive maintenance and cleaning work otherwise always necessary. As far as hardened concrete properties are concerned, there are reports from many locations of elevated shrinkage behaviour compared to similar vibro-compacted concretes. Various studies have indicated comparable behaviour for dry shrinkage, however. The negative effects resulting from a higher fines content is, in this context, cancelled out by the denser particle packing [2]. On the other hand, figures up to 25 % higher for plastic shrinkage can be anticipated, due to the higher cement paste volume and as a result of the more rapid displacement of water in the fresh concrete [3], [4]. In the case of the materials characteristic of modulus of elasticity, lower readings are found in all cases due to the higher fines contents. Here, too, our own tests indicate scarcely any change in elastic properties as a result of the denser packing of the solids particles compared to conventional vibro-compacted concrete [2].

### 3 Concrete Technology and History

Taking due account of rheological theory and of the magnitude of viscosity, self-compacting technology is based primarily on the generation of a stable suspension (binder/fines paste = volume of all components  $\leq 0.125$  mm, incl. air pores), in which all the coarser aggregate particles float without segregation, i.e. are transported. In underground engineering, calculation of the solids surplus on the basis of the void content of the aggregates excavated has proved worthwhile for on-site production of concrete. Since round aggregates, loosely packed, exhibit a lower void content, less binder/fines paste is, advantageously, required. Suitable, crushed and prepared aggregates from the tunnelling operations sink to a lesser extent, on the other hand. Resistance to segregation is increased due to their larger surface for the same weight. We may note, by way of conclusion, that the aim in the production of SCC must be to adjust fluidity

der Feststoffpartikel im Vergleich zu konventionellem Rüttelbeton [2].

### 3 Betontechnologie und Geschichte

Unter gesetzmässiger Berücksichtigung der Rheologie-Lehre und des Masses für die Viskosität basiert die Technik der Selbstverdichtung primär auf der Bildung einer tragfähigen Suspension (Bindemittel-Feinstoffleim = Volumen aller Komponenten  $\leq 0,125$  mm inkl. Luftporen), in der alle größeren Gesteinskörner entmischungsfrei schwimmen, d. h., transportiert werden können. Im Untertagebau bewährt sich bei der Betoneigenproduktion dabei die Berechnung des dazu erforderlichen Feinstoffüberschusses auf Grundlage des ermittelten Hohlraumgehaltes der aus dem Ausbruch gewonnenen Gesteinskörnungen. Da runde Gesteinskörnungen lose geschüttet einen kleineren Hohlraumgehalt aufweisen, wird vorteilhaft weniger Bindemittel-Feinstoffleim benötigt. Aus dem Vortrieb entsprechend geeignete, gebrochene und aufbereitete Gesteinskörnungen sinken andererseits weniger ab. Aufgrund ihrer grösseren Oberfläche bei gleichem Gewicht wird die Entmischungsresistenz erhöht. Zusammenfassend muss bei der Herstellung von SCC angestrebt werden, die Fließfähigkeit und Viskosität genau in dem Bereich einzustellen, der dem Hauptanliegen einer maximalen Fließfähigkeit, ohne zu entmischen, genau Rechnung trägt (siehe Bild 11) [3].

Sehr fließfähige Betone wurden in den USA schon vor rund 90 Jahren eingebaut. Diese sogenannten Gussbetone wurden mit sehr hohen Wasserzementwerten hergestellt, mit dem Resultat, dass sich schlechte Dauerhaftigkeitseigenschaften einstellten. Aufgrund massiv auftretender Betonschäden namentlich bei Infrastruktur- und Schutzbauten wurde in den 1980er-Jahren in Japan ein Konzept für die Herstellung von SCC entwickelt. Nach der Idee von Professor Okamura sollten dabei ungenügende Verarbeitungsmethoden durch den Einsatz von verbesserten Materialien kompensiert werden. Der Einsatz sehr leistungsfähiger Fließmittel auf Basis von Polycarboxylaten und Polycarboxylatethern (PCE-Fließmittel) in Verbindung mit erhöhten, als Suspension die erforderlichen rheologischen Eigenschaften aufweisenden Mehlkorngelalten ermöglichte in den späteren 1990er-Jahren schlussendlich die weltweite praxisgerechte Verwendung von SCC. Weiterentwickelte Zusatzmittel wie zum Beispiel sogenannte Hochleistungs-Konsistenzhalter und Viskositätsmodifizierer (VMA) erweitern aktuell das Leistungsspektrum von SCC signifikant.

### 4 Normative Anforderungen

SCC unterscheidet sich im Vergleich zu Rüttelbeton bezüglich der Frischbetoneigenschaften und in der Verarbeitungsart [3]. Als Normalbeton richten sich die zu erfüllenden Konformitätskriterien vollumfänglich nach der Norm SN EN 206. Hinsichtlich der SCC-spezifischen Frischbetonanforderungen werden in der Schweiz das Setzfließmass und, falls festge-

and viscosity to precisely the range which exactly meets the principal target of maximum flowability without segregation (see Figure. 11) [3].

Extremely flowable concretes were installed in the USA as much as around 90 years ago. These so-called "cast concretes" were produced with very high water/cement ratios, with the consequence of poor durability properties. In the 1980s, large-scale damage to concrete in infrastructural and safety structures resulted in a concept for the production of SCC in Japan. Professor Okamura's idea was that inadequate processing and application methods should be balanced out by the use of improved materials. The utilisation of extremely high-performance plasticisers based on polycarboxylates and polycarboxylate ethers (PCE superplasticizers) in combination with higher fines contents exhibiting, as a suspension, the necessary rheological properties, in the later 1990s ultimately permitted the global and practicable use of SCC. Further refined additives, such as so-called high-performance slump retainers and viscosity modifiers (VMA), are currently expanding the performance spectrum of SCC significantly.

### 4 Normative Requirements

SCC differs from vibro-compacted concrete in terms of fresh-concrete properties and the method of processing and ap-



12 Pumpspeicherkraftwerk Nant de Drance, 2014  
Nant de Drance pumped-storage power plant, 2014



Konsistenzklasse	Klasse	Grenzwerte (Einzelergbnis)
Setzflussmassklassen	SF1	550–650
	SF2	660–750
	SF3	760–850
Blockierneigungs-klassen, L-Kasten-Versuch	PL1	≥ 0,80 mit 2 Bewehrungsstäben
	PL2	≥ 0,80 mit 3 Bewehrungsstäben

Quelle/Credit: Holcim Betonpraxis, 2017

Tabelle 1 Einsatz von verdichtetem Beton im Untertagebau

Table 1 Use of compacted concrete in underground engineering

legt, die Viskosität, die Blockierneigung sowie die Sedimentationsstabilität geprüft. Zur Ermittlung der Viskosität wird meistens die t500-Fliesszeit gemessen. Vorteilhaft gleichzeitig im Zuge der Setzflussmass-Prüfung (Slump-Flow) wird die Zeit auf 0,5 Sekunden gerundet, vom Beginn der Abhebung des Kegelbehälters bis zur Erreichung der Ausbreitung an der 500-mm-Durchmessermarkierung auf dem Ausbreittisch gemessen. Bei der Eigenproduktion von SCC auf grösseren Untertagebaustellen stellt die ermittelte t500-Fliesszeit den bedeutsamsten Parameter zur Bestätigung der Produktionsgleichmässigkeit von SCC dar (siehe Tabelle 1).

## 5 Einbau und Schalung

Antransportiert wird SCC mit Fahrmischern, ausgerüstet mit einem Rührwerk, das in der Lage sein muss, den Frischbeton in einem gleichmässig gemischten Zustand zu halten. Zum gleichen Zweck wird auf grösseren Untertagebaustellen bei direkter Pumpförderung von der Mischanlage bis zur Einbaustelle vorteilhaft vor der Betonpumpe ein entsprechendes Homogenisierungs-Rührwerk installiert (siehe Bild 13). Die prägende Eigenschaft von SCC hinsichtlich der Selbstentlüftung muss beim Einbringverfahren besonders beachtet werden. Der Entlüftungsprozess dauert bei höherer Viskosität länger. Auf der anderen Seite ergibt SCC mit niedrig eingestellter Viskosität unter Beachtung eines potenziellen Entmischungrisikos üblicherweise die besten Oberflächen. Als prioritäre Zielsetzung gilt beim Einbau die Kombination möglichst weniger Einbaustellen mit einer optimal festgelegten Fliessweglänge zur Gewährleistung einer maximalen Entlüftung. Dabei wird die wirkungsvolle Verhinderung von unerwünschten Lagenverkrustungen einbezogen (Elefantenhautbildung). Ein von aussen zusätzlicher Lufteintrag in den Frischbeton sollte vermieden werden. Ähnlich dem Einbauverfahren von Unterwasserbeton empfiehlt sich als optimale Variante die Verfüllung bzw. der Pumpvorgang ab den untenliegenden Einfüllstutzen nach oben. Häufig im Untertagebau eingesetzte geschlossene Schalungssysteme sind hierfür besonders gut geeignet (siehe Bild 14). Unverzichtbar sind für diesen Fall auf den maximalen hydrostatischen Frischbetondruck bemessene Schalungskonstruktionen zuzüglich namentlich im Firstbereich sich einstellender Verpressdrücke. Die

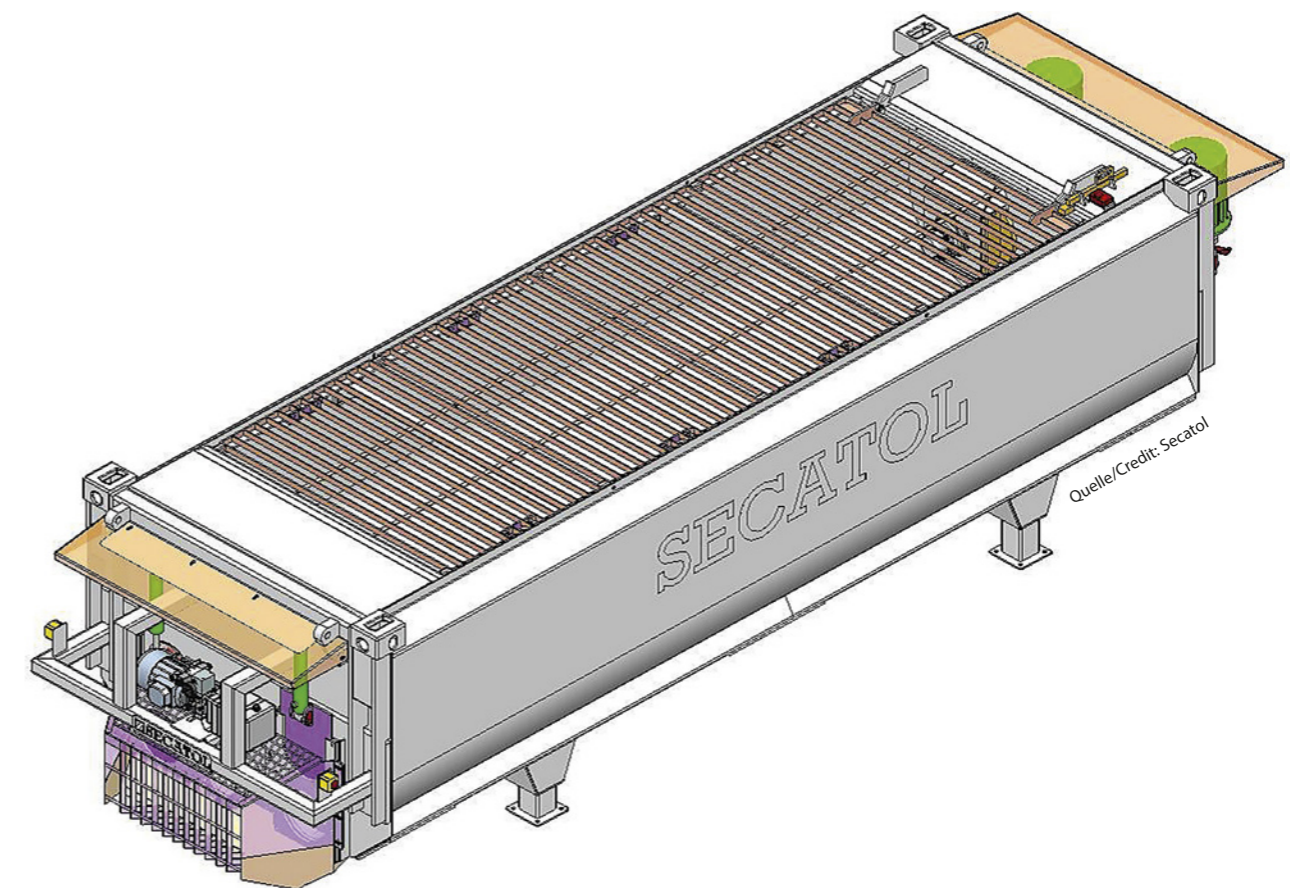
plication [3]. The conformity criteria to be met, for a normal-weight concrete, are orientated entirely around the SN EN 206 standard. In Switzerland, slump flow and, if stipulated, viscosity, clogging performance and sedimentation stability are tested for the SCC-specific fresh-concrete requirements. The “t500 slump time” is usually measured for determination of viscosity. Simultaneously, during the slump flow test, the time is advantageously rounded off to 0.5 seconds, measured from the start of lifting of the steel slump cone up to the attainment of slump at the 500 mm diameter mark on the flow table. On-site produced SCC on major underground sites, the “t500 slump time” determined is the most significant parameter for ascertainment of uniformity of production of SCC (see Table 1).

## 5 Installation and Formwork

SCC is delivered in truck-mounted mixers, which are equipped with an agitator, which must be capable of keeping the fresh concrete in a homogeneously mixed condition. For the same purpose, where direct pump delivery from the mixing plant to the point of installation is used on major underground sites, a corresponding homogenisation agitator mechanism is installed advantageously upstream the concrete pump (see Figure 13). Special attention must be devoted during the pouring process to the definitive property of SCC concerning self-deaeration. The deaeration process takes longer where viscosity is higher. On the other hand, SCC with a low adjusted viscosity generally achieves the best surfaces, making allowance for the potential risk of segregation. For pouring, the priority objective must be the combination of as few installation points as possible and an optimally defined flow distance for the assurance of maximum deaeration. The effective prevention of undesirable layer crazing (formation of “elephant skin”) must also be included. Additional importation of air into the fresh concrete from outside should be avoided. Similarly to the installation procedure for underwater concrete, filling or pumping from the bottom filling nozzle upward is recommendable as the optimum variant. Closed formwork systems as are frequently used in underground engineering are particularly well suited for this (see Figure 14). Formwork designs dimensioned for the maximum fresh-concrete hydrostatic pressure, plus grouting pressures occurring in the roof area, are indispensable for this case. Pumping operations at a low head, from bottom to top, should continue until the fresh-concrete levels have in each case passed the areas above the next highest pump nozzles. The positioning of maximum height differences of 3.5 m between the installation points and the top concrete levels has proven worthwhile in this context. The differences in levels specified by the formwork manufacturers must under all circumstances be met in the filling concept. Steady continuous filling operations with no interruptions are of great importance in this context for the attainment of uniform surfaces. Correspondingly configured pump/piping systems should therefore be deployed to restrict the necessary relocation times to a minimum. The

Pumpvorgänge mittels geringer Druckhöhe von unten nach oben dauern so lange, bis die Frischbetonspiegel jeweils die Bereiche über den nächsthöheren Pumpstutzen überschritten haben. Bewährt hat sich dabei die Anordnung maximaler Höhendifferenzen von 3,5 m zwischen den Einbaustellen und den oberen Betonspiegeln. Die von den Schalungsherstellern festgelegten Spiegeldifferenzen sind im Verfüllkonzept zwingend zu berücksichtigen. Sehr bedeutsam zur Erzielung von gleichmässigen Oberflächen sind dabei stetige Verfüllvorgänge ohne Unterbrüche. Mit entsprechend konfigurierten Pump-Rohrleitungssystemen sollten daher notwendige Umsetzzeiten auf ein Minimum beschränkt werden. Absolut immer zu gewährleisten ist der jeweils freie Betonfluss durch die Pumpstutzen. Einschränkende Bewehrungsführungen müssen allenfalls ausgeschnitten und durch um diese Bereiche führende Wechselbewehrungen ersetzt werden. Unbegründet beim Einsatz von SCC sind vermeintliche Mehraufwendungen für das Abdichten von Schalungsstössen. Im Gegenteil: Durch seine Zähflüssigkeit weist SCC diesbezüglich eine signifikant höhere Entmischungsresistenz auf. Zudem entfällt die Dynamik durch den auf die Schalung übertragenden vibrierenden Schütteleffekt, der bei konventionellen Rüttelbetonen der Konsistenzklasse F4/F5 das «Bluten» von Beton besonders begünstigt. Maximal betragen die Fallhöhen bei

free flow of concrete through the pump nozzles must in each case be assured at absolutely all times. Constrictive reinforcement arrangements must where necessary be cut out and replaced with transition reinforcement systems passing around these areas. Alleged extra expenditure for the sealing of formwork joints is unfounded when SCC is used. On the contrary: thanks to its viscosity, SCC exhibits in this respect a significantly higher resistance to segregation. In addition, dynamic motion caused by the vibratory effect transmitted to the formwork, which particularly favours the “bleeding” of concrete in the case of conventional vibro-compacted concretes of Consistency Class F4/F5, no longer occurs. The drop heights in “classical” formwork filling operations performed from above are a maximum of 1 to 2 m, taking account of the reinforcement ratios. Keeping the end of the hose continuously immersed in the fresh concrete on walls assists in preventing undesirable additional importation of air in this variant. Sufficient concreting lines must always be provided for this case (vertical routing of the pump hose within the reinforcement). SCC’s material-specific properties in principle allow higher degrees of placing compared to conventional vibro-compacted concretes in bench/vault structures. With SCC, too, particular attention must also be devoted to reliable and accurate stop-point detection methods when maximum filling level is reached, especially in the case of “trailing”



13 Einsatz von verdichtetem Beton im Untertagebau

Use of compacted concrete in underground engineering



14 Schlossparking Thun, 2016  
Manor-house car park, Thun, 2016

von oben eingebrachten «klassischen» Betonverfüllungen unter Berücksichtigung der Bewehrungsgrade 1–2 m. Bei Wänden das Schlauchende ständig im Frischbeton eingetaucht zu halten, hilft bei dieser Variante, unerwünschten zusätzlichen Lufteintrag zu verhindern. Angeordnet müssen für diesen Fall stets genügend Betoniergassen sein (vertikale Führung des Pumpschlauchs innerhalb der Bewehrung). Die SCC-materialspezifischen Eigenschaften ermöglichen bei Kalotten-Gewölbekonstruktionen im Vergleich mit konventionellen Rüttelbetonen prinzipiell höhere Verfüllungsgrade. Zielsichere Anschlagetechniken beim Erreichen der maximalen Verfüllung, speziell bei «blind» zu betonierenden «Nachläufer»-Gewölbefeldern, sind auch mit SCC besonders zu berücksichtigen. Dazu gehört ausserdem, ausgehend von der Gefahr entstehender Hohlstellen durch eingeschlossene komprimierte Luftpolster, der Einbau von genügend oberliegenden Entlüftungsmöglichkeiten (Stirnschalung, Spion/Injektionsrohre usw.). Nach einer aus irgendwelchen Gründen unplanmässigen Unterbrechung eines Betoniervorgangs kann vor der Wiederaufnahme in entsprechenden Bereichen, wenn die Oberfläche schon verkrustet erscheint (Elefantenhautbildung), kontrolliertes leichtes Rütteln oder Stochern erforderlich werden.

roof elements which are to be concreted “blind”. In addition, this also includes, due to the danger of the occurrence of cavities caused by trapped and compressed pockets of air, the provision of sufficient venting facilities at the top (bulkhead formwork, spy pipes, crown nozzles, etc.). Mild, controlled vibrating or rodding may be necessary if the surface of the concrete appears to be crusted (crazing, “elephant skin”) after any unscheduled interruption to a concreting operation for any reason.

### 6 Outlook

SCC technology is being continuously further refined. Stability properties significantly improved thanks to modified additives, combined with notably longer processing and application times, are expanding the potentials for use in underground engineering involving the most complex handling and installation conditions. Due to the special installation procedures, extensively automated concreting operations will in future be possible in the “mass production” of successive adjacent vault elements in road and rail tunnel projects, for example. The precondition for this will be the equipping of the vault formwork systems with complete pump/piping systems, including remote-operable

### 6 Ausblick

Die Technologie von SCC wird ständig weiterentwickelt. Durch modifizierte Zusatzmittel signifikant verbesserte Stabilitätseigenschaften, verbunden mit deutlich längeren Verarbeitungszeiten, erweitern die Einsatzmöglichkeiten im Untertagebau mit seinen meist komplexen Transport- und Einbauverhältnissen enorm. Infolge der speziellen Einbauverfahren werden künftig weitgehend automatisierte Betoniervorgänge bei der «Massenproduktion» aneinandergereihter Gewölbefelder bei zum Beispiel Strassen- und Bahntunneln ermöglicht. Voraussetzung hierfür ist die Bestückung der Gewölbekonstruktionen mit kompletten Pumpleitungs-Rohrsystemen inklusive fernbedienbarer hydraulischer Absperrschieber. Früher wurde SCC im Untertagebau vorwiegend als Unternehmervariante eingesetzt. Mit steigender Tendenz wird die SCC-Technologie für grosse Untertage-Infrastrukturprojekte unter Abwägung der technischen und wirtschaftlichen Vor- und Nachteile seit ein paar Jahren nun vermehrt ausdrücklich von den Bauherren bestellt. Dass dadurch u. a. die Arbeitsbedingungen unter Tage weiter nachhaltig verbessert werden, ist zum Wohle aller Beteiligten zu begrüssen.

hydraulic shut-off valves. Up to now, SCC has primarily featured in underground engineering as a “contractor’s variant”. For a few years now, SCC technology has more frequently been expressly specified by project clients for major underground infrastructure projects, taking due consideration of the technical and economic benefits and drawbacks – and this trend is still rising. The fact that this means, among other things, that underground working conditions will be permanently improved is to be welcomed as a benefit to everyone involved.

### Literatur/References

- [1] Forschungsbericht Technische Universität München, 2005
- [2] W. Brameshuber: direkte Konversation anlässlich FSKB-Tagung vom 25.3.2014, Dagmersellen LU
- [3] Holcim Betonpraxis, 2017
- [4] Dr.-Ing. Christoph Nicolai: Schwindverhalten bewehrter Tunnelinnenschalen aus selbstverdichtendem Beton, 2010

Ana Anton, MSc. Arch., PhD Researcher, ETH Zürich, Zürich/CH  
 Angela Yoo, MArch., ETH Zürich, Zürich/CH  
 Benjamin Dillenburger, Prof. Dr., ETH Zürich, Zürich/CH

# Concrete Extrusion 3D Printing across Disciplines

## Opportunities for Customisation of Underground Infrastructure

3D printing with concrete offers obvious potentials for customisation in the construction sector. From existing additive manufacturing techniques, this paper addresses concrete extrusion 3D printing. In this context, an overview of in situ and prefabrication 3D printing systems is presented with the goal of identifying opportunities for application in underground infrastructure.

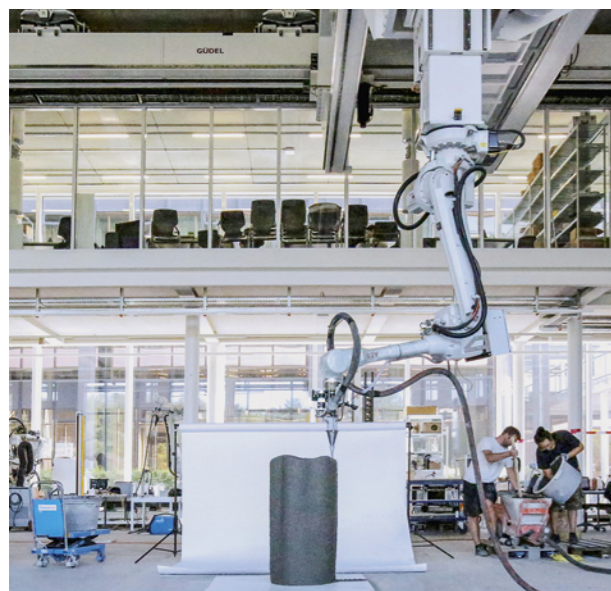
### 1 Introduction

Since its development in the mid 19<sup>th</sup> century, reinforced concrete has shaped a major part of the building industry – the versatility and durability of which has made it a ubiquitous material, uniquely able to meet the huge infrastructural demands of the modern world. As a matter of fact, one of the first patents for a reinforced concrete application was obtained by Joseph Monier for the fabrication of pipes and water basins. From that moment on, its use in “roads, bridges, tunnels, dams, power plants, ports, airports, dikes, seawalls, waste and freshwater plants and networks” [1] has made it the most essential building material for past and present infrastructure, being by far the most consumed building material globally.

With the increased building activity of major developing nations and the need to confront ageing infrastructure in de-

veloped ones, reliance on concrete in the construction sector is only predicted to increase in coming years. There is no alternative material to replace it in the foreseeable future [1] demanding a smarter and more sustainable approach to concrete applications.

In this context, 3D printing with concrete emerges as a new technology offering unrivalled material efficiency and novel customisation possibilities (Fig. 1). It is a cost-efficient, sustainable way of radically rethinking concrete applications in infrastructure for which no formwork is required, with the possibility to construct hollow structures and bespoke parts without additional cost. Concrete extrusion 3D printing (CE3DP) is a layer-based digital fabrication technique which uses a numerically controlled tool to precisely place high-viscosity concrete that hardens upon deposition (Fig. 2). Bringing digital dexterity to the materiality of concrete, CE3DP



1 Concrete extrusion 3D printing process, system used at ETH Zürich



2 Detail of 3D-printed structure with varying layer height

## Interdisziplinäre Betonextrusion mit dem 3D-Drucker

### Möglichkeiten der individuellen Formgebung für Infrastruktur unter Tage

Das Betonextrusionsverfahren ist ein digitales Fertigungsverfahren, bei dem eine numerisch gesteuerte Maschine auf der Grundlage eines digitalen Modells Beton Schicht für Schicht verbindet. Ohne Verwendung einer Schalung lassen sich so individuell geformte Betonbauteile mit komplexen geometrischen Eigenschaften und integrierten Hohlräumen ohne Aufpreis fertigen. Tunnel haben eine Vielzahl von Funktionen auf kleinstem Raum zu erfüllen. Deshalb können Elemente mit speziellen Hohlplattensträngen die Raumnutzung weiter optimieren. Weitere Anwendungen im Tunnelbau werden in solchen Bereichen identifiziert, in denen der Bedarf an individueller Formgebung besonders hoch ist, wie zum Beispiel bei Verzweigungen von Tunneln.

### Béton extrudé avec imprimante en 3D: domaines d'application

#### Pour des formes d'infrastructures souterraines individuelles

L'extrusion de béton est une méthode de fabrication numérique utilisant un instrument assisté par ordinateur pour déposer du béton en couches successives selon un modèle numérique. Sans recours à un coffrage, cette technique permet la fabrication d'éléments uniques aux caractéristiques géométriques complexes, mais aussi d'espaces vides intégrés sans coût supplémentaire.

Les tunnels doivent répondre à une multitude de contraintes sur un espace restreint. C'est pourquoi des éléments présentant des profils creux spécifiques permettent d'optimiser davantage l'espace. D'autres applications se profilent dans le domaine de la construction de tunnels, en particulier en cas de besoin accru en solutions sur mesure, par exemple dans les tunnels avec bifurcations.

### L'estruzione del calcestruzzo per la stampa 3D interdisciplinare

#### Opportunità per la personalizzazione dell'infrastruttura sotterranea

L'estruzione del calcestruzzo è un metodo di fabbricazione digitale che usa uno strumento a controllo numerico che dispone il calcestruzzo strato dopo strato per riprodurre un modello digitale. Senza usare la cassaforma, questa tecnica permette la fabbricazione di elementi unici con caratteristiche geometriche complesse e vuoti integrati senza costi aggiuntivi.

Le gallerie richiedono l'accorpamento di numerose funzionalità. Ecco perché gli elementi specializzati con sezioni centrali cave possono ottimizzare ulteriormente l'uso dello spazio. Le altre applicazioni per la costruzione di gallerie sono identificabili nelle aree in cui la necessità di personalizzazione è essenziale, come ad esempio le biforcazioni delle gallerie.

enables the precision needed to locally deposit only the essential amount of material needed [2], offering obvious potentials for customisation in the construction sector.

Business models for additive manufacturing with concrete entail strategic decisions on the processing system, concrete mix design and production environment. To identify the affordances of CE3DP, this study will assess built precedents from in situ and prefabrication scenarios.

### 2 3D Printing in Construction

Additive manufacturing is a well-established fabrication method in many fields, utilised mostly for highly customised and complex geometries. In the medical and aerospace industries, small-scale, high-resolution 3D prints proved their advantages over more traditional fabrication methods. However, in the building industry, due to the large scale and long printing time, the technology remains underdeveloped. In the last decade, research in this direction has shown promising results that allowed for suitable implementation in large-scale built projects. Another reason for the slow transition to real

construction sites is that the building codes for processing, materials, strength tests and durability to assess 3D-printed structures are currently under development [3]. State-of-the-art examples include the 3D-printed bridge from MX3D which uses steel-wire arc welding [3]; 3D printed formwork for the dFAB House at ETH Zürich [4]; and extrusion of lightweight concrete and 3D-printed plastic facades from TU Munich.

From the given examples, CE3DP stands out as the fastest printing method with a good vertical build-rate. In our printing facility we achieved print-speeds of up to 500 mm/s, the record being 1,000 mm/s [5]. Nevertheless, printing too fast reduces the geometric features of the obtained object. Our printing material is a high-performance mortar with 2 mm maximum aggregate size and compressive strength of 65 megapascals measured at 28 days according to EN 196.

#### 2.1 In Situ Fabrication

On-site automation in concrete processing applications for repetitive operations and health hazards have already been implemented. Such an example includes remote concrete spraying in shafts and tunnels that provide temporary sup-

port for the new excavation [6]. In the majority of cases, the operation of shotcreting has been partially or fully automated in order to avoid accidents. Concrete spraying produces dust and chemicals which trigger serious health problems for workers exposed for long periods of time and working underground entails safety risks such as falling rocks, flooding and collapsing shafts [7]. As a building process, it faces similar challenges to that of in situ 3D printing with concrete. In fact, there is one example of existing 3D-printing research that uses shotcrete technology as a printing material [8].

In situ fabrication involves printing the object in place, in the exact position and orientation of its final use. In the following section, different technical printer solutions have been explored, in the form of fixed, mobile and collaborating robots (Fig. 3).

First introduced by Prof. Khoshnevis, Contour Crafting was patented as a method of on-site 3D printing in the early 2000s [2]. The process involves an extruder nozzle which moves in Cartesian coordinates while depositing material in layers to fabricate an object that fits within the physical bounds of the gantry system (Fig. 3.A). This printer is installed on a horizontal plane and its total height is limited by the upper frame of the gantry. Presently, Cobod [9] offers modular gantry printers in a number of price ranges and a similar approach is explored by the Russian company Apis Cor [10] (Fig. 3.B). Their system is installed in the centre of the print area on a fixed post and was successfully used to print a 37 m<sup>2</sup> house. The mechanism is able to rotate 360° around its axis while printing the facade and partition walls of a building. Being installed on a fixed pillar, this printer can print on non-planar terrain geometries.

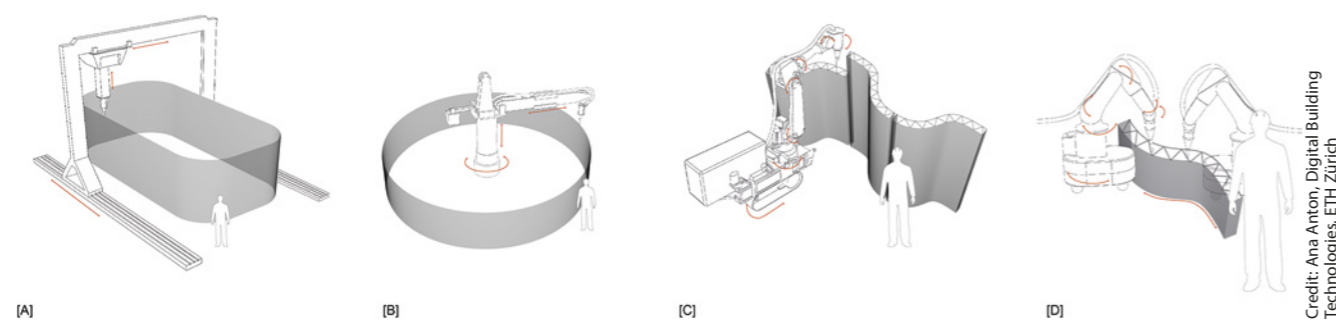
A mobile robot in situ was first used by Gramazio Kohler Research for bricklaying [11]. This was followed by successful deployment on a real construction site in the DFAB House where the reinforcement of the mesh mould wall was constructed with the in-situ fabricator and later filled with concrete [12]. Using a similar continuous track locomotive system, the RC 3Dp proposed by CyBe, [13] also targets in situ printing with concrete (Fig. 3.C). Using their mobile printer, the walls of a 100 m<sup>2</sup> house were exhibited in 2017 at Milan Design Week.

Collaborative robots, perhaps the most technically challenging solution, offer the largest fabrication space. In this

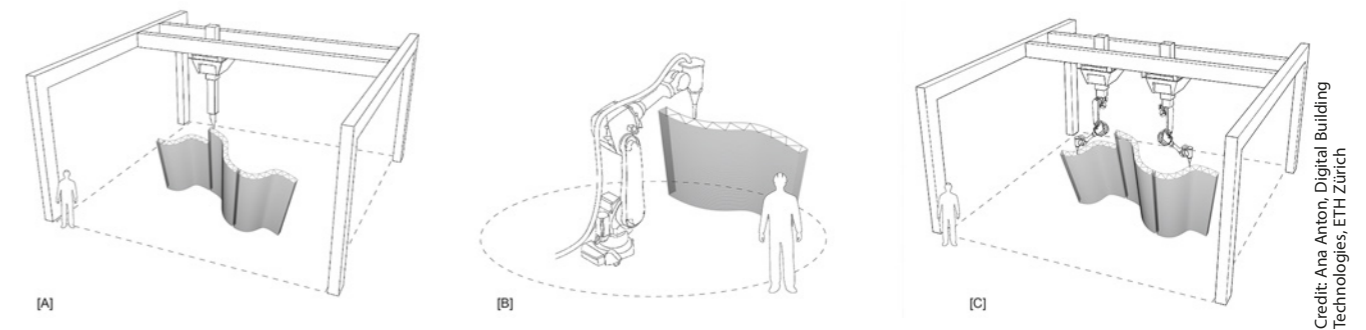
case, several smaller mechanisms navigate through space and print while in motion (Fig. 3.D). Collaborative printers are also connected to a concrete supply, thus printing continuously. An interdisciplinary team including roboticists, mechanical and civil engineers from NTU Singapore have implemented such a system using two collaborating units made of six axis robots mounted on holonomic platforms [14].

Comparing the existing examples, it is obvious how mechatronic complexity increases with the decrease in size of the equipment. Fixed printers are assembled once, calibrated and when the print job is finished, they are removed. While they operate, human presence and other unknowns can be restricted from the print area, resulting in an efficient site without the robotics challenge of dealing with the unexpected. Fixed printers are bigger than the structure they produce and most likely, will prove viable only for small buildings under 100 m<sup>2</sup> in footprint. Such print examples include detached houses, individual offices and in the case of developing countries, toilet facilities.

The capacity to operate mechatronic equipment in 3D space without having to rely on an external infrastructure remains a significant challenge for robotic technology [15]. The proliferation of gantry printers does not necessarily address the complexity of cyber-physical systems and automation on the worksite. Fixed printers, like gantries, are usually commercially advertised as being controlled by g-code slicer software that is easy to use by individuals with limited knowledge of robotics and modelling programs. Mobile printers, while they deposit material from a fixed position, still require orientation through space for position shifts and occasional environment updates throughout a print in progress. Collaborative printers, which are more advanced, deposit concrete while moving. In essence, their understanding of 3D space and activity of neighbouring printers is more accurate. To be developed into a viable constructive method, both mobile and collaborative machines should become easy to be operated by unskilled workers and safe to use in the presence of humans on the worksite. To conclude, the most suitable printer systems for underground in situ work likely belong to the mobile printers' category because of appropriate scale and reach. The reach of such a mechanism is described by the tooling accessibility on the



3 In situ printers: [A] and [B] fixed, [C] mobile, [D] collaborating robots.



4 Prefabrication printers: [A] gantry, [B] robot, [C] robots mounted on external axis.

section of the tunnel, plus a linear movement along the tunnel length.

All in situ fabrication techniques save major costs in transportation and assembly, whilst having the unique benefit of being able to incorporate local materials into the printing process. However, even though 3D printing suggests that any geometry can be fabricated, only specific geometrical possibilities are printable under gravity without support. Precedents are often building elements in the range of vertical extrusions like walls or columns, because their overhangs are small. A way to extend the design space for in situ printing is to identify possibilities to print on existing permanent supports. Such an example is particularly relevant for tunnel applications: filling the overcut area through controlled material placement to create a uniform wall directly on the rock of an excavated shaft. A related technical solution can include automated spraying of concrete, as well as automated casting.

Another challenge that in situ printing faces is material variability under environmental conditions [15]. The viscosity of concrete changes significantly with modifications in temperature and humidity, therefore the material processing system should be able to adapt to the initial yield stress of the paste. To continue, having a robust process able to include reinforcement during printing is perhaps the most difficult research task [16]. If these challenges are surpassed, autonomous robots working in unstructured environments can revolutionise the construction industry by improving safety for workers and decreasing fabrication time. However, direct 3D printing of concrete is not the only solution to automation in constructions. The next section of this paper will assess the prefabrication of concrete components, giving rise to new opportunities for productivity optimisation.

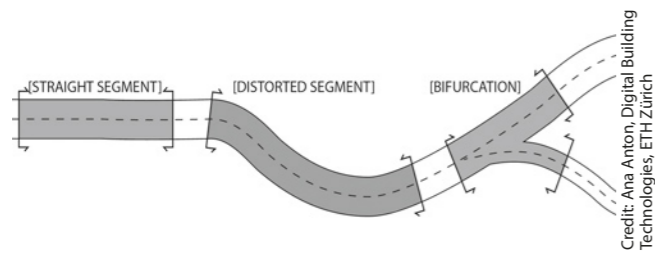
## 2.2 Prefabrication

Prefabrication industries have greatly profited from automation because they rely on accurately calibrated machines inside structured environments [12]. Concrete technology has perfected the precast production line, in which the automated carousel is one of the most productive solutions. This method is also employed in the production of tunnel

lining ring segments for underground applications. Inspired by automobile production lines, the carousel system keeps the factory workers in position while a concrete part moves through a series of automated operations. Another advantage of prefabricated concrete is curing in controlled environments under constant temperature and desired moisture. For underground applications, concrete elements require water and fire resistance and quality control ensures a high standard of concrete products in this context. In summary, prefabrication in controlled environments offers many advantages such as increased productivity and the creation of higher-performance elements of enhanced strength and appearance.

The natural choice for the concrete printing industry is to operate with high-precision, fixed machines that are able to be part of the most accurate production set-up. In addition to aforementioned benefits, digital fabrication in prefabrication scenarios can offer full customisation and new geometric opportunities. To date, gantries, six-axis industrial robots and industrial robots mounted on linear tracks or gantries (Fig. 4) have been implemented in systems with varying robotic complexity [17].

Gantry systems have three or four degrees of freedom (DoF) and, in prefabrication scenarios, offer more accuracy than their on-site counterparts. Gantries for prefabrication can carry heavy tooling and are able to accommodate more complex functionality at the tool head, like the direct incorporation of reinforcement cables within an extrusion [18]. In terms of production, prefab gantries offer unrivalled speed and reliable systems that are relatively simple to control with slicer software. Industrial robots with six DoF become more of a specialised endeavour as they are not as stable or fast as a three-axis gantry. However, they offer an increased design space for CE3DP. With the versatility and flexibility of an industrial robot, complex geometric elements of higher resolution and detail can be printed. An industrial robot mounted on an external axis has six degrees of freedom plus, offering a bigger design space still. With enhanced reach over all other options, systems of higher robotic complexity have the greatest potential to print cost-effective, high-value parts. These processes in prefabrication scenarios can be tuned to produce a unique aesthetic



5 Top view of tunnel pathway.

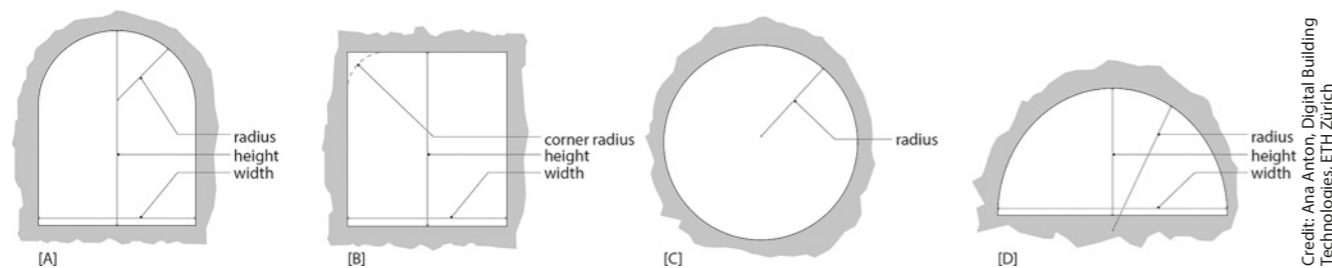
quality, where the final texture is a design-enhanced product.

As presented in [19], digital fabrication, for the time being, is economically feasible only for freeform construction. Of all implementations in construction, prefabrication has the greatest potential to fabricate complexity, creating most value in the area of concrete extrusion. Higher resolution, intricate details and the ability to fine-tune or post-process the aesthetic quality of a print are unique to systems of higher robotic complexity, and are essential in the creation of high-performance components of novel visual character. Flexibility in production also means elements can be fabricated in a direction suitable for printing, but are then not limited to being assembled in the same orientation, eliminating a significant design constraint typical of in situ printing processes.

There is also the option to print permanent formworks, hybrid structures that combine prefabricated 3D printing with the casting of concrete. Compared to fully printed elements, hybrid structures offer reduced machining time due to lesser amounts of printed concrete. Taking advantage of the benefits of casting, traditional rebar can be integrated, thus including reinforcement, one of the main challenges of printing technology [16]. Examples of reinforcement integration during printing show the potential of multi-robotic production systems in a factory setting. Furthermore, being able to cast using a validated technology enables the authorisation of printed structures under present building codes [20] as the continuity in the transfer of loads inside a hybrid structure can be ensured through the cast concrete.

### 3 Customisation for Large-Scale Infrastructure

A major advancement that digital fabrication brings to the construction industry is the cost-effective, full customisation



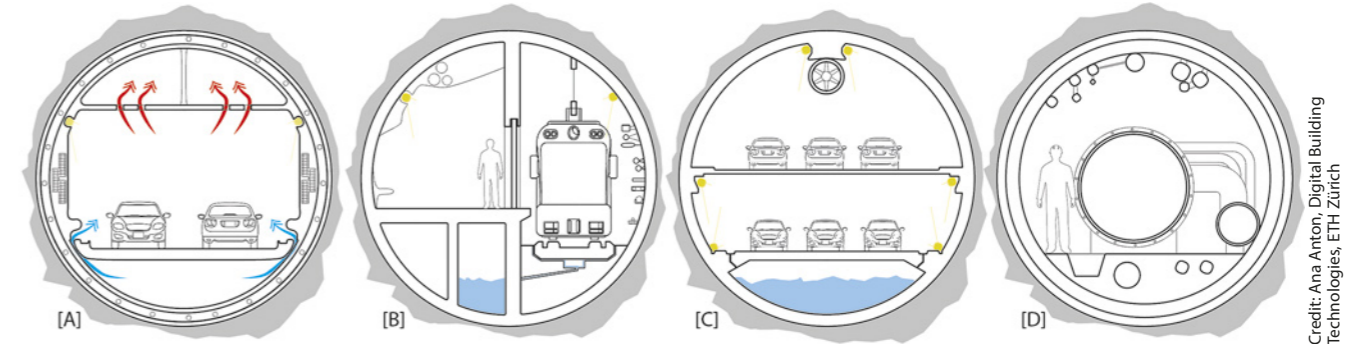
6 Shape parameterisation for customisation of various tunnel sections: [A] horseshoe, [B] rectangular, [C] circular, [D] semicircular

of building components. Examples of 3D-printed elements used in underground applications, such as on-site printed manholes for sewer pits from CyBe [13] or a prefab storm-water collector from Xtree [20], are in their infancy. Although tunnelling is not a field where the need for uniquely shaped concrete is obvious, this paper has identified several key opportunities that this sector and large-scale infrastructure applications, in general, can benefit from.

Optimally, tunnels always have the same construction section, but in the case of curved pathways, this section gets distorted along the curve. Additionally, urban tunnels are even more restricted in possible trajectories, since they interact with existing underground constructions. This dense network of infrastructure gives rise to branching paths, of which bifurcation segments are the most cost-, time- and labor-intensive to produce (Fig. 5). This is due to the one-time use of customised formwork that is required to fabricate non-standard shapes in situ. CE3DP can prefabricate bespoke segments without formwork as well as directly print tunnel inner linings in situ.

Tunnels, of different sectional profiles (Fig. 6), are comprised of a very dense packing of functionalities and services that need to occupy the smallest space possible: lights, air ducts, water drains, electricity, roads, pavements, escape passages, train tracks, waiting platforms, etc. Figure 7 shows possible functional variations inside a circular tunnel. Parts with interior cavities and fine details are usually cast with special self-levelling concrete – alternatively they can be printed. For CE3DP, parts with hollow cavities need to be printed in a prefabrication scenario to maximise their accuracy and their geometric features. Printed vertically, they are later reoriented to follow the correct placement inside the tunnel.

Section customisation for digitally fabricated shapes that are not possible to be produced with regular casting open up new configurations of functionalities that further optimise the structure whilst reducing material costs. The most immediately feasible approach is to implement printing in prefabrication scenarios. For fabrication, complex tunnel sections can be rotated 90° and printed on a flat printing platform. This orientation of the tunnel component allows the integration of any sectional profile with specialised compartments for piping systems.



7 Variation of size and functionality in circular tunnels

### 4 Conclusion

Fully 3D-printed tunnels are difficult to envision for the time being, however, opportunities for customisation exist. Grouped under in situ and prefabrication, this study identifies specific cases where additive manufacturing can improve working conditions and performance of building components for underground infrastructure.

### References

[1] Van Damme, Henri: "Concrete material science: Past, present, and future innovations." Cement and Concrete Research, Vol. 112, October, 5–24, 2018.

[2] Khoshnevis, Behrokh: "Automated Construction by Contour Crafting: Related Robotics and Information Technologies." Automation in Construction, Vol. 13, Issue 1, 5–19, 2004.

[3] Schoof, Jakob: "Printed Architecture." Detail 1/2.2019, 84–91, 2019.

[4] Aghaei-Meibodi, Mania.; Jipa, Andrei; Giesecke, Rena; Shammass, Demetris; Bernhard, Mathias; Leschok, Matthias; Graser, Konrad; Dillenburger, Benjamin: "Smart Slab." In: Wit, Andrew John; Anzalone, Phillip; Del Signore, Marcella (eds): ACADIA 2018: Re/Calibration: On Imprecision and Infidelity, 320–27, Mexico City, Mexico, 2018.

[5] www.sika.com/annualreport/en/index/topics/3d-concrete-printing.html

[6] Nabulsi, Samir; Rodriguez, Angel; Rio, Olga: "Robotic Machine for High-Quality Shotcreting Process." ISR/Robotik, 1137–1144, 2010.

[7] Mason, B.; Bishop, M.: "Remote concrete spraying in shafts and tunnels." Automation and Robotics in Construction XI, 417–424, 1994.

[8] Lindemann, H.; Gerbers, R.; Ibrahim, S.; Dietrich, F.; Herrmann, E.; Dröder, K.; Raatz, A.; Kloft, H.: "Development of a Shotcrete 3D-Printing (SC3DP) Technology for Additive Manufacturing of Reinforced Freeform Concrete Structures." In: Wangler, T.; Flatt, R. J. (eds): First RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication, 287–298, Cham, Springer, 2018.

[9] www.cobod.com

[10] www.apis-cor.com

[11] Giffthaler, M.; Sandy, T.; Dörfler, K.; Brooks, I.; Buckingham, M.; Rey, G.; Kohler, M.; Gramazio, F.; Buchli, J.:

"Mobile Robotic Fabrication at 1:1 Scale: the In Situ Fabricator." Construction Robotics, Springer International Publishing, 2017.

[12] Buchli, Jonas; Giffthaler, Markus; Kumar, Nitish; Lussi, Manuel; Sandy, Timothy; Dorfler, Kathrin; Hack, Norman: "Digital in situ fabrication – Challenges and opportunities for robotic in situ fabrication in architecture, construction, and beyond." Cement and Concrete Research, Vol. 112, October, 66–75, 2018.

[13] www.cybe.eu

[14] Zhang, X.; Li, Mingyang; Lim, Jian Hui; Weng, Yiwei; Tay, Yi Wei Daniel; Pham, Hung; Pham, Quang-Cuong: "Large-scale 3D printing by a team of mobile robots." Automation in Construction, Vol. 95, October, 90–106, 2018.

[15] Reiter, Lex; Wangler, Timothy; Roussel, Nicolas; Flatt, Robert J.: "The role of early age structural build-up in digital fabrication with concrete." Cement and Concrete Research, Vol. 112, October, 86–95, 2018.

[16] Asprone, Domenico; Menna, Costantino; Bos, Freek P.; Salet, Theo A.M.; Mata-Falcón, Jaime; Kaufmann, Walter: "Rethinking reinforcement for digital fabrication with concrete." Cement and Concrete Research, Vol. 112, October, 111–121, 2018.

[17] Duballet, R.; Baverel, O.; Dirrenberger, J.: "Classification of building systems for concrete 3D printing." Automation in Construction, Vol. 83, 247–258, 2017.

[18] Bos, Freek P.; Ahmed, Zeeshan Y.; Wolfs, Rob J.M.; Salet, Theo A.M.: "3D Printing Concrete with Reinforcement." In: Hordijk, D.; Luković, M. (eds): High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet, 2484–2493, Springer, Cham, 2017

[19] De Schutter, Geert; Lesage, Karel; Mechtcherine, Viktor; Nerella, Venkatesh Naidu; Habert, Guillaume; Agustí-Juan, Isolda: "Vision of 3D printing with concrete – Technical, economic and environmental potentials." Automation in Construction, Vol. 13, Issue 1, 25–36, 2018.

[20] Gaudillière, Nadja; Duballet, Romain; Bouyssou, Charles; Mallet, Alban; Roux, Philippe; Zakeri, Mahriz; Dirrenberger, Justin: "Large-Scale Additive Manufacturing of Ultra-High-Performance Concrete of Integrated Formwork for Truss-Shaped Pillars" In: Willmann, J.; Block, P.; Hutter, M.; Byrne, K.; Schork, T. (eds): Robotic Fabrication in Architecture, Art and Design 2018, 459–472, Cham, Springer, 2019.

[21] www.xtreee.eu

<b>Anton, Ana</b>	ETH Zürich, Zürich /CH
<b>Bergmeister, Konrad</b>	BBT SE, Innsbruck/AT
<b>Boiron, Laurent</b>	Holcim (Suisse) SA, Zürich/CH
<b>Bronzetti, Daniele</b>	Lombardi AG, Minusio/CH
<b>Ceresola, Aldo</b>	Bekaert (Schweiz) AG, Baden/CH
<b>Dillenburger, Benjamin</b>	ETH Zürich, Zürich /CH
<b>Dupriez, Nicolas</b>	CSD Ingénieurs SA, Lausanne/CH
<b>Fauriel, Suzanne</b>	CSD Ingénieurs SA, Lausanne/CH
<b>Fehr, Kurt</b>	SBB, Olten/CH
<b>Garin, Etienne</b>	BG Ingénieurs-Conseils, Lausanne/CH
<b>Gisler, Felix</b>	Federal Institute of Technology, Wirtschafts-Ing. STV, Basler & Hofmann AG, Zürich/CH
<b>Jesel, Thomas</b>	Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH
<b>Mattelaer, Pieter</b>	CERN, Genf/CH
<b>Mele, Pietro</b>	Spea Engineering SpA, Milano/IT
<b>Milesy, Lionel</b>	Conception d'Automates de Pilotage (CAP), Chevilly-Larue/FR
<b>Müller, Olivier</b>	CSD Ingénieurs SA, Lausanne/CH
<b>Müller, Urs</b>	IM Maggia Engineering AG, Locarno/CH
<b>Ohnesorge, Matthias</b>	Sika Services AG, Zürich/CH
<b>Osthoff, Günter</b>	DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH, Stuttgart, DEU
<b>Redoutey, François</b>	BG Ingénieurs Conseils SAS, Aix-les-Bains/FR
<b>Ritz, Michel</b>	SBB AG Infrastruktur, Energie, Zollikofen/CH
<b>Roslin, Mattias</b>	Trafikverket, Stockholm/SE
<b>Schneider, Alex</b>	Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH
<b>Schoch Keller, Silvia</b>	Federal Institute of Technology, NDS BWI Federal Institute of Technology, Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH
<b>Selleri, Alberto</b>	Autostrade per l'Italia S.p.A., Roma/IT
<b>Steiner, Jürg</b>	Implenia Schweiz AG, Bern/CH
<b>Wangler, Timothy</b>	ETH Zürich, Zürich/CH
<b>Weidinger, Andreas</b>	Bundesamt für Strassen ASTRA, Winterthur/CH
<b>Winkler, Dominik</b>	University of Innsbruck, Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH
<b>Wittke, Martin</b>	WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Weinheim/D
<b>Wittke-Gattermann, Patricia</b>	WBI Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Weinheim/D
<b>Yoo, Angela</b>	ETH Zürich, Zürich /CH
<b>Zieger, Thomas</b>	SBB Infrastruktur, Luzern/CH
<b>Zimmermann, Andreas</b>	Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

## Hauptsponsoren • Main Sponsors



**WE BUILD TOGETHER**  
**INNOVATION IN PROCUREMENT, LOGISTICS AND**  
**ANCHOR TECHNOLOGY**



**Contact:**  
Adolf Würth GmbH & Co. KG  
Construction-Site-Project-Management  
cspm.international@wuerth.com

**BRENNER BASE TUNNEL**



We offer expertise in infrastructure construction and maintenance for more than 50 years. Our main focus is the smart-use of surface and subsurface space.

The application of the latest working methods such as BIM and the use of artificial intelligence shows our innovative strength. It is our key to shaping the digital future.

[www.amberggroup.com](http://www.amberggroup.com)

**WE ARE AMBERG**

AMBERG ENGINEERING

AMBERG LOGLAY

AMBERG TECHNOLOGIES

HAGERBACH TEST GALLERY

Sicher und  
zuverlässig.



**AF TOSCANO**

[toscano.ch](http://toscano.ch)

### Wir verstehen Tunnelbau.

Jahrzehntelange Erfahrung im Tunnelbau rund um die Welt sowie das neue Bohrtechnik-Entwicklungszentrum machen Sandvik zum klaren Vorläufer in der Tunnelindustrie.

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 TEL +41 (0) 848 832 832  
[www.avesco.ch](http://www.avesco.ch)

AVESCO AG ÖSTERREICH ANZING 33 AT - 4413 ST.MARTIN IM MÜHLKREIS TEL +43 (0) 7232 299 44 90  
[www.avesco-tec.at](http://www.avesco-tec.at)





Intelligente Ingenieurösungen für eine lebenswerte Zukunft.  
 Dafür setze ich mich persönlich ein, mit Herz, Verstand und Leidenschaft.  
[www.bs-ing.ch](http://www.bs-ing.ch)

**B+S**  
 INGENIEURE UND PLANER



### Exzellenz im Tunnelbau

Wir sind die Spezialisten für anspruchsvolle Tunnelbauprojekte: im Fels, im dicht besiedelten Gebiet, im Grundwasser und Lockergestein. Basler & Hofmann bearbeitet Tunnelprojekte von der Machbarkeitsstudie bis zur Bauleitung, vom Sicherheitskonzept und -plan bis zum Logistikkonzept. Unsere Spezialisten sind von Bern bis Göteborg im Einsatz. Gut, sich auf einen erfahrenen Partner verlassen zu können.



[www.baslerhofmann.ch](http://www.baslerhofmann.ch)

**Basler & Hofmann**



**MASTER BUILDERS SOLUTIONS**

**BASF**  
 We create chemistry

## MasterSeal 345

Damit Sie im Tunnel keinen Regenschirm brauchen!

BASF Schweiz AG • Geschäftsbereich Admixture Systems  
 Im Schachen • 5113 Holderbank • T +41 (0)58 958 22 44 • F +41 (0)58 958 32 55  
[info-as.ch@basf.com](mailto:info-as.ch@basf.com) • [www.master-builders-solutions.basf.ch](http://www.master-builders-solutions.basf.ch)

- Diesel- und E-Loks, Plattformwagen, Personenwagen, Schutterwagen, Nachmischer usw.
- Schienen und Schwellen, Weichen, California-Weichen
- Dumper
- Ventilationslütten, Ventilatoren
- Selbstbohranker, Reibrohranker, SN-Anker usw.
- Mikropfähle
- Mörtel- und Hochdruck-Pumpen
- Einbaubögen, Gitterträger, TH-Profile
- Pipelines

**belloli**

## SICHERN IST UNSER BUSINESS

**Belloli SA**  
 CH-6537 Grono  
 (Switzerland)  
 Tel. +41 91 820 38 88  
 Fax +41 91 820 38 80  
[info@belloli.ch](mailto:info@belloli.ch)  
[www.belloli.ch](http://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](mailto:info@belloli-italia.it)  
[www.belloli-italia.it](http://www.belloli-italia.it)





**BG**

**DIE NATUR IST  
UNSER VORBILD,  
DAS VERNETZTE  
DENKEN UNSERE  
STÄRKE.**

[www.bg-21.com](http://www.bg-21.com)

BG Ingenieure und Berater ■ INGENIOUS SOLUTIONS

**Emch+  
Berger**

**Gesamtlösungen sind unser Plus.**

Kopenhagen

Wir planen und beraten engagiert, kompetent und verantwortungsvoll. Mit 640 Mitarbeitenden an über 20 Standorten sind wir national und international präsent und nahe bei unseren Kunden.

[www.emchberger.ch](http://www.emchberger.ch)

Map locations: Basel, Baden, Solothurn, Biel/Bienne, Bern, Freiburg/Fribourg, Lausanne, Genève, Frauenfeld, St. Gallen, Zürich, Zofingen, Hochdorf, Luzern/Adligenswil/Ebikon/Emmenbrücke/Kriens, Spiez, Sarnen, Brig, Altstätten/Rüthi, Wetzikon, Cham, Alt St. Johann/Gams, Samnau.

**CSC** | IMPRESA COSTRUZIONI SA  
ENTREPRISE DE CONSTRUCTIONS SA  
BAUUNTERNEHMUNG AG

**ÜBER 50 JAHRE SPITZENLEISTUNG**

[www.csc-sa.ch](http://www.csc-sa.ch)

**BAUEN FÜR MORGEN**

Jedes Projekt, jeder Berg stellt die Frutiger Gruppe vor neue Herausforderungen. Seit über 80 Jahren im Tunnelbau tätig, sind wir an jedem Projekt kontinuierlich gewachsen. Dank unserem umfassenden Know-how sind wir in der Lage, Untertagprojekte für unsere Kunden kompetent zu realisieren.

[frutiger.com](http://frutiger.com)

**Frutiger**



**SCHNELL VERBUNDEN**

PLANUNG GOTTHARD-BASISTUNNEL

ERFOLGREICH PLANEN

GÄHLER UND PARTNER AG | SONNENBERGSTRASSE 1 | CH-5408 ENNETBADEN | TEL +41 56 200 95 11 | INFO@GPAG.CH | WWW.GPAG.CH



**Heitkamp Construction Swiss**  
Kompetenz aus Tradition – Zukunft durch Innovation



Steinbruch Holcim, Kehrsiten

Gasser Felstechnik AG | 6078 Lungern | T 041 679 77 77 | felstechnik.ch

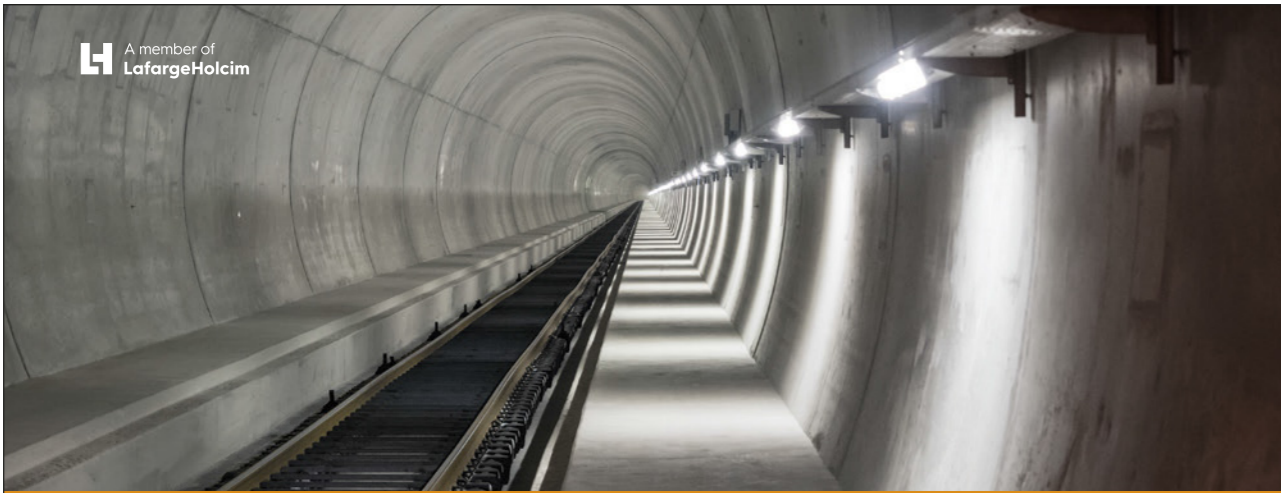
Untertag | Felssicherung | Sprengbetriebe | Spezialtiefbau | Bauservice

BRENNER BASE TUNNEL, AUSTRIA - ITALY

# UNSHAKEABLE WILLPOWER AND CONFIDENCE

Herrenknecht delivers four machines for the next record benchmark in tunnelling. For the excavation of 35 kilometers of the main tunnels, two large-diameter Double Shield TBMs (Ø 10.6 meters) will be employed. In advance, two machines of a smaller diameter excavate exploratory tunnels to explore the geology.  
[herrenknecht.com/bbt/](http://herrenknecht.com/bbt/)

**PIONEERING  
UNDERGROUND  
TOGETHER**



**A member of LafargeHolcim**

**Durch enge Zusammenarbeit setzen wir höchste Anforderungen in beste Qualität um.**

 [www.holcimpartner.net](http://www.holcimpartner.net)  
Für Referenzen, Fachwissen und Bestellungen.

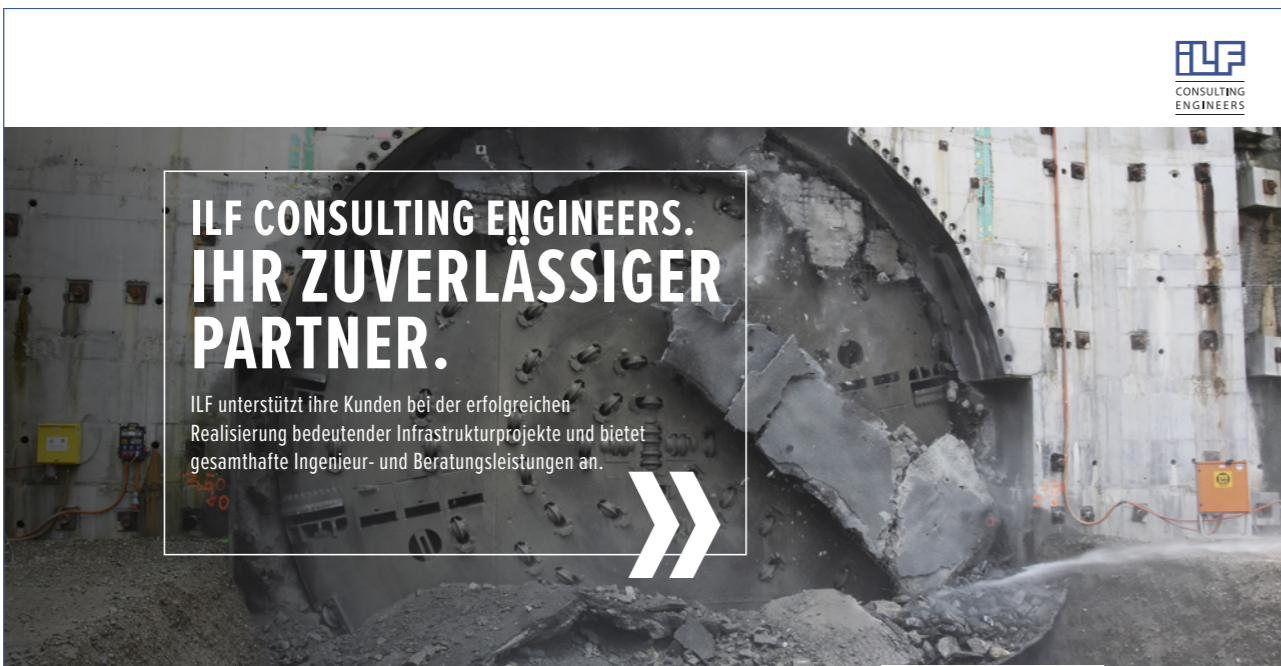
**Strength. Performance. Passion.**




**Implenia® Die Tunnelbauspezialisten**

Implenia denkt und baut fürs Leben. Gern.

[www.implenia.com](http://www.implenia.com)



**ILF CONSULTING ENGINEERS. IHR ZUVERLÄSSIGER PARTNER.**


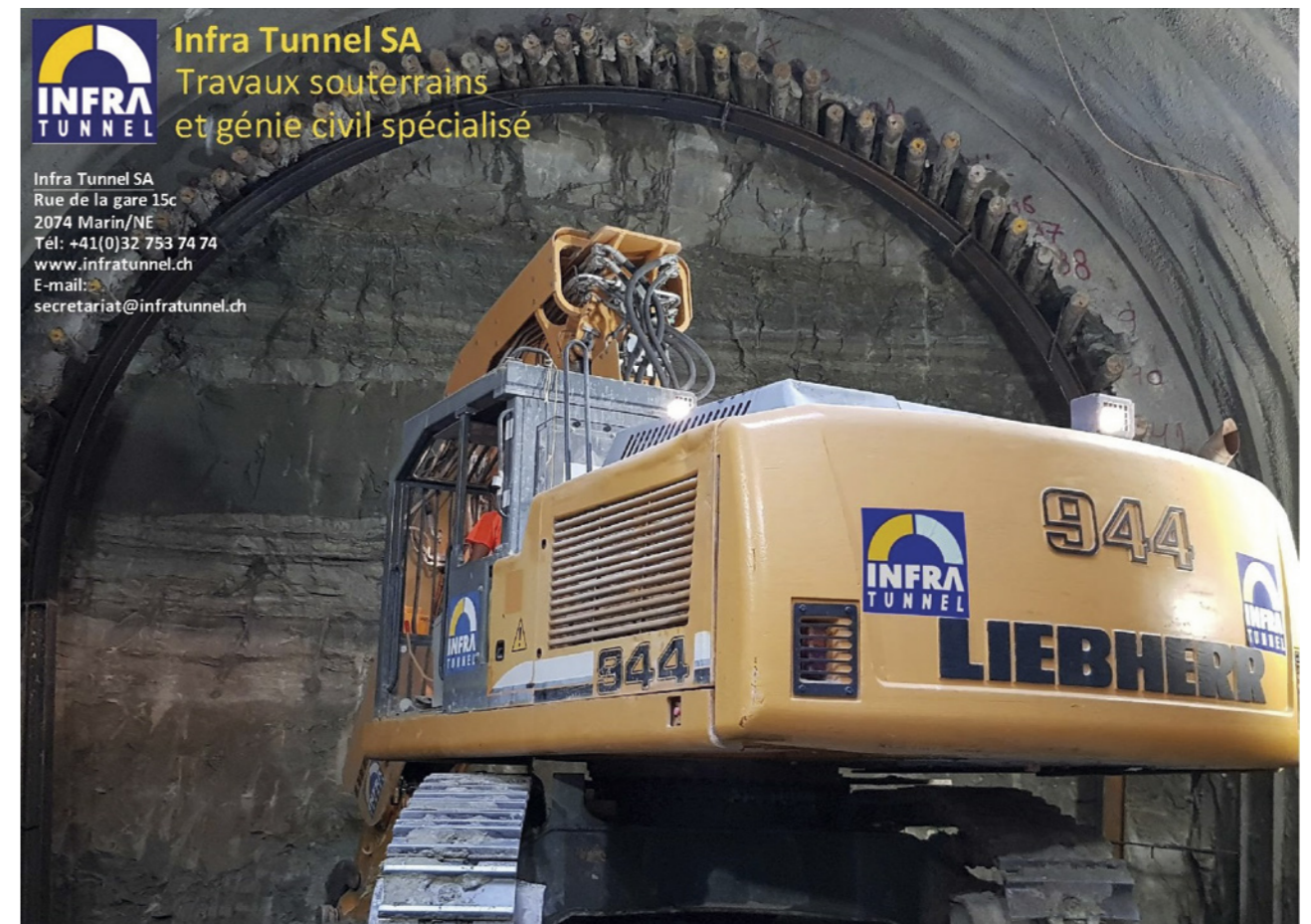
ILF unterstützt ihre Kunden bei der erfolgreichen Realisierung bedeutender Infrastrukturprojekte und bietet gesamthafte Ingenieur- und Beratungsleistungen an.

**BEWÄHRT BEI:**

- 2. Röhre Gotthard Strassentunnel
- Sanierungstunnel Belchen
- 4-Spurausbau Olten-Aarau, Eppenbergtunnel
- Instandsetzung bestehende Tunnel Belchen
- Pumpspeicherwerk Linth-Limmern
- Gotthard- und Ceneri-Basistunnel
- Nordumfahrung Zürich (BSA/Tunnellüftung)
- SBB Brüttenerntunnel
- Studie Geologische Tiefenlager, Nagra
- SBB Chestenbergstunnel

ILF BERATENDE INGENIEURE AG Flurstrasse 55 - 8048 Zürich, Schweiz - Tel.: +41 / 44 435 37 50 - E-Mail: [info.zrh@ifl.com](mailto:info.zrh@ifl.com)

[www.ifl.com/de-ch](http://www.ifl.com/de-ch)

**INFRA TUNNEL** **Infra Tunnel SA**  
Travaux souterrains et génie civil spécialisé

Infra Tunnel SA  
Rue de la gare 15c  
2074 Marin/NE  
Tél: +41(0)32 753 74 74  
[www.infratunnel.ch](http://www.infratunnel.ch)  
E-mail: [secretariat@infratunnel.ch](mailto:secretariat@infratunnel.ch)



N4 Galgenbucktunnel Neuhausen

## 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 Maggia Engineering AG · via Stefano Francini 5 · 6600 Locarno · Tel. +41 91 756 68 11 · info@im-maggia.ch · www.im-maggia.ch  
IUB Engineering AG · Belpstrasse 48 · 3007 Bern · Tel. +41 31 357 11 11 · info@iub-ag.ch · www.engineering-group.ch



## We know our business

Many years of experience in the planning and production of simple to complex conveyor systems make us your reliable global partner.

Transport and logistic systems are tailored to your individual needs. We produce custom-made, practical solutions based on our construction site experience.

Contact us. We provide professional and precise advice and know all of the options which can be implemented for the best fulfilment of your project.

We also have developed concepts for gravel plants, electrical engineering, formwork and special construction systems.

Marti Technik AG Lochackerweg 2 CH-3302 Moosseedorf  
Fon +41 31 858 33 88 Fax +41 31 858 33 89 info@martitechnik.com

[www.martitechnik.com](http://www.martitechnik.com)



## Lombardi verbindet

Lombardi steht seinen Kunden über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks mit Kompetenz zur Seite. Unsere Dienstleistungen umfassen alle Tätigkeiten ab der Machbarkeitsstudie mit anschliessender Planung über die Ausführung bis zur Begleitung in der Betriebsphase.

Seit rund 65 Jahren bauen unsere Kunden auf unsere technische und wirtschaftliche Kompetenz für Bauwerke unter Tage. Ihre Ansprüche sind unsere Herausforderung.

Lombardi SA Ingegneri Consulenti | Via R. Simen 19, 6648 Minusio  
Lombardi AG Beratende Ingenieure | Winkelriedstrasse 37, 6003 Luzern  
Lombardi SA Ingénieurs Conseils | Rte des Grives 4, 1763 Granges-Paccot

[www.lombardi.group](http://www.lombardi.group)



## MARTI BAUT

Marti verfügt in sämtlichen Sparten des Tunnelbaus über qualifizierte und erfahrene Mitarbeiter. Der hochmoderne Maschinenpark beinhaltet u.a. Teilschnittmaschinen, Bohrjumbos und Tunnelbohrmaschinen mit verschiedenen Durchmessern.

Marti Tunnel AG  
Seedorffeldstrasse 21 CH-3302 Moosseedorf  
Tel. +41 31 388 75 10 tunnel@martiag.ch [www.marti-tunnel.ch](http://www.marti-tunnel.ch)



**PINI**  
BUILDING OUR FUTURE

**Engineering for our Society, Environment and Economy**

Pini Group  
Tunnelling and Underground works  
Zürich Lugano Chur Sion  
Milano Innsbruck Paris

www.piniswiss.com

Brenner Base Tunnel – Kart-Heinz List, ÖBA, Pini Group, Innsbruck

**Schneller, sicherer und wirtschaftlicher bauen**

*Tunnel du Mont Blanc (France / Italia)*  
Sanierung der Fahrbahn mittels vorgefertigter Betonelemente  
Einsatz von zwei fahrenden Portalkränen während Nachtsperren

www.rowa-ag.ch

**Intelligentes Bauen verbindet Menschen.**

Bauen mit Herz und Verstand. Jedes Projekt ist anders und muss individuell geplant und ausgeführt werden. Das Können und der Einsatz jedes Einzelnen entscheiden hier über den Erfolg. Seit mehr als 145 Jahren steht die PORR für höchste Kompetenz in allen Bereichen des Bauwesens – denn Fachwissen, Engagement und Teamgeist machen sich immer bezahlt. [porr-group.com](http://porr-group.com)

powered by **PORR**

**SFS**

**Befestigungslösungen im Tunnelbau**

fischer Befestigungslösungen mit SFS Anwendungskompetenz  
Gekoppelt mit dem Anwendungs- und Beratungs-Know-how von SFS sorgen die Befestigungssysteme von fischer für höchste Sicherheit im Tunnelbau.

www.sfs.ch



Tunnel de Pinchat

## Walo Bertschinger - Ihr Partner für alle Bauwerke.

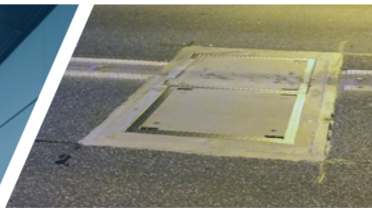
Walo Bertschinger AG  
 Untertagbau  
 Postfach, CH-8953 Dietikon 1  
 Telefon +41 44 745 23 11  
 untagbau@walo.ch - www.walo.ch



WIBATEC AG

## Your specialist for high quality tunnel & road covers

- innovation and quality
- stainless steel
- smart handling



Wibatec AG +41 41 370 10 47, Neumühlestrasse 7, CH6102 Malters

[www.wibatec.ch](http://www.wibatec.ch)