

SWISS TUNNEL CONGRESS 2017



Organizing Committee

Stefan Maurhofer, Dipl. Ing.	President Swiss Tunnelling Society, Swiss Tunnel Colloquium
Martin Bosshard, Dipl. Ing.	Past President Swiss Tunnelling Society
Stefan Moser, Dr. sc. techn., Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Adrian Müller, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Matthias Neuenschwander, Dipl. Ing.	Swiss Tunnel Congress
Ornella Ebel/Viktor Gjorgjiev	Secretariat

Advisory Board

Martin Bosshard	Chairman, STS
Miguel Fernández-Bollo Martínez	AETOS
Robert Galler, Prof. Dr.	ITA Austria
Roland Leucker, Dr.	STUVA/DAUB
Giuseppe Lunardi	SIG
Jean Philippe	AFTES

© 2017 FGU Fachgruppe für Untertagbau



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

Herstellung/Konzeption: Marvin Klostermeier, Rebekka Bude, Karla Knitter, 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 978-3-033-06107-1

Swiss Tunnel Congress 2017 – Fachtagung für Untertagbau
Umschlagfoto: Parking Schlossberg Thun (Bild: Basler & Hofmann AG, Stefan Kubli, mit Genehmigung Marti AG)

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

SWISS TUNNEL CONGRESS **2017**

Fachtagung für Untertagbau

30. + 31. Mai 2017 in Luzern



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

6	Maurhofer, Stefan	Vorwort • Preface
10	Lardi, Gian-Luca	Es gibt keine Garantie dafür, besser zu sein – Die Schweizer Bauwirtschaft im internationalen Wettbewerb <i>Our Leading Role Is Not Set in Stone – The Swiss Construction Industry and International Competition</i>
16	Kobler, Thomas Arndt, Nicole Hug, Roland	Dritte Röhre Gubristtunnel – Kernstück des Ausbaus Nordumfahrung Zürich <i>Third Tunnel for Gubrist – The Core Part of the Extension of the Zurich Northern Ring Road</i>
30	Hertweck, Michael Pagliari, Gabriele	Vierspurausbau Olten–Aarau – Eppenbergtunnel/CH – Herausforderungen aus Sicht von Bauherr und Planer <i>Four-Track Expansion Between Olten and Aarau – Eppenberg Tunnel/CH – Challenges Faced by Client and Designer</i>
42	Bühler, Martin Zimmermann, Andreas	Quellendes Gebirge und Thermenschutz – Herausforderungen bei der Planung des neuen Doppelspurtunnels Bözberg <i>Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa – Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel</i>
56	Böheim, Sebastian Chiaverio, Flavio Straumann, Ueli	A2 Sanierungstunnel Belchen – Anspruchsvolle Geologie und daraus resultierende Anforderungen für das Projekt <i>A2 Belchen Renovation Tunnel – Challenging Geology and the Resulting Project Requirements</i>
68	Lavdas, Nikos Zwicker, Pascal Schneider, Alex Orth, Wolfgang	Neubau Albulatunnel II – Eis zähmt schwimmendes Gebirge in der Raibler Rauwacke <i>Construction of New Albula Tunnel II – Ice Helps Tame Running Ground in Raibler-Rauwacke</i>
82	Messerli, Jason Bertholet, Simon Ramoni, Marco	Parking Schlossberg Thun – Chancen und Risiken eines Untertagbau-Totalunternehmer-Auftrags <i>Schlossberg Thun Carpark – Underground Construction: Opportunities and Risks of a Design-Build Contract</i>
98	Schwarze, Jörn Sieler, Ulrich	Die Stadtbahn Köln: Ursachen des Einsturzes – Erkenntnisstand aus Sicht der Kölner Verkehrs-Betriebe AG <i>Cologne Stadtbahn Light Rail System: The Causes of the Collapse – Latest Findings from Kölner Verkehrs-Betriebe AG</i>
104	Risch, Claude Burnier, Jean-Michel	Le projet Hongrin-Léman plus (FMHL+) – Une nouvelle centrale hydroélectrique construite dans un environnement exigeant <i>The Hongrin-Leman Plus Project (FMHL+) – A New Hydroelectric Plant Built in a Challenging Environment</i>
118	Fernandez, Enrique Gonzalez, Francisco Escoda, Roger	Lessons from the Alaskan Way Tunnel – Seattle's New Shoreline
126	Leonardi, Roberto Paglini, Pier Francesco Barra, Francesco Antonelli, Alberto	The Caltanissetta Twin Tunnels in Sicily – The Challenges of Design and Excavation with a 15.08 m Diameter EPB TBM in Hard Geological and Hydrogeological Conditions



- 138** Fentzloff, Wolfgang
Hallfeldt, Jens BIM – modellbasiertes Projektmanagement – Am Praxisbeispiel Albvorlandtunnel
BIM – Model-Based Project Management – Using the Albvorland Tunnel as an Example of Practical Application
- 150** Nipitsch, Gernot
Späth, Christian Semmering-Basistunnel –
Die komplexen Baumassnahmen des Bauloses SBT 2.1 Tunnel Frörschnitzgraben
Semmering Base Tunnel – The Complex Construction Measures for the SBT 2.1 Tunnel Frörschnitzgraben Construction Section
- 166** Grand, Ralf Aufwertung KW Handeck 2 und Innertkirchen 1 – Bau eines parallelen Triebwassersystems
Upgrading the Handeck 2 and Innertkirchen 1 Power Plants – Construction of a Parallel Water Power-System
- 178** Kalager, Anne Kathrine
Syversen, Fredrikke The Follo Line Project – Norway's Longest Railway Tunnel

Swiss Tunnel Colloquium 2017

Erhaltung und Erneuerung von Verkehrstunnels

Maintenance and Renewal of Traffic Tunnels

- 188** Tanner, Urs
Baumann, Karl «Normalbauweise Tunnel» der Rhätischen Bahn – Standardisierte Bauverfahren
Standard Tunnel Construction for the Rhaetian Railway (Rhätische Bahn) – Standardised Construction Methods
- 198** Kirchhofer, Peter
Livers, Lorenz Normalbauweise – Erfahrungen aus der Planung und Anwendung
Standard Construction – Experience from Planning and Application
- 210** Schreiber, Christian Gletscherastunnel – Von der Lösung bis zur Umsetzung
Gletscheras Tunnel – From Solution to Implementation
- 218** Kündig, Matthias
Motta, Sue
Fioroni, Marco Aufweitung und Sanierung des Stalvedrotunnels – Herausforderung für Planer und Unternehmer
Enlargement and Renovation of the Stalvedro Tunnel – A Challenge for the Designers and Contractors
- 230** Holter, Karl Gunnar Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen – Systemeigenschaften und kosteneffiziente Einsatzbereiche
Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane – System Properties and Cost-Effective Areas of Use
- 246** Rungger, Matthias Fertigelemente aus Polymerbeton im Tunnelbau – Anwendungen beim Innenausbau von Strassen- und Bahntunnels
Prefabricated Polymer Concrete Elements in Tunnel Construction – Applications in Interior Construction of Road and Railway Tunnels
- 256** Stempfel, Benoît
Dell'Antonio, Michaela Erhaltungsmanagement von bergmännischen Tunneln – Initialprojekt
Maintenance Management of Mined Tunnels – Initial Project





Vorwort • Preface

Stefan Maurhofer

Präsident der Fachgruppe
für Untertagbau

President of the Swiss
Tunnelling Society

Wir dürfen stolz sein! Am 1. Juni 2016, anlässlich der Eröffnung des Gotthard-Basistunnels, hat Europa der Leistung der Schweiz hohe Anerkennung gezollt. Der Name «Gotthard» ist Synonym für Kompetenz, Know-how, Leistungsfähigkeit, Präzision und Weitblick. Die Swiss Tunnelling Society (STS) hat mit ihrem Buch «Tunnelling the Gotthard», zusammen mit über hundert direkt am Bau beteiligten Fachleuten, die Fakten des Gotthard-Basistunnels in über 700 Seiten zusammengetragen und für zukünftige Tunnelbauergenerationen fachtechnisch dokumentiert. Während des Baus dieses Jahrhundertprojekts hat sich der jährlich stattfindende Swiss Tunnel Congress (STC) stetig weiterentwickelt, sodass er heute zu den führenden Kongressen in Europa gehört. Er ist eine bedeutende Plattform für Bauherren, Planer, Ingenieure, Lieferanten, Dienstleister, Unternehmer und die Industrie, um Neuigkeiten von ausgewählten Tunnelprojekten aus dem In- und Ausland aus erster Hand zu erfahren. Darüber hinaus ist der Kongress eine Gelegenheit, Freunde und Bekannte zu treffen – also ein Muss für alle Tunnelbauer. Der STC wird in diesem Jahr vom 30. Mai bis 1. Juni zum 16. Mal im beeindruckenden Konzertsaal des Kultur- und Kongresszentrums Luzern durchgeführt.

In der Schweiz werden aktuell viele neue Tunnel realisiert oder stehen in der Planungsphase und bekommen entsprechend viel Aufmerksamkeit. Die Erhaltung und Modernisierung der vorhandenen Bausubstanz ist allerdings ein ebenso wichtiges Thema, dem genauso viel Beachtung geschenkt werden muss. Viele unserer Verkehrstunnel sind einer grossen Belastung ausgesetzt, was die Alterung beschleunigt. Oft entsprechen sie den heutigen Anforderungen der Benut-

It was a proud moment for us on 1 June 2016, when the opening of the Gotthard Base Tunnel saw Switzerland receive plaudits from all over Europe in recognition of its achievement. The name "Gotthard" is synonymous with competence, expertise, high performance, precision and foresight. For its book "Tunnelling the Gotthard", the Swiss Tunnelling Society (STS) consulted over one hundred specialists, who had been directly involved in the construction. The facts relating to the Gotthard Base Tunnel were compiled and documented from a specialist technical perspective for the benefit of future generations of tunnellers in an account covering more than 700 pages. During the construction of this once-in-a-lifetime project, the annual Swiss Tunnel Congress (STC) experienced continuous development and is now one of the leading congresses in Europe. It is an important platform for clients, designers, engineers, suppliers, service providers, contractors and the industry to learn first-hand of new developments in selected tunnel projects both domestically and abroad – and also to meet friends and acquaintances. The congress is therefore a must for all tunnellers. This year, the 16th edition of the STC will be held from 30 May to 1 June in the spectacular concert hall at the Lucerne Culture and Convention Centre.

In Switzerland, a large number of new tunnels are currently being built or designed – and drawing a lot of attention as a result. The maintenance and modernisation of the existing structure is another important topic, and one that must be given just as much attention. Many of our road and rails tunnels are subject to significant traffic loads, which speeds up the ageing process. These tunnels often no longer meet the current requirements of users. Vault constructions, interior construc-

zer nicht mehr. Gewölbe- und Innenausbauten, Entwässerungen, Betriebseinrichtungen und die Verkehrsträger müssen unter Betrieb erneuert werden. Tunnel mit zu kleinen Lichtraumprofilen werden aufgeweitet, dies möglichst ohne Beeinträchtigung des Verkehrs. Diese Themen sind aktueller denn je. Wir haben diese im diesjährigen Swiss Tunnel Colloquium mit dem Titel «Erhaltung und Erneuerung von Verkehrstunneln» aufgenommen.

Die Rhätische Bahn AG hat das Konzept der Normalbauweise entwickelt, welches als Schwerpunktthema im ersten Teil des Colloquiums eingehend behandelt wird. Die Aufweitung des Stalvedro-Strassentunnels zeigt die Herausforderungen einer Baustelle unter Verkehr. Baumaterial muss rasch verfügbar sein, und die engen Platzverhältnisse erfordern schlanke Bauweisen. Innenausbau aus Spritzbeton mit spritzbarer Wasserabdichtung sowie Fertigelemente aus Polymerbeton sind ausgezeichnete Lösungen, um diesen Anforderungen gerecht zu werden.

Für den Kongresstag konnten wir auch dieses Jahr wieder ein interessantes Programm zusammenstellen. Aktuell stehen in der Schweiz grosse Tunnelbauwerke für Bahn und Strasse in der Bauausführung. Mit Referaten über die Tunnel Gubrist, Eppenbergr, Bözberg, Belchen und Albula II informieren wir eindrücklich über den derzeitigen Stand dieser Projekte. Die unterirdische Parkinganlage im Schlossberg Thun sowie die Wasserkraftwerke Hongrin-Léman, Handeck 2 und Innertkirchen 1 bilden weitere Leckerbissen für einen spannenden fachtechnischen Erfahrungsaustausch. Zudem werden wir beim STC auch dieses Jahr über gezielt ausgewählte internationale Tunnelbauprojekte aus Deutschland, Österreich, Italien, Norwegen und den USA berichten, die mehrheitlich mit Beteiligung von Schweizer Know-how realisiert werden. Der Präsident des Schweizerischen Baumeisterverbandes, Gian-Luca Lardi, wird das Einführungsreferat halten; das Thema lautet: «Es gibt keine Garantie dafür, besser zu sein – die Schweizer Bauwirtschaft im internationalen Wettbewerb». Wir dürfen auf seine Ausführungen gespannt sein.

44 Jahre ist es her, dass die heutige Swiss Tunnelling Society (STS) als «FGU – Fachgruppe für Untertagbau» gegründet wurde. 2016 haben junge Fachleute des Untertagbaus nach dem Vorbild anderer Länder und mit Unterstützung der STS die «STS young members» (STSym) ins Leben gerufen. Die STSym stehen Ingenieurinnen und Ingenieuren unter 35 Jahren offen. Diese Entwicklung freut mich ausserordentlich.

An dieser Stelle möchte ich mich für das Engagement und die Unterstützung bei den Organisatoren, den Referenten, den Ausstellern und vor allem bei unseren treuen Sponsoren bedanken. Ohne sie gäbe es keinen Swiss Tunnel Congress.

Ich wünsche Ihnen interessante Stunden, spannende Begegnungen und anregende Diskussionen.

Stefan Maurhofer, Präsident

tions, dewatering, operating facilities and the railways and road surfaces must be renewed while the tunnel remains in operation. Tunnels featuring insufficient unobstructed space profiles are enlarged; where possible, this is done without any impact on traffic. These issues are more topical than ever. We have included them in this year's Swiss Tunnel Colloquium under the title "Maintenance and renewal of traffic tunnels".

Rhätische Bahn AG has developed the concept of the standard construction, which will be addressed in detail as the key topic in the first part of the Colloquium. The enlargement of the Stalvedro road tunnel demonstrates the challenges of a site that remains open to traffic. Construction material must be available quickly, and the tight space conditions demand the use of slimline designs. Interior constructions made of shotcrete with sprayable water sealing and prefabricated polymer concrete elements are excellent solutions for meeting these requirements.

For this year's Congress day, we have once again been able to put together an interesting agenda. Large tunnel structures for road and rail are currently undergoing construction in Switzerland. With talks on the Gubrist, Eppenbergr, Bözberg, Belchen and Albula II tunnels, we will ensure that attendees are thoroughly informed about the current status of these projects. The underground parking facility at the Schlossberg in Thun and the hydroelectric power plants Hongrin-Léman, Handeck 2 and Innertkirchen 1 will also be addressed, encouraging an exciting exchange of experiences from a specialist technical perspective. In addition, the STC will also host reports on hand-picked international tunnel construction projects in Germany, Austria, Italy, Norway and the USA, the majority of which are being implemented with the help of Swiss expertise. The President of the Swiss Builders Federation, Gian-Luca Lardi, will hold the introductory address entitled "Our leading role is not set in stone – the Swiss construction industry and international competition". We look forward to hearing his thoughts on the topic.

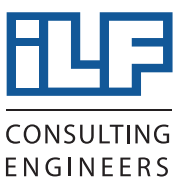
It was 44 years ago that the Swiss Tunnelling Society (STS) was founded as the "FGU – Fachgruppe für Untertagbau" (specialist group for underground construction). In 2016, young specialists in the field of underground construction followed the example of other countries and founded the "STS young members" (STSym) with the assistance of the STS. The STSym is open to engineers under the age of 35. I am absolutely delighted with this development.

At this point, I would like to thank the organisers, contributors, exhibitors and above all our loyal sponsors for their dedication and support. Without them, there would not be a Swiss Tunnel Congress.

I hope you have an interesting time filled with exciting meetings and stimulating discussions.

Stefan Maurhofer, President

Hauptsponsoren • Main Sponsors





jura cement

Lombardi



Marti Technik AG SIMATEC



M MÜHLHAUSER
your partner under ground

piniswiss engineers

I&C PIZZAROTTI SA

powered by **DORR**

SFS unimarket

BUILDING TRUST



WALO
Walo Bertschinger

Co-Sponsoren • Co-Sponsors

A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel
 ACO Passavant AG, Netstal
 Agir Aggregat AG, Affoltern am Albis
 Allianz Suisse, Wallisellen
 Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen BE
 Bekaert Maccaferri Underground Solutions, Aalst (BE)
 CSD Ingénieurs, Lausanne
 Doka Schweiz AG, Niederhasli
 Dörken AG, Arlesheim
 EBP Schweiz AG, Zürich
 Elkuch Bator AG, Herzogenbuchsee
 Fanger Kran AG / Fanger Kies+Beton AG, Sachseln
 FiReP International AG, Rapperswil
 JAUSLIN STEBLER AG, Muttenz
 Kessler & Co AG, Zürich
 Liebherr-Baumaschinen AG, Reiden

Locher Ingenieure AG, Zürich
 MAPEI SUISSE SA, Sorens
 MEVA Schalungs-Systeme AG, Seon
 Mobility Way SA, Renens
 PERI AG, Ohringen
 Promat AG, Rickenbach Sulz
 Rascor International AG, Steinmaur
 Robert Aebi AG, Regensdorf
 Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Aarau
 Saint-Gobain Weber AG, Baden-Dättwil
 SEMA Europe, Luxeuil-Les-Bains (FR)
 Société Suisse des Explosifs (SSE), Brig
 Solexperts AG, Mönchaltorf
 Sterobit AG, Birmensdorf
 t-mix S.A.S., Saint Quentin Fallavier (FR)
 Wibatec AG, Malters



Gian-Luca Lardi

Dipl. Ing. ETH/MBA HSG, Präsident
Schweizerischer Baumeisterverband, Zürich

Es gibt keine Garantie dafür, besser zu sein

Die Schweizer Bauwirtschaft im internationalen Wettbewerb

Wir dürfen in der Schweiz stolz sein auf unsere Infrastrukturbauten, auf unsere Arbeit als Bauherren, Planer, Bauunternehmer, Produkt- oder Maschinenspezialisten, Berater und Forscher. Eines dürfen wir aber nicht tun: uns auf unseren Lorbeeren ausruhen. Denn es gibt für uns alle in der Schweiz keine Garantie dafür, einfach besser zu sein als die Bauspezialisten irgendwo sonst auf der Welt.

Our Leading Role Is Not Set in Stone

The Swiss Construction Industry and International Competition

In Switzerland, we can be proud of our infrastructure and our work as clients, designers, construction contractors, product specialists, machine specialists, consultants and researchers. But we must not rest on our laurels. It is by no means set in stone that we in Switzerland will always simply outperform construction specialists from around the world.

Sehr geehrter Präsident
Geschätzte Damen und Herren

Es ist mir eine Ehre und gleichzeitig eine Freude, an unserem heutigen Kongress zu Ihnen sprechen zu dürfen. Eine Freude, weil ich selber seit vielen Jahren im Tunnelbau tätig bin, und eine Ehre, weil ich heute nicht als Tunnelbauer, sondern als Vertreter der Bauunternehmen einige Worte an Sie richten darf.

Mr President,
Ladies and Gentlemen,

It is both an honour and a joy to speak to you at our Congress today. A joy, as I have been active in the field of tunnel construction for a number of years myself, and an honour, as I am able to address you today not as a tunneller but as a representative of the various construction companies.

Rien ne garantit le fait d'être meilleur

L'industrie du bâtiment suisse et la concurrence internationale

Record mondial au Saint-Gothard, travail de pionnier au Lötschberg, solutions de construction uniques pour la ligne diamétrale à Zurich, chantiers de haute montagne avec pompage-turbinage à Linth-Limmern: notre industrie du bâtiment n'a pas à rougir au niveau international. Mais il serait fatal de nous reposer sur nos lauriers. À l'étranger aussi, on construit vite et bien, comme le montrent les exemples d'une autoroute italienne et d'un pont chinois. Nous ne devons donc pas nous cacher derrière la bureaucratie et les normes, mais avoir le courage de nous lancer en terres inconnues.

Non c'è nessuna garanzia di essere i migliori

L'industria delle costruzioni svizzera nella competizione internazionale

Il record del mondo al San Gottardo, le prestazioni pionieristiche al Lötschberg, le soluzioni costruttive uniche della linea diametrica di Zurigo, i cantieri in alta montagna per la centrale ad accumulazione con sistema di pompaggio di Linth-Limmern: la nostra industria delle costruzioni si presenta ottimamente nel confronto internazionale. Sarebbe tuttavia gravissimo se ci adagiassimo sugli allori. All'estero si costruisce altrettanto bene e rapidamente, come dimostrano gli esempi della costruzione di un'autostrada in Italia e di un ponte in Cina. Non dobbiamo quindi nasconderci dietro la burocrazia e le norme, ma avere il coraggio di percorrere nuove strade.

Seit Jahren kommen wir hier in Luzern zusammen, um einzigartige Grossprojekte im Tunnelbau vorzustellen, Erfahrungen auszutauschen, aber auch, um über die Schweizer Grenzen hinauszuschauen und ausländische Projekte unter die Lupe zu nehmen. Dasselbe möchte ich in meinem Eröffnungsreferat auch tun, indem ich die Bauwirtschaft in den internationalen Kontext stelle.

Weltrekord am Gotthard, Pionierleistungen am Lötschberg, einzigartige Baulösungen bei der Durchmesserlinie in Zürich, Hochgebirgsbaustellen bei den Pumpspeicherkraftwerken Linth-Limmern und Nant de Drance: All diese Bauprojekte muss ich Ihnen nicht vorstellen; sie waren einige der Hauptakteure an den letztjährigen Tagungen.

Ja, wir dürfen stolz sein auf unsere Infrastrukturbauten, auf unsere Arbeit als Bauherren, Planer, Bauunternehmer, Produkt- oder Maschinenspezialisten, Berater und Forscher. Eines dürfen wir aber nicht tun: uns auf unseren Lorbeeren ausruhen! Denn es gibt für uns alle in der Schweiz keine Garantie dafür, einfach besser zu sein als die Bauspezialisten irgendwo sonst auf der Welt.

Die Schweizer Wirtschaft steht im internationalen Vergleich sehr gut da. So ist es beeindruckend, dass die Schweizer Uhrenbranche oder der Basler Pharma-Cluster weltweit führend sind. Zahlreiche innovative Unternehmen aus der Maschinenindustrie oder aber im Dienstleistungssektor glänzen ebenfalls mit Produkten, welche weltweit als Benchmark gesetzt werden.

Das belegen auch die internationalen Ranglisten und Statistiken. Im Global Competitiveness Report des Weltwirtschaftsforums belegt die Schweiz seit 2010 ununterbrochen den Spitzenplatz. Die Verfasser des Rankings bescheinigen

For years, we have gathered here in Lucerne not only to deliver presentations on unique large-scale tunnelling projects and discuss our experiences, but also to go beyond the borders of Switzerland and take a closer look at projects abroad. I would like to follow suit in my introductory address by considering the construction industry in an international context.

The world record at the Gotthard, pioneering achievements at the Lötschberg, unique construction solutions in the Durchmesserlinie rail link project in Zurich and high mountain sites at the Linth-Limmern and Nant de Drance pumped-storage power stations – none of these construction projects needs any introduction; they have been some of the key players at congresses in recent years.

Yes, we can be proud of our infrastructure and our work as clients, designers, construction contractors, product specialists, machine specialists, consultants and researchers. But we must not rest on our laurels! It is by no means set in stone that we in Switzerland will always simply outperform construction specialists from around the world.

From an international perspective, the Swiss economy is in very good shape. This makes it all the more impressive that the Swiss watch industry and the Basel pharmaceutical hub are world leaders in their respective sectors. In addition, numerous innovative companies from the machinery industry and the service sector are making a big impression with products that set global benchmarks.

This is also borne out by international rankings and statistics. In the Global Competitiveness Report compiled by the World Economic Forum, Switzerland has continuously topped the rankings since 2010. The authors have awarded Switzerland top marks in a wide variety of areas including infrastructure,

der Schweiz Topwerte in so unterschiedlichen Bereichen wie Infrastruktur, Gesundheit, Bildung, Effizienz der Gütermärkte, Arbeitseffizienz oder technologischem Entwicklungsgrad. Auf Platz Nummer 1 liegt die Schweiz auch im Global Innovation Index. Für diese Rangliste prüft die Weltorganisation für geistiges Eigentum der UNO jedes Jahr gemeinsam mit verschiedenen Hochschulen die Innovationsfähigkeit einzelner Länder. Das erfreuliche Resultat: Die Schweiz wird auf dieser Liste seit 2011 Jahr für Jahr als innovativstes Land der Welt eingestuft.

Die Innovationsfähigkeit unseres Landes verdanken wir zu einem grossen Teil unserem Bildungssystem. Die ETH Zürich und die EPFL Lausanne gehören zu den 20 besten Hochschulen der Welt. Sie klettern bei den Rankings langsam, aber stetig nach oben, weil sie sich nicht auf dem langjährigen Erfolg ausruhen, sondern sich Tag für Tag auf ein Neues vernetzen. Einerseits weltweit, andererseits auch innerhalb der Schweiz. Bei zahlreichen Projekten arbeitet die ETH eng mit Schweizer KMU zusammen. Überhaupt gibt es an der ETH keine falschen Vorurteile gegenüber der dualen Berufsbildung. Als Lino Guzzella, der Präsident der ETH Zürich, vor kurzem ein Referat mit dem Titel «Spitzenuniversitäten als Erfolgsfaktor der KMU» gehalten hat, ist mir in seiner Präsentation besonders ein Bild aufgefallen: dasjenige der erfolgreichen Schweizer EuroSkills-Teilnehmer, die letzten Dezember an den Berufs-Europameisterschaften die Nationenwertung gewonnen haben. Der ETH-Präsident zeigte also unter anderem einen erfolgreichen jungen Maurer als Beispiel dafür, wie gut das Schweizer Bildungssystem funktioniert. Dieser gegenseitige Respekt zwischen akademischer Welt und Berufsbildungswelt macht das Schweizer Bildungssystem zu einem funktionierenden Räderwerk, dem wir unser hohes Bildungsniveau verdanken. Das ist ein guter Nährboden für Fortschritt und Innovation.

In der Nachkriegszeit waren es die baunahen ETH-Institute, welche unsere technischen Universitäten auf internationales Niveau hieften. Heute aber sind es andere Fakultäten, welche die ETH an die Weltspitze katapultiert haben. Wir mussten kürzlich sogar um unsere Lehrstühle kämpfen, damit das Bauen als Disziplin nicht von den ETHs verschwindet! Das ist ein Alarmzeichen, welches uns zur selbstkritischen Frage führen muss: Wie gut ist die Schweizer Bauwirtschaft im internationalen Vergleich?

Wenn man sich diese Frage stellt, vergleicht man am besten die Produktivität der Schweiz im Baubereich mit derjenigen anderer europäischer Länder. In dieser Statistik liegt die Schweiz im europäischen Vergleich auf Rang 2 hinter Norwegen. Ein gutes Ergebnis, doch nur auf den ersten Blick. Bei näherer Betrachtung stellen wir nämlich fest, dass diese Rangliste wenig über die Leistungsfähigkeit der Schweizer Bauwirtschaft aussagt. Sie zeigt eigentlich nur das allgemeine Wohlstandsniveau dieser Länder. Lassen Sie uns daher etwas tiefer in dieses Thema eintauchen und die Produktivität der Schweizer Bauwirtschaft mit der Produktivität an-

health, education, the efficiency of goods markets, the efficiency of the labour market and the degree of technological development. Switzerland is also number one in the Global Innovation Index. These rankings are generated by the UN World Intellectual Property Organization, which works together with various universities every year to assess the innovative capability of individual countries. It is very pleasing to note that this list has recognised Switzerland as the most innovative country in the world every year since 2011.

The innovative capability of our country is thanks in large part to our education system. ETH Zurich and the EPFL in Lausanne are both classed among the 20 best universities in the world. They are slowly but surely making their way up the rankings as instead of falling back on their years of success, they are developing their network day in and day out – both on a global scale and within Switzerland itself. The ETH engages in close cooperation with Swiss small and medium enterprises on a variety of projects. The ETH does not have any misconceived prejudices whatsoever in relation to dual vocational education and training. When Lino Guzzella, President of ETH Zurich, recently gave a talk on the topic of 'Outstanding universities as a success factor for SMEs', there was one image from his presentation that really stayed with me – that of the successful Swiss participants at EuroSkills, who topped the country rankings at the vocational European championships last December. The President of the ETH picked out individuals including a successful young bricklayer as examples of how well the Swiss education system is functioning. This mutual respect between the world of academia and the world of vocational education and training ensures that the Swiss education system runs like a well-oiled machine and is the reason behind our high educational standards. This acts as a good breeding ground for progress and innovation.

In the postwar era, it was the construction-oriented ETH institutes that drove our technical universities to achieve an international standing. However, the ETH's present-day surge to the top of the world rankings has been triggered by other faculties. Recently, we even had to fight for our professorships in order to ensure that the discipline of construction will not disappear from the ETHs! This is a wake-up call that must prompt us to adopt a self-critical approach and ask the question: how good is the Swiss construction industry on an international level?

In order to address this question, it is best to compare productivity in the Swiss construction sector with that of other European countries. In this regard, Switzerland is ranked second in Europe behind Norway. This seems like a good result until you take a closer look. It then becomes apparent that this ranking says little about the performance of the Swiss construction industry and only reflects the general level of well-being in the countries in question. It is therefore necessary to dive somewhat deeper into this topic and compare the productivity of the Swiss construction industry with the productivity of other sectors in Switzerland. The results

derer Schweizer Branchen vergleichen. Dieses Ergebnis ist ernüchternd: Während die Produktivität in der Schweiz über alle Branchen hinweg gesehen im Durchschnitt 79 Franken pro Stunde beträgt, liegt die Produktivität im Bau bei bescheidenen 55 Franken. So gesehen hinken wir nicht nur der Gesamtwirtschaft hinterher, sondern wir bremsen richtiggehend den gesamtwirtschaftlichen Fortschritt unseres Landes. Als typische Binnenbranche segelt der Bau sozusagen im volkswirtschaftlichen Windschatten.

Selbstzufriedenheit oder gar Überheblichkeit liegen deshalb für uns nicht drin. Das wäre fatal! Denn auch anderswo werden Spitzenleistungen erbracht, wie ein Blick auf die folgenden Beispiele zeigt:

Um einige Vorurteile wegzuräumen, schauen wir uns einmal einen Autobahnabschnitt in Italien etwas genauer an. Er liegt zwischen Como und Mailand, genauer gesagt zwischen Como und Lainate. Hier wurde eine Strecke von 23 Kilometern – selbstverständlich unter Betrieb – in beiden Fahrrichtungen von zwei auf drei Spuren ausgebaut, inklusive des Ersatzneubaus von zehn Überführungen, von 14 Kilometern Lärmschutzwänden, der Anpassung eines Autobahnkreuzes und von fünf Vollanschlüssen. Diese Arbeiten wurden von Juli 2009 bis Juli 2012 ausgeführt, also während genau drei Jahren! Sie wurden mit zehn Monaten Vorsprung auf die Marschtabelle dem Verkehr übergeben. Das macht – vereinfacht gesagt – 7,7 Kilometer im Jahr!

Gestatten Sie mir nun, dass ich diese Baustelle mit der Sanierung der Autobahn A 1 im Kanton Aargau zwischen Lenzburg und dem Birrfeld vergleiche. Gebaut wurde hier von 2009 bis 2013, doch im Aargau erstreckte sich die Baustelle lediglich über 9,5 Kilometer. Hier wurde der alte Betonbelag aus den 1960er Jahren erneuert, ein Viadukt verbreitert und ein zweites Viadukt ersetzt. Der Baufortschritt betrug bei diesem vergleichbaren Projekt zirka 2,7 Kilometer im Jahr!

Doch nicht nur das Tempo beeindruckt mich im Ausland, sondern auch die technischen Innovationen. Viele von Ihnen kennen wahrscheinlich die Bilder und die Videos der Baustelle vor den Toren der chinesischen Stadt Chongqing, welche in den sozialen Netzen die Runde machen. Bei einer Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsstrecke wird ein Viadukt in riesigen vorgefertigten Elementen in Rekordzeit gebaut. Mit rekordverdächtigen Maschinen, welche uns an die Freivorbautechnik respektive an die Vorschubtechnik erinnern, welche – und das ist das Verrückte – ursprünglich aus dem deutschsprachigen Raum stammt.

Im Ausland fällt mir – um ein Beispiel zu nennen – der systematische Einsatz von vorfabrizierten Teilen auf. Dieser wird aber erst ermöglicht durch die Standardisierung von Bauobjekten wie zum Beispiel von Autobahnüberführungen oder Tunnelprofilen. Während im Ausland auf einem Autobahnabschnitt ein einziger Typ von Überführungen gebaut wird, entwirft in der Schweiz jeder Ingenieur seine ganz eigene

make for sobering reading: while productivity in Switzerland across all sectors amounts to 79 Swiss francs per hour on average, the level of productivity in the construction sector is a modest 55 Swiss francs. From this perspective, we are not only lagging behind the general economy, we are effectively slowing the overall economic development of our country. As a typical domestic sector, construction moves in the slipstream of the wider economy.

There is therefore no scope for us to be overconfident or complacent, as this would be disastrous. After all, outstanding performances are also being recorded in other parts of the world, as shown by the following examples.

To help dispel a few prejudices, let us now take a closer look at a section of a motorway in Italy. It is located between Como and Milan or, to be more precise, between Como and Lainate. Here, a 23-kilometre stretch was expanded from two lanes to three in both directions, with the motorway of course remaining open in the process. Tasks included the new replacement construction of ten overpasses and 14 kilometres of noise protection walls, as well as the adaptation of a motorway intersection and five junctions. This work was carried out from July 2009 to July 2012, a period of exactly three years. The expanded motorway was opened to traffic ten months ahead of schedule, with construction proceeding at the equivalent of 7.7 kilometres per year.

Allow me to compare this site with the renovation of the A 1 motorway between Lenzburg and Birrfeld in the canton of Aargau. Construction took place here between 2009 and 2013, although the Aargau site only covered a distance of 9.5 kilometres. This project featured the replacement of the old concrete surface from the 1960s, the widening of one viaduct and the replacement of a second viaduct. In the course of this comparable project, the construction work progressed at around 2.7 kilometres per year.

But it is not just the speed of the work performed abroad that impresses me, it is also the technical innovations. Many of you have probably seen the pictures and videos of the site in front of the gates of the Chinese city of Chongqing that have been widely shared on social media. They show a viaduct on a high-speed railway line being built in record time from huge prefabricated elements. The process is performed with record-breaking machines that bring to mind free cantilever systems and movable scaffolding systems. The most remarkable aspect of all is that this technology originated in the German-speaking world.

One example of what I find striking about the processes performed abroad is the systematic use of prefabricated parts. However, this is only possible thanks to the standardisation of constructions such as motorway overpasses and tunnel profiles. Whereas a section of motorway located abroad is constructed using a single type of overpass, every engineer in Switzerland provides their own characteristic and highly indi-

und persönliche Brücke. Oder haben Sie je in der Schweiz denselben Tunnelquerschnitt für zwei Projekte eingesetzt?

Es gibt immer eine Begründung dafür, um etwas anders zu tun als die anderen. Wir Schweizer möchten es typischerweise immer ein bisschen besser tun als die anderen. Mag sein, aber ist das Kosten-Nutzen-Verhältnis dieses Andersseins gerechtfertigt? Eine statische Überdimensionierung eines Bauwerks, das dafür in verschiedenen Situationen eingesetzt werden kann, kostet möglicherweise viel weniger in der Produktion, weil man Skaleneffekte nutzen kann. Dieses Bauwerk wird zwar nicht technisch optimiert sein, betriebswirtschaftlich aber schon.

Nun, ich höre schon Ihre Einwände: Unsere Qualität ist nicht zu vergleichen mit dem Ausland! Aber wir brauchen keine Überqualität, es muss nicht immer jeder Bau für Jahrhunderte gebaut werden. Manchmal ist weniger mehr und zeichnet sich durch eine kürzere Bauzeit und geringere Kosten aus. Verstehen Sie mich nicht falsch, ich will keinen Billig-Standard. Vielmehr plädiere ich für ein Bauen, das während jeder Projektphase die Wirtschaftlichkeit im Blick hat und offen ist für kluge Lösungen. Genau hier könnten wir aber mit Schweizer Innovation anpacken – um bestehende Lösungen, wie ich Sie Ihnen vorgängig vorgestellt habe, hinsichtlich Effizienz und Qualität weiter zu verbessern.

Sie merken, worauf ich hinaus will: Innovative Baumaterialien und Maschinen kann man überall einkaufen, dadurch wird man aber nicht innovativ. Einen Innovationssprung können wir in der Schweiz dann bewerkstelligen, wenn wir uns auf die Bauprozesse und die Bauabläufe fokussieren. Zum Beispiel sollten wir die Aufgabenteilung zwischen den Projektbeteiligten hinterfragen und die Schnittstellen in den Bauprozessen verschieben. Die starre Arbeitsweise in den Infrastrukturen mit unserem Ausschreibungssystem, wonach der Bauherr bestellt, die Planer planen und der ausführende Unternehmer zum Einzelleistungsträger degradiert wird, ist hochgradig ineffizient. Wir sind dadurch seit Jahren in eine Selbstgefälligkeit verfallen und müssen uns nun eingestehen, dass andere es besser können.

Wir müssen wieder mutig werden, uns nicht hinter der Bürokratie und den Normen verstecken und das Wagnis eingehen, Neuland zu betreten. Wir müssen unsere Zusammenarbeitsformen hinterfragen. So bietet die Digitalisierung hier zweifelsohne grosse Chancen. Aber diese muss man nutzen wollen!

Es wäre für die Schweizer Bauwirtschaft fatal, wenn wir uns im Sonnenlicht unserer Weltrekorde ausruhen würden. Die Swiss Tunnelling Society ist ein Beispiel für die Zusammenarbeit zwischen allen Baubeteiligten. Nutzen wir diese Ausgangslage für eine Revolution unserer Bauprozesse, eine Revolution der Art und Weise, wie wir zusammenarbeiten. Denn hier liegt meines Erachtens der Schlüssel zum Erfolg!

Besten Dank für Ihre Aufmerksamkeit.

vidual bridge designs. After all, have you ever used the same tunnel cross-section for two separate projects in Switzerland?

There is always a reason for doing something differently to others. Typically, we Swiss always want to do things a little better than everyone else. That may be, but is the cost/benefit ratio of this 'otherness' justified? Static overdimensioning of a construction that can consequently be deployed in various different situations may cost a lot less in production as it is possible to make use of economies of scale. Although this construction will not be optimised in technical terms, it will be in economic terms.

I can already hear your objections, insisting that our quality cannot be compared with abroad. But we do not need to deliver excessive quality: not everything needs to be built to last for centuries. Sometimes less is more, as is apparent from the shorter construction periods and lower costs. Let me be clear – I do not want to establish a cheap standard. Instead, I am advocating an approach to construction that has an eye on cost-effectiveness throughout every phase of the project and is open to clever solutions. Indeed, this specific aspect is one that we could tackle with the help of Swiss innovation, enabling us to take existing solutions such as the ones I mentioned earlier and make them even better in terms of efficiency and quality.

You can see the point I am trying to make: you can purchase innovative construction materials and machinery from anywhere, but that does not make you an innovator. We will be able to achieve a leap forward in innovation in Switzerland if we focus on the processes and workflows involved in construction. For example, we should scrutinise the way the tasks are divided up between the project participants and rearrange the interfaces within the construction processes. The rigid working method of the infrastructures used with our tendering system, in which the client places the order, the designers create the design and the constructing contractor is downgraded to an individual service provider, is extremely inefficient. This has made us complacent over a number of years, and now we need to acknowledge that others can do it better.

We need to be brave again, to stop hiding behind bureaucracy and standards, to dare to break new ground. We need to question the ways in which we work together: there is no doubt that digitisation offers major opportunities in this regard, but we have to want to take advantage of these!

It would be a fatal blow to the Swiss construction industry if we were to simply bask in the glow of our world records. The Swiss Tunnelling Society is an example of cooperation incorporating all those involved in the construction process. Let us take this as the starting point for a revolution in our construction processes, a revolution of the way in which we work together. It is my belief that this holds the key to our success!

Thank you very much for your attention.

Thomas Kobler, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Gesamtprojektleiter IG AHB, Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH
Nicole Arndt, Dipl. Bau-Ing. FH/SIA, Teilprojektleiterin Tunnel, Amberg Engineering AG, Regensdorf/CH
Roland Hug, Dipl. Bau-Ing. HTL (FH), Projektleiter Ausbau Nordumfahrung Lose 2 und 3, Bundesamt für Strassen (ASTRA), Winterthur/CH

Dritte Röhre Gubristtunnel

Kernstück des Ausbaus Nordumfahrung Zürich

Das vom Bundesamt für Strassen (ASTRA) in Auftrag gegebene Kernstück des Ausbaus Nordumfahrung Zürich bildet die dritte Röhre für den Gubrist. Diese wird parallel zur bestehenden Tunnelanlage auf einer Länge von 3 km im Sprengvortrieb ausgebrochen. Der dreispurige Nationalstrassentunnel weist eine Ausbruchfläche von knapp 180 m² auf. Die Ausbruchsicherung erfolgt mittels Ankern und bewehrten Spritzbetons.

Third Tunnel for Gubrist

The Core Part of the Extension of the Zurich Northern Ring Road

The third tunnel for the Gubrist constitutes the core part of the extension of the Zurich Northern Ring Road, commissioned by the Swiss Federal Roads Office (FEDRO). Running parallel to the existing tunnel system, this 3 km tunnel is being excavated by the drill and blast method. The three-lane national road tunnel has an excavation area of just under 180 m². The excavation is supported using anchors and reinforced shotcrete.

1 Einleitung

Mit einem Verkehrsaufkommen von mehr als 120 000 Fahrzeugen pro Tag hat die Nordumfahrung Zürich (A1) ihre Kapazitätsgrenze erreicht. Diese hohe Verkehrsbelastung führt zu einer stetigen Zunahme der Stauereignisse, der Staudauer und der Unfallhäufigkeit. Mit dem Ausbau der Nordumfahrung Zürich beseitigt das ASTRA diesen Engpass. Hierzu sind die Erweiterung der Fahrbahn von vier auf durchgehend sechs Fahrspuren zwischen dem Limmattaler Kreuz und der Verzweigung Zürich Nord sowie der Bau der dritten Röhre am Gubristtunnel geplant.

2 Projektübersicht

Das Kernprojekt der erforderlichen Kapazitätserweiterung auf der Nordumfahrung Zürich (A1) bildet der Bau einer dritten Röhre am Gubrist. Die neue Röhre ist als dreispuriger, parallel zur bestehenden nördlichen Anlage verlaufender Tunnel angeordnet und übernimmt die Fahrtrichtung St. Gallen–Bern. Die dritte Röhre am Gubrist hat eine Gesamtlänge von 3309,80 m, wovon 3010,40 m bergmännisch erstellt werden. Die anschliessenden Tagbautunnel weisen auf der Seite Affoltern eine Länge von 76,90 m sowie auf der Seite Weiningen eine von 222,50 m auf (Bild 1). Auf Seite Weiningen schliesst überdies zusätzlich eine 100 m lange Überdeckung direkt an den Tunnel an.

1 Introduction

With a volume of traffic of more than 120,000 vehicles a day, the Zurich Northern Ring Road (A1) has reached its maximum capacity. This high level of traffic congestion leads to a continual increase in the incidence of traffic jams, the duration of jams and the frequency of accidents. With the extension of the Zurich Northern Ring Road, FEDRO is eliminating this bottleneck. To this end, there are plans to extend the carriageway from four to six lanes over the entire stretch from Limmattal interchange and the Zurich Nord junction and to build the third tunnel of the Gubrist Tunnel.

2 Project Overview

The construction of a third tunnel at the Gubrist constitutes the core project for the necessary increase in capacity on the Zurich Northern Ring Road (A1). The new tunnel is arranged as a three-lane tunnel running parallel to the existing northern tunnel system and will be used for the St. Gallen–Bern direction. The third tunnel at the Gubrist will have a total length of 3,309.80 m of which 3,010.40 m have to be excavated underground. The connecting cut-and-cover tunnels at the Affoltern and Weiningen ends are 76.90 m and 222.50 m in length, respectively (Fig. 1). Moreover, there is an additional covered stretch of 100 m leading directly up to the tunnel on the Weiningen end.

Un troisième tube pour le tunnel de Gubrist

Une pièce maîtresse dans l'élargissement du contournement nord de Zurich

Commandé par l'Office fédéral des routes (OFROU), le troisième tube du tunnel de Gubrist constitue la pièce maîtresse de l'élargissement du contournement nord de Zurich. Il sera creusé à l'explosif sur une longueur de 3 km, parallèlement au tunnel existant. Ce tunnel sur route nationale à trois voies présente une surface de creusement de près de 180 m². Le soutènement sera sécurisé par ancrage et gunitage armé. Le maître d'ouvrage a spécifié dans son appel d'offres trois méthodes de creusement. Après comparaison des soumissions, le creusement à l'explosif s'est avéré la méthode la plus avantageuse du point de vue économique.

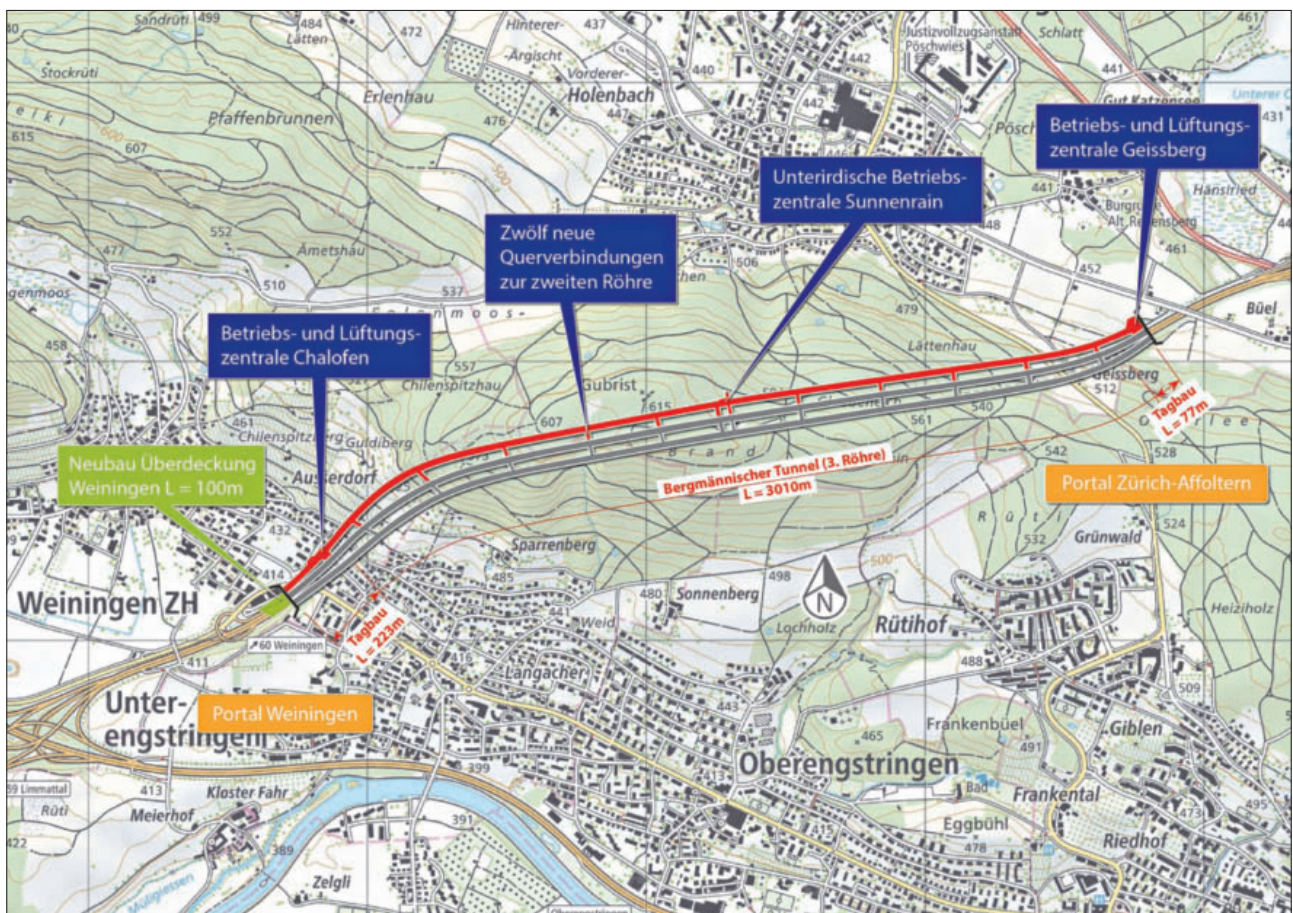
Terza canna della Galleria del Gubrist

Cuore dell'ampliamento della circonvallazione nord di Zurigo

Il cuore dell'ampliamento della circonvallazione nord di Zurigo – commissionato dall'Ufficio federale delle strade (USTRA) – è costituito dalla terza canna per il Gubrist. Questa verrà scavata parallelamente alla lunghezza esistente della galleria per una lunghezza di 3 km con avanzamento per brillamento. La galleria stradale nazionale a tre corsie presenta una superficie di scavo di circa 180 m². La messa in sicurezza dello scavo avviene per mezzo di ancoraggi e di pregiato calcestruzzo spruzzato. Il committente della costruzione ha bandito tre diversi metodi di avanzamento. Il confronto delle offerte ha fatto emergere che l'avanzamento per brillamento rappresenta il metodo economicamente più conveniente.

Die horizontale und die vertikale Linienführung folgen grösstenteils der bereits bestehenden Tunnelanlage. Im Bereich des bergmännischen Tunnels variiert die Überdeckung

Both the horizontal routing and vertical routing follow to a great extent the existing tunnel system. In the area of the excavated tunnel, the cover varies between 8 m and some



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

1 Situation, dritte Röhre Gubristtunnel
Location, Gubrist Tunnel third tunnel

zwischen 8 m und ca. 180 m. Der Abstand zur zweiten Röhre beträgt zwischen 20 m und 50 m. Die Höhendifferenz zwischen beiden Portalen beträgt rund 40 m. Die Tunnelröhre wird vom Ostportal (Affoltern/Regensdorf) aus fallend mit einem Gefälle von 1,33% aufgefahren.

Als Teil des Rettungs- und Sicherheitskonzepts erhält die dritte Röhre im Abstand von ca. 300 m acht begehbare sowie vier befahrbare Querverbindungen (für Unterhalts- und Rettungsfahrzeuge) zur bestehenden zweiten Röhre (Bild 2). Die neu zu erstellenden Querverbindungen haben einen Ausbruchquerschnitt von ca. 19 m² respektive 39 m² und orientieren sich an der Lage der Querverbindungen der bestehenden Tunnelanlage. Im Bereich der neuen unterirdischen Betriebszentrale Sonnenrain wird auf Niveau der Werkleitungskanäle zwischen der zweiten und dritten Röhre zusätzlich eine Querverbindung für Betriebs- und Unterhaltspersonal geschaffen. Darüber hinaus werden insgesamt 23 kombinierte SOS- und Hydrantennischen im Abstand von 150 m im bergmännischen Tunnel angeordnet. Zwei weitere Nischen entfallen auf den Tagbaubereich.

Die Tunnellüftung wird bei Normalbetrieb nach dem Prinzip der natürlichen Längslüftung von Portal zu Portal betrieben. Bei hohem Verkehrsaufkommen oder speziellen klimatischen Verhältnissen können Strahlventilatoren unterstützend eingreifen. Ab dem Portal Affoltern werden auf einer Strecke von ca. 300 m jeweils 3x3 Ventilatorengruppen (ø 1,6 m) unterhalb der Zwischendecke angeordnet. Um das erforderliche Lichtraumprofil im Tunnel nicht zu verletzen, wird in diesem Abschnitt die Zwischendecke höher angeordnet. Auf der Seite Weiningen wird eine Ventilatorengruppe an der Decke des Tagbautunnels installiert (Bild 3).

Für den Ereignisfall Brand stehen eine Brandlüftung mit konzentrierter Rauchabsaugung über eine Zwischendecke und zwei bei den Portalen angeordnete Lüftungszentralen zur Verfügung. Um das Einstromen von Rauch aus dem Ereignis-



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

2 Anordnung Querverbindung und SOS-Nische im Fahrraum
Arrangement of cross-passage and SOS niche in the driving area

180 m. The distance to the second tunnel amounts to between 20 m and 50 m. The difference in height between the two portals amounts to around 40 m. Starting at the eastern portal (Affoltern/Regensdorf), the new tunnel has a downward gradient of 1.33%.

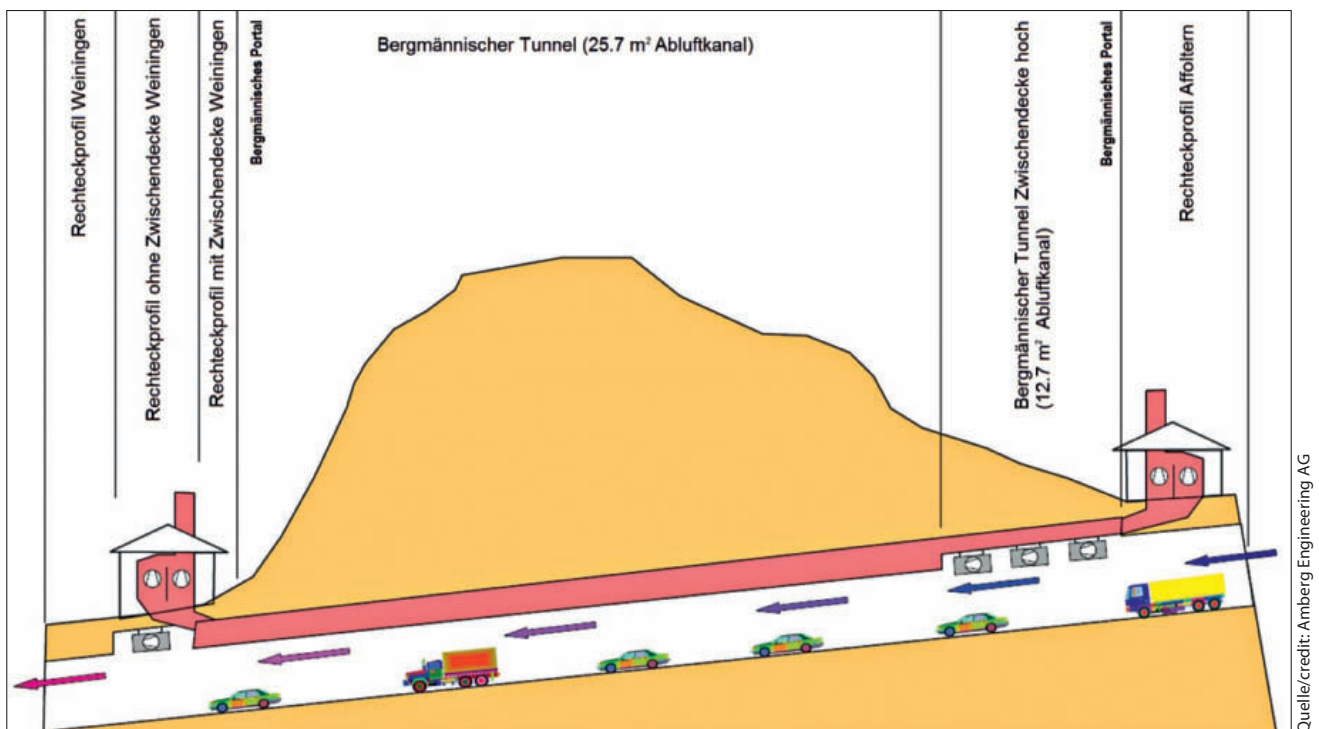
As part of the rescue and safety concept, the third tunnel will be provided with eight pedestrian and four vehicle cross-passages (for maintenance and emergency vehicles) connected to the existing second tunnel at intervals of around 300 m (Fig. 2). The cross-passages that have yet to be made have an excavation cross-section of approximately 19 m² and 39 m², respectively and will be aligned to the position of the cross-passages of the existing tunnel system. In the vicinity of the new Sonnenrain subterranean control centre, an additional cross-passage for operating and maintenance personnel will be created at the level of the service channel between the second and third tunnel. In addition to this, a total of 23 combined SOS and hydrant niches will be arranged along the excavated tunnel at intervals of 150 m. There are a further two niches along the cut-and-cover area.

In normal operations, the tunnel ventilation will operate applying the principle of natural longitudinal ventilation from portal to portal. In the event of a high volume of traffic or specific climatic conditions, jet fans can be deployed to assist ventilation. From the Affoltern portal inwards there will be three groups of three fans (ø 1.6 m) arranged below the intermediate ceiling over a stretch of approximately 300 m. In order to maintain the necessary clearance envelope in the tunnel, the arrangement of the intermediate ceiling will be higher in this section. At the Weiningen end, a group of fans will be installed in the ceiling of the cut-and-cover tunnel (Fig. 3).

In the event of fire, there is a fire ventilation system with concentrated smoke extraction system above an intermediate ceiling and two central ventilations arrangements are available at the portals. In order to prevent the inflow of smoke from the tunnel in which the incident has taken place into the adjacent tunnels an anti-recirculation wall of 50 m in length will be built in the portal areas.

In total, three new control centres and two new ventilation centres will be built, each of which will be arranged near to a portal. There are plans for a control centre arranged at right angles to the tunnel to be located in the area of the service bay roughly at the centre of the tunnel. The service bay arranged in front of the control centre makes it possible for maintenance personnel to gain access even during operation.

The Affoltern portal is planned to appear as a standalone structure and will be arranged at the same height as the portal of the second tunnel. The new Geissberg control centre at the Affoltern portal (housing the electromechanical equip-



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

3 Anordnung der Strahlventilatoren (Schema)
Arrangement of jet fans (schematic)

tunnel in die benachbarten Röhren zu verhindern, wird in den Portalbereichen eine 50 m lange Antirezirkulationswand erstellt.

Insgesamt werden drei neue Betriebszentralen und zwei neue Lüftungszentralen erstellt, welche jeweils je bei einem Portal zu liegen kommen. Eine rechtwinklig zum Tunnel angeordnete Betriebszentrale ist ungefähr in der Tunnelmitte, im Bereich der Ausstellbucht, vorgesehen. Die vor der Betriebszentrale angeordnete Ausstellbucht ermöglicht den Zugang für das Unterhaltspersonal auch während des Betriebs.

Das Portal Affoltern soll als eigenständiges Bauwerk in Erscheinung treten und wird auf der gleichen Höhe wie das Portal der zweiten Röhre angeordnet. Die neue Betriebszentrale Geissberg beim Portal Affoltern (Unterbringung der elektromechanischen Anlagen) liegt zwischen der zweiten und dritten Röhre sowie zusätzlich über der dritten Röhre. Die neue Lüftungszentrale Geissberg mit den Axialventilatoren wird nördlich der dritten Röhre angeordnet. Das Tunnelportal Weiningen liegt zwischen dem Gewerbehauhaus Weiningen und der zweiten Röhre am Ende der Überdeckung Weiningen. Die neue Betriebszentrale Chalofen wird vor dem bergmännischen Portal und zwischen der bestehenden und neuen Zentrale angeordnet. Die zweite Lüftungszentrale für den Ereignisfall liegt ausserhalb des Fahrbahnbereichs, nördlich der neuen dritten Röhre.

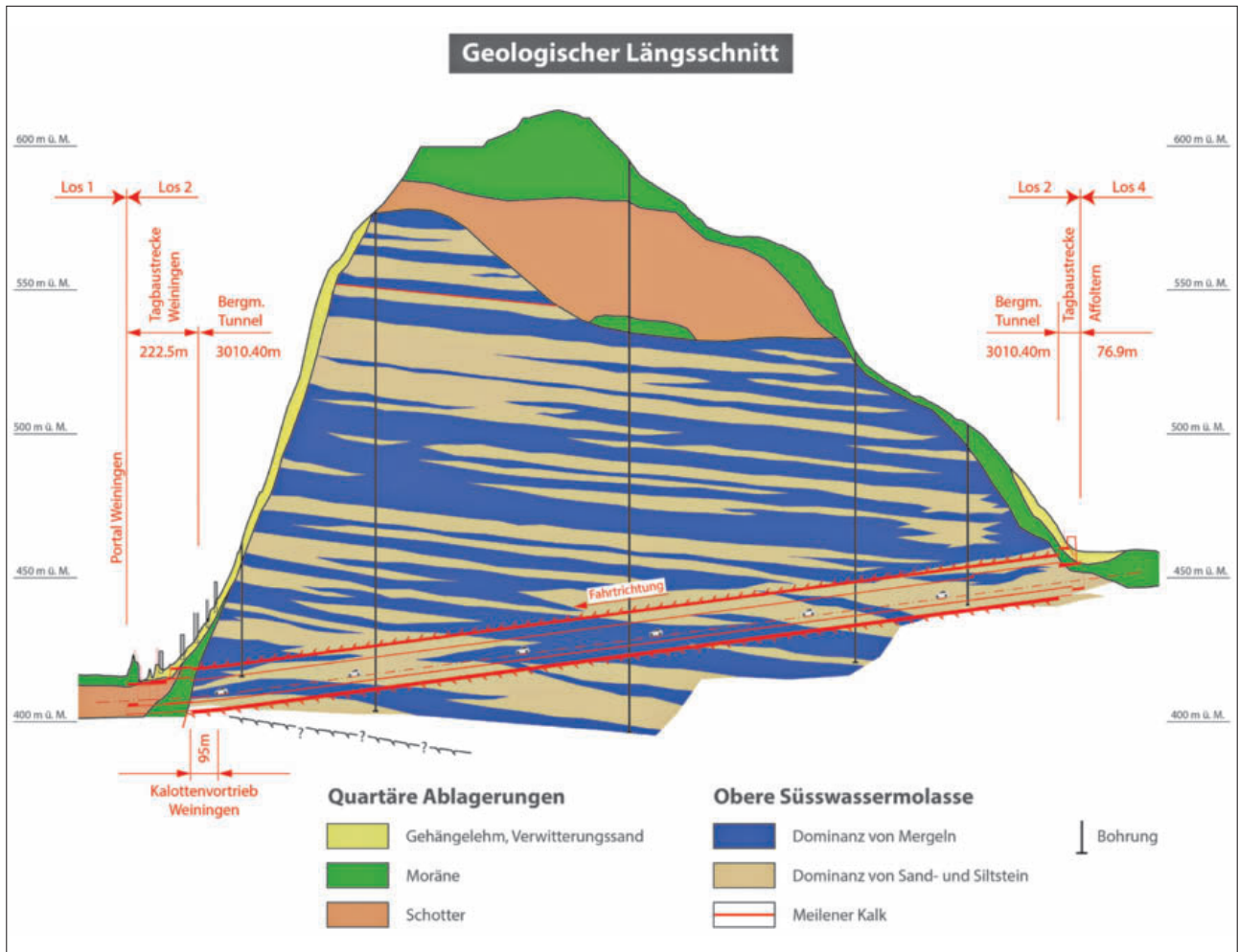
Der Bau der dritten Röhre erfolgt überwiegend von der Seite Affoltern/Regensdorf her, auf welcher auch der Haupt-

ment) will be located between the second and third tunnel and additionally above the third tunnel. The new Geissberg ventilation centre with the axial fans will be arranged to the north of the third tunnel. The Weiningen tunnel portal will be located between Weiningen commercial building and the second tunnel at the end of the Weiningen covered section. The new Chalofen control centre will be arranged in front of the excavated portal and between the existing centre and the new one. The second ventilation centre to be deployed in the event of an incident will be located outside of the carriageway to the north of the new third tunnel.

The construction of the third tunnel will be effected primarily from the Affoltern/Regensdorf end where the main installation site and a temporary rail loading terminal will also be created. A total of around 500,000 m³ of tunnel excavation material will be incurred. Some 65,000 m³ of this material will be processed and used to backfill and refill the service channel. The remaining tunnel excavation material is being transported away by rail to a landfill site via the newly built rail loading terminal. By using the rail loading terminal, it is possible to avoid around 65,000 lorry movements along the surrounding road network that would have otherwise been necessary.

2.1 Geological Conditions

Most of the Gubrist Tunnel is situated in rock of the upper freshwater molasse, which consists of interbedded strata of sandstone, siltstone and marl (Fig. 4). The horizontally layered molasse is covered by layers of loose stone which consist of moraines and gravel as well as slope sedimentation at the



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

4 Geologischer Längsschnitt
Geological longitudinal section

installationsplatz sowie ein temporärer Verladebahnhof erstellt werden. Insgesamt fallen ca. 500 000 m³ Tunnelausbruchmaterial an. 65 000 m³ werden als aufbereitetes Ausbruchmaterial zur Hinter- und Auffüllung des Werkleitungskanals wiedereingebaut. Das restliche Tunnelausbruchmaterial wird über den neu erstellten Verladebahnhof per Bahn zur Enddeponierung abtransportiert. Durch den Einsatz des Verladebahnhofs können ca. 65 000 Lastwagenfahrten auf dem umliegenden Strassennetz eingespart werden.

2.1 Geologische Verhältnisse

Der Gubristtunnel befindet sich mehrheitlich in Gesteinen der Oberen Süsswassermolasse, welche aus Wechsellagerungen von Sandsteinen, Siltsteinen und Mergeln bestehen (Bild 4). Die horizontal geschichtete Molasse ist mit Lockergesteinsschichten bedeckt, welche an den Talflanken aus Moränen und Schottern sowie aus Gehängeablagerungen bestehen. Die anfallenden Bergwassermengen werden aufgrund der Erfahrungen aus dem Bau der beiden bestehenden Röhren geringfügig sein und voraussichtlich in der Grössenordnung von 1–2 l/s über den ganzen Tunnel hinweg liegen.

valley flanks. The experience gained from the construction of the two existing tunnels implies that only small quantities of groundwater will be incurred and is expected to be in the range of 1–2 l/s over the entire length of the tunnel.

2.2 Mined Tunnel

The clearance envelope was defined with reference to SIA standard 197/2 and FEDRO's specialist manuals. The width of the carriageway with three lanes comes to 11 m, clearance stands at 4.50 m. At the side of and above the clearance envelope, the space usable for traffic is arranged according to SIA standard 197/2.

The standard cross-section is formed as an arch section (Fig. 5). The excavation cross-section comes to around 180 m². The geology can be broken down into two homogeneous areas: type 1 sandstone and siltstone, type 2 marl.

In the area with layers of marl, the invert will be reinforced as the concrete for the invert is planned to be thicker to allow for swelling pressure. For the dimensioning of the inner lining, a figure of 0.6 MPa from swelling pressure was assumed (experience made with tunnels in the surrounding area). The

2.2 Bergmännischer Tunnel

Das Lichtraumprofil wurde unter Einbezug der SIA-Norm 197/2 und der ASTRA-Fachhandbücher definiert. Die Fahrbahnbreite mit drei Fahrstreifen beträgt 11 m, die lichte Höhe liegt bei 4,50 m. Seitlich und oberhalb des Lichtraumprofils ist der verkehrstechnische Nutzraum gemäss SIA-Norm 197/2 angeordnet.

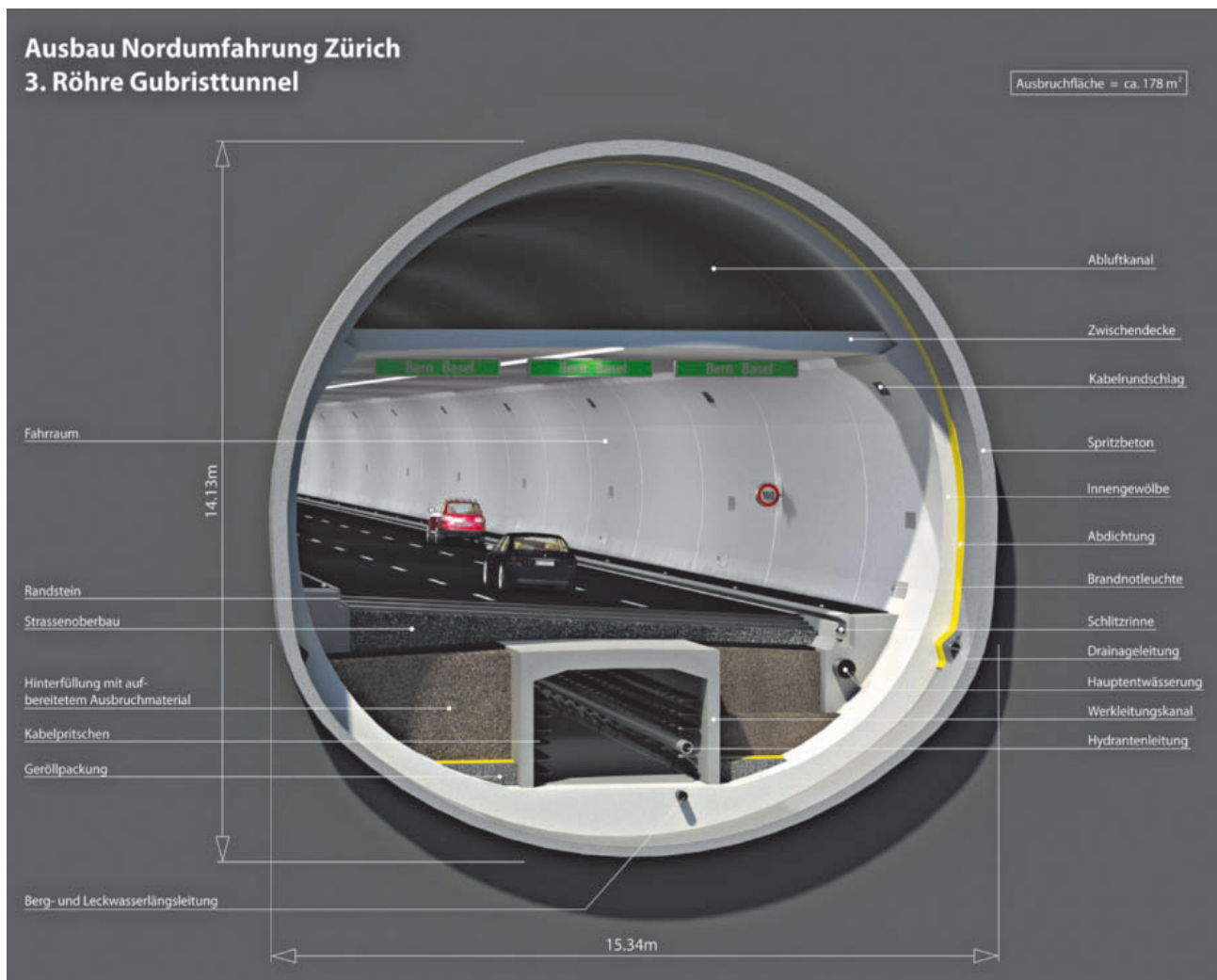
Das Normalprofil wird als Maulprofil ausgebildet (Bild 5). Der Ausbruchquerschnitt beträgt ca. 180 m². Die Geologie kann in zwei Homogenbereiche unterteilt werden: Typ 1 Sand- und Siltstein, Typ 2 Mergel.

Im Bereich von Mergelschichten ist die Sohle verstärkt, da der Sohlbeton für die Aufnahme von Quelldrücken dicker ausgebildet wird. Für die Bemessung der Innenschale wurde ein Bemessungswert von 0,6 MPa aus Quelldruck (Erfahrungswert aus umliegenden Tunneln) angenommen. Der Profiltyp Mergel kommt gemäss geologischer Prognose auf ca. zwei Drittel der Strecke vor. Das Abbauen des Gebirges erfolgt im Sprengvortrieb.

marl cross-section type occurs along some two-thirds of the route according to the geological appraisal. The rock will be removed by drill and blast.

Top heading with subsequent bench and invert excavation (approximately 90 m²) is planned along the entire length of the tunnel. Bench and invert are being excavated in parallel to the top heading drive at a distance of 100–200 m. The excavation support consists of anchors and shotcrete with reinforcement wire meshes or, in the area of the invert, with steel fibre shotcrete (Fig. 6). The excavation support was dimensioned on the basis of geomechanical calculations. The findings and experience made with the construction of the first two tunnels were integrated into the examinations.

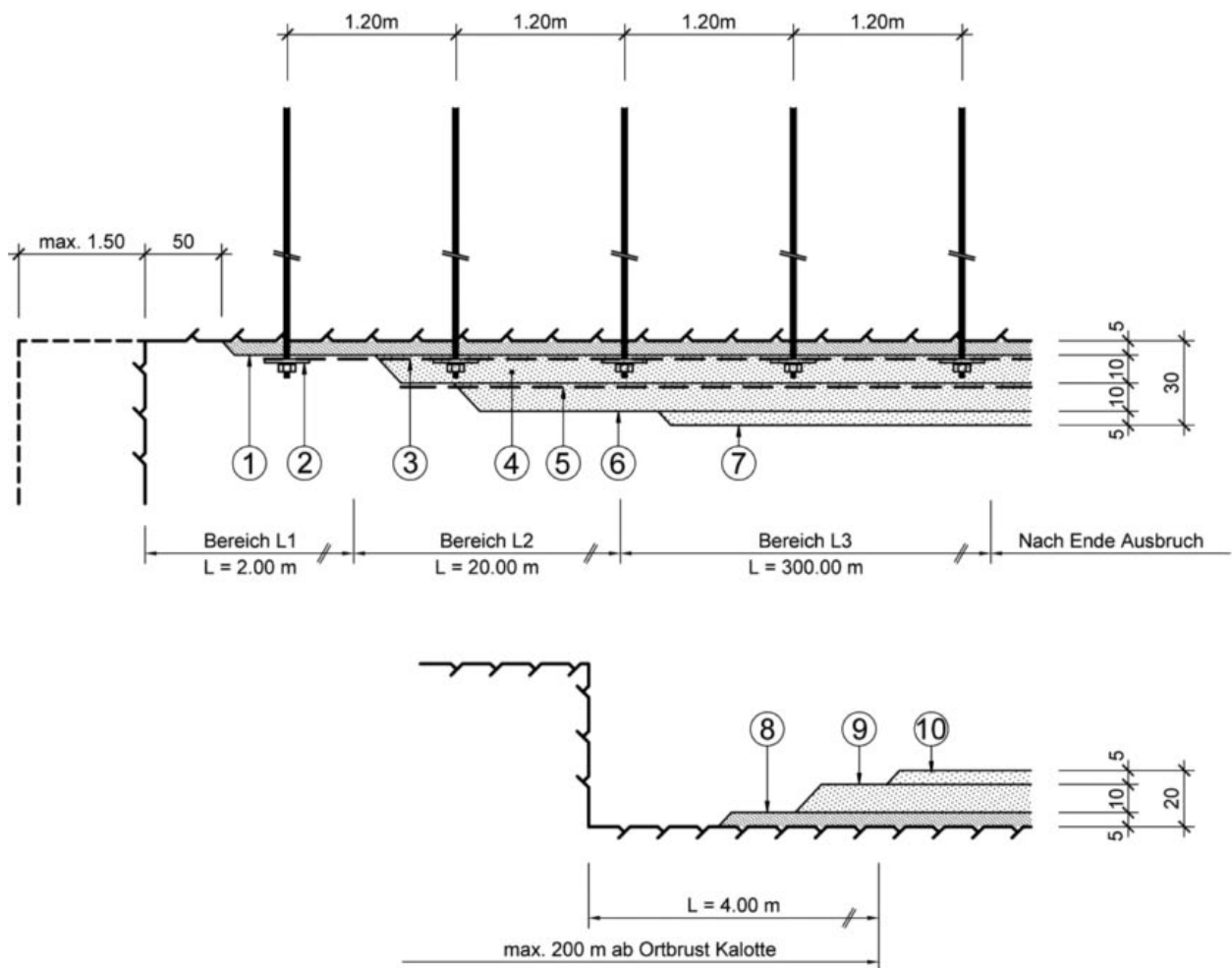
From the existing geology and its geotechnical properties it is possible to derive various hazard patterns for the Gubrist Tunnel, such as de-compaction, deformation, rock fissures, unstable heading face and the appearance of swelling, and to assess the intensity of the various issues. The forecast con-



5 Normalprofil
 Standard cross-section

Quelle/Credit: Amberg Engineering AG

Schematischer Längsschnitt (AS-Typ Mergel)



Schematischer Längsschnitt Kalotte

- ① Spritzbeton 5cm, SC 2
- ② Anker \varnothing 26mm, L = 6.00 m, a = 1.2 x 1.2 m
- ③ Bewehrungsnetz 100 / 100 / 6 / 6mm (K283)
- ④ Spritzbeton 10cm, SC 2
- ⑤ Bewehrungsnetz 100 / 100 / 6 / 6mm (K283)
- ⑥ Spritzbeton 10cm, SC 2
- ⑦ Spritzbeton 5cm, SC 2, als Abdichtungsträger

Sohle

- ⑧ Spritzbeton 5cm, SC 2
- ⑨ Spritzbeton 10cm, SC 2 (mit Stahlfasern)
- ⑩ Spritzbeton 5cm, SC 2

6 Ausbruchsicherung Excavation support

Auf der ganzen Länge des bergmännischen Tunnels ist ein Kalottenausbruch (ca. 90 m²) mit nachträglichem Strossen- und Sohlabbau vorgesehen. Strosse und Sohle werden parallel zum Kalottenvortrieb in einem Abstand von ca. 100–200 m ausgebrochen. Die Ausbruchsicherung besteht

ditions are checked using geotechnical measurements on an ongoing basis over the duration of the implementation stage. This monitoring work serves to check the stability of the cavity, to identify cross-section deformations, to check tolerances and surface movements and to ensure safety

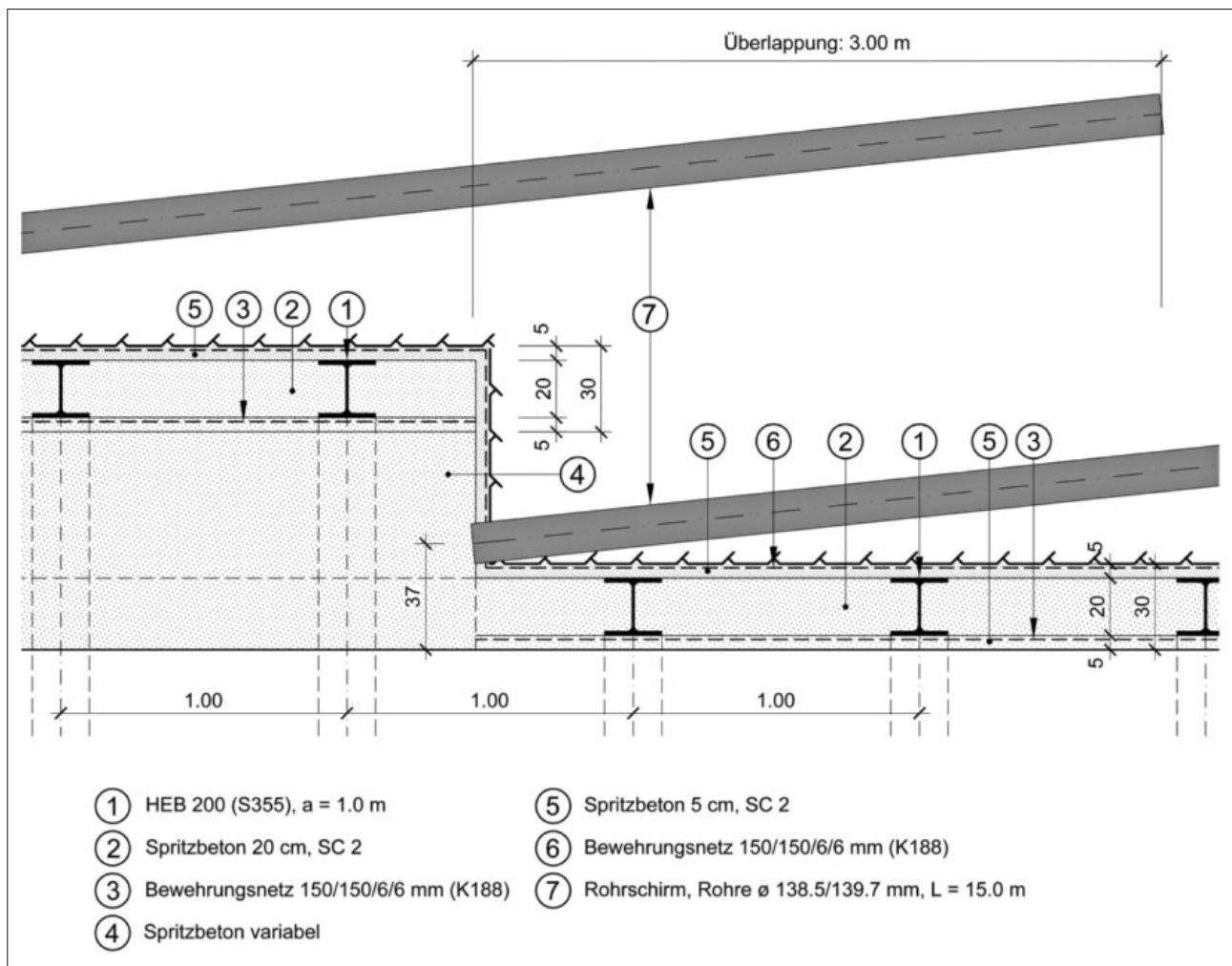
aus Anker und Spritzbeton mit Bewehrungsnetzen bzw. im Bereich der Sohle mit Stahlfaserspritzbeton (Bild 6). Die Dimensionierung der Ausbruchsicherung wurde aufgrund felsmechanischer Berechnungen durchgeführt. Die Erkenntnisse und Erfahrungen aus dem Bau der ersten beiden Röhren sind dabei in die Untersuchungen eingeflossen.

Aufgrund der vorhandenen Geologie und der geotechnischen Eigenschaften lassen sich die verschiedenen Gefährdungsbilder wie Auflockerung, Deformation, Kluftkörper, instabile Ortbrust und Quellerscheinungen für den Gubristunnel mit unterschiedlicher Intensität ableiten. Die prognostizierten Verhältnisse werden in der Ausführungsphase fortwährend anhand geotechnischer Messungen überprüft. Diese Überwachungen dienen der Kontrolle der Hohlraumstabilität, der Erkennung von Querschnittsverformungen, der Kontrolle von Toleranzen und Oberflächenbewegungen sowie der Gewährleistung der Sicherheit für Mensch und Maschine. Für die Überwachung des Verformungsverhaltens des Tunnelgewölbes ist der Einsatz von 3D-Konvergenzmessungen vorgesehen. Im Weiteren werden auch Extensio-

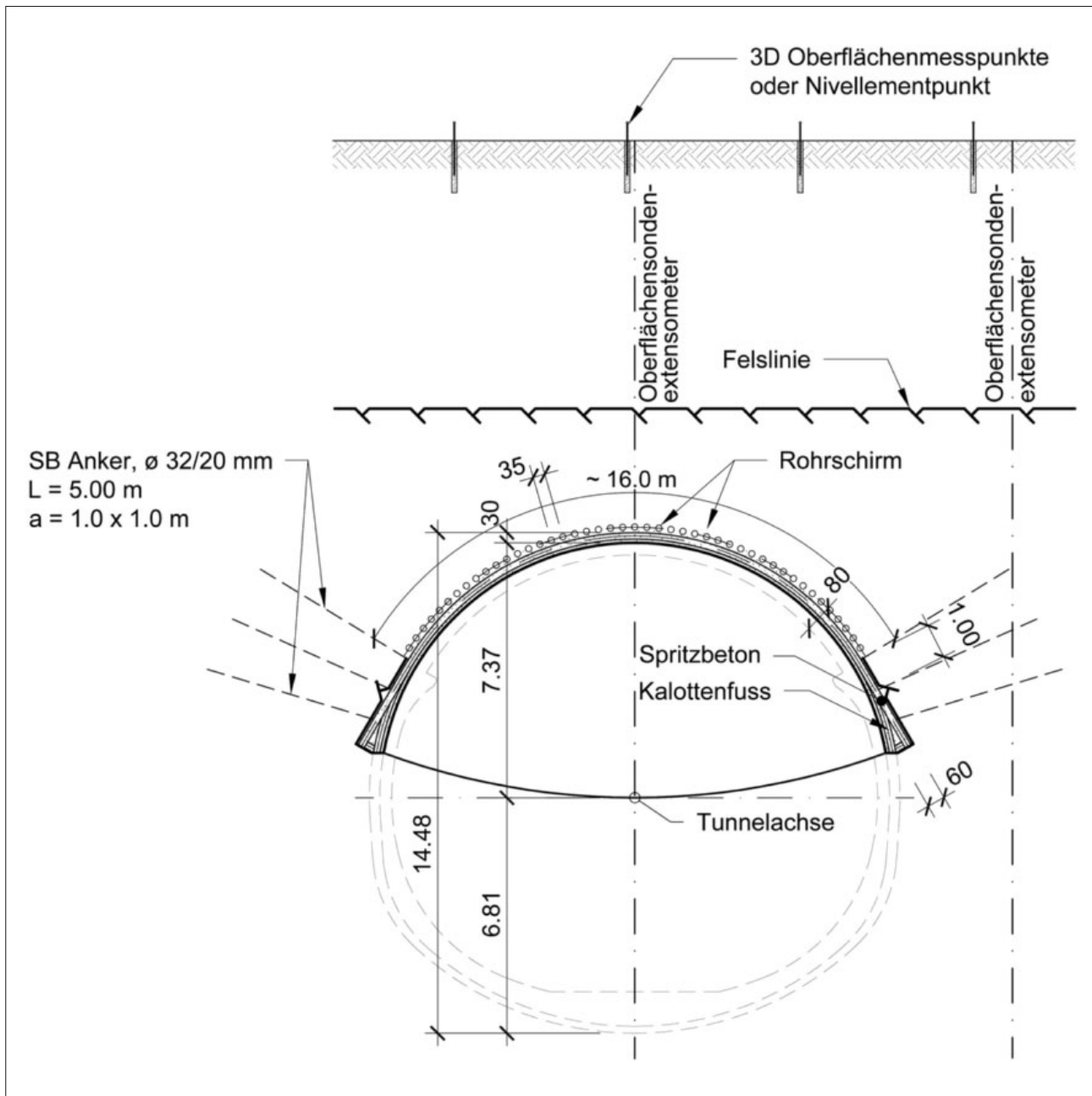
for humans and machinery alike. The plan is to to deploy 3D convergence measuring to monitor the deformation behaviour of the tunnel vault. Furthermore, extensometer, surface settling and seismic measurements are also being performed.

At the Weiningen end, parts of the first 95 m of the tunnel are through loose rock and below a developed area. Here it will be necessary to deploy a pipe roofing/spile canopy as an advance auxiliary construction measure. The pipe roof umbrella consists of injectable steel pipes of 15 m in length with a centre distance of 35 cm. The length of the heading stage amounts to 10 m ensuring an overlap of 5 m (Figs 7 and 8). The work on this section will be performed using reverse drive to avoid interfering with regular driving.

The excavation and the lining is planned to take the form of a two-layered system consisting of an outer shotcrete lining and a non-reinforced in-situ concrete interior vault (35 cm). A seal drained over its area (umbrella seal) will be laid between the excavation support and the interior vault. The invert area, on the other hand, remains unsealed. Any ground-



7 Kalottenvortrieb Weiningen, Längsschnitt
Weiningen top heading drive, longitudinal section



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

8 Kalottenvortrieb Weiningen, Rohrschirm mit Detail
Weiningen top heading drive, pipe roofing (detail)

meter-, Oberflächensetzungs- und Erschütterungsmessungen ausgeführt.

Auf der Seite Weiningen liegen die ersten 95 m des bergmännischen Tunnels teilweise im Lockergestein und unter bebautem Gebiet. Hier ist der Einsatz eines Rohrschirms/Spiessschirms als vorausseilende Bauhilfsmassnahme erforderlich. Der Rohrschirm besteht aus 15 m langen, ausinjizierbaren Stahlrohren mit einem Achsabstand von 35 cm. Die Länge der Vortriebsetappe beträgt 10 m, sodass eine Überlappung von 5 m gewährleistet ist (Bild 7 und 8). Um den Regelvortrieb nicht zu stören, wird dieser Abschnitt im Gegenvortrieb ausgeführt.

water occurring is led through the drain trenches arranged at the side of the service channel into the groundwater collection pipe.

The driving area is separated from the exhaust duct by means of a floating, seamless intermediate ceiling with the apertures in the intermediate ceiling arranged every 100 m. These can be used to extract smoke from the driving area at specific points in the event of fire.

Utility lines (hydrant pipe, groundwater and longitudinal leakage water pipe and longitudinal cabling for operating and safety equipment) required for operation of the

Für die Ausbruchsicherung und die Verkleidung ist ein zweischaliges System, bestehend aus einer äusseren Spritzbetonschale und einem unbewehrten Ortbetoninnengewölbe (35 cm), vorgesehen. Zwischen der Ausbruchsicherung und dem Innengewölbe wird eine flächenhaft drainierte Abdichtung (Regenschirmabdichtung) verlegt. Der Sohlbereich hingegen bleibt unabgedichtet. Allfälliges Bergwasser wird über die im Werkleitungskanal seitlich angeordneten Rigolen in die Bergwassersammelleitung geführt.

Der Fahrraum ist durch eine schwimmend gelagerte und fugenlose Zwischendecke vom Abluftkanal abgetrennt, wobei die Öffnungen in der Zwischendecke alle 100 m angeordnet sind. Über diese kann bei einem Brandereignis punktuell Rauch aus dem Fahrraum abgesaugt werden.

Im Werkleitungskanal unterhalb der Fahrbahn sind Werkleitungen (Hydrantenleitung, Berg- und Leckwasserlängsleitung und BSA-Längsverkabelung) angeordnet, welche für den Betrieb des Tunnels benötigt werden. Die Hauptsammelleitung der Fahrbahnentwässerung befindet sich im Bankettbereich auf der tiefer liegenden Fahrbahnseite unterhalb der Schlitzrinne. Aufgrund des Quergefällewechsels der Fahrbahn muss die Hauptsammelleitung abschnittsweise beidseitig in den Banketten angeordnet werden. Auf der jeweils höher liegenden Bankettseite wird die Hauptsammelleitung als Transitleitung geführt und kann in diesem Bereich alle 75 m mittels Kontrollschächten im Bankett unterhalten werden.

Der Tunnel wird über seine gesamte Länge mit Löschwasser versorgt. Dazu wird im Werkleitungskanal eine Löschwasserleitung installiert, welche ca. alle 150 m die in den SOS- und Hydrantennischen platzierten Hydranten durch Stichleitungen erschliesst. Die Einspeisung der Löschwasserleitung erfolgt ab der (für die bestehenden zwei Röhren installierten) Löschwasserversorgung in der Portalstation Regensdorf. Um die Redundanz zu erhöhen, werden die Leitungen aller drei Röhren auf den Seiten Affoltern und Weiningen sowie in der Tunnelmitte (Querverbindung WLK) zu einem Ring zusammengeschlossen.

3 Projektchronologie

Die Ingenieurgesellschaft, bestehend aus Amberg Engineering AG, Meichtry & Widmer AG und BHAtteam Ingenieure AG, ist mit den Projektierungs- und Bauleitungsaufgaben für den Bau der dritten Röhre am Gubristtunnel beauftragt. Die bestellten Planerleistungen umfassen die SIA-Phasen 32 (Ausführungsprojekt) bis 53 (Inbetriebnahme).

Die Projektierungsarbeiten begannen im Jahr 2005 mit dem Ausführungsprojekt (AP) unter der Zuständigkeit des Tiefbauamtes des Kantons Zürich. Die Bearbeitung des AP erfolgte in enger Absprache mit der damaligen Bauherrschaft und dem Bundesamt für Strassen (ASTRA). Dabei

tunnel are arranged in the service channel beneath the carriageway. The main collection pipe for the carriageway drainage system is located in the walkway on the lower edge of the carriageway below the slotted channel. On account of the change in the camber of the carriageway, the main collection pipe has to be arranged in the walkway on both sides in certain sections. On the walkway shoulder on the respective higher side, the main collection pipe is used as a transit pipe and can be maintained in this area by means of inspection shafts in the walkway every 75 m.

The tunnel is supplied with fire-fighting water over its entire length. For this purpose, a fire-fighting water pipe will be installed in the service channel. The hydrants located every 150 m in the SOS and hydrant niches will be fed through stub lines from this pipe. The fire-fighting water pipe will be fed from the fire-fighting water supply at Regensdorf portal station (installed for the existing two tunnels). In order to increase the level of redundant capacity, the pipes for all three tunnels will be joined up into a ring at the Affoltern and Weiningen ends as well as in the middle of the tunnel (WLK cross-passage).

3 Chronology of the Project

The engineering syndicate, consisting of Amberg Engineering AG, Meichtry & Widmer AG and BHAtteam Ingenieure AG, has been commissioned with project management and construction management tasks for the construction of the third Gubrist tunnel. The planning services ordered cover SIA phases 32 (construction project) through 53 (commissioning).

The project management work began in 2005 with the construction project (CP) under the responsibility of Zurich Canton's Office of Civil Engineering. The CP was processed in close coordination with the then principal and the Swiss Federal Roads Office (FEDRO). In this context, the first step involved concepts being drafted for the individual structures (excavated tunnel, Affoltern and Weiningen surface excavation work, rail loading terminal and tunnel ventilation), their validation and approval by the FEDRO. The basis for the processing of the CP and the detailed project (DP) was mechanical drive by means of a shield TBM (ø 15.70 m) and segment lining. Within the scope of the NFA (reform of the system of equalisation payments), the project was transferred completely to the custody of the FEDRO, Infrastructure Branch Winterthur, as the new principal.

As part of the DP approval procedure by FEDRO's technical support unit, the engineering syndicate was commissioned in 2011 to perform additional assessments as to the feasibility of deploying conventional drive and to elaborate on this in the form of a DP amendment file. These assessments were to form a new basis for an updated decision with regard to

wurden in einem ersten Schritt Konzepte für die einzelnen Bauwerke (bergmännischer Tunnel, Tagbau Affoltern und Weiningen, Verladebahnhof und Tunnellüftung) erarbeitet, bereinigt und durch das ASTRA genehmigt. Die Grundlage für die Bearbeitung des AP und des Detailprojektes (DP) bildete ein maschineller Vortrieb mittels Schild-TBM (\varnothing 15,70 m) und Tübbingausbau. Im Zuge des NFA (Neugestaltung des Finanzausgleichs) wechselte am 1. Januar 2008 das Projekt vollständig in die Obhut des ASTRA, Infrastrukturfiliale Winterthur, als neuer Bauherr.

Im Rahmen des DP-Genehmigungsverfahrens durch die ASTRA-Fachunterstützung wurde die Ingenieurgesellschaft im Jahr 2011 beauftragt, zusätzliche Abklärungen zur Machbarkeit eines konventionellen Vortriebs durchzuführen und als DP-Ergänzungsossier auszuarbeiten. Diese Abklärungen sollten eine neue Grundlage für einen aktualisierten Entscheid im Hinblick auf den Umgang mit konventionellen Vortriebsmethoden respektive möglichen Unternehmervarianten bilden.

3.1 Sprengversuch

Die geplante dritte Röhre findet parallel zur bestehenden Tunnelanlage in einem Abstand von ca. 35 m ihren Platz. Im Bereich Weiningen unterfährt der Tunnel im Portalbereich Wohngebäude in einem vertikalen Abstand von ca. 10 m. Diese Bereiche sowie die installierten Betriebs- und Sicherheitsausrüstungen können beim Sprengvortrieb durch Erschütterungen, Körperschall und Lärm beeinflusst werden.

Um die möglichen Einflüsse zu untersuchen sowie die Grenzwerte für die Sprenglademengen des Ausbruchs festzulegen, wurden im Jahr 2011 Sprengversuche durchgeführt. Die Auswertung zeigte, dass die definierten Grenzwerte für die bestehenden Anlagen klar eingehalten werden. Darüber hinaus bestätigte das Ergebnis des Sprengversuchs die bisherigen theoretischen Überlegungen und schuf somit die notwendigen Grundlagen für eine zusätzliche Ausschreibung der Bauarbeiten im Sprengvortrieb. Für den Sprengvortrieb wurde die Lademenge pro Zündstufe im Normalfall auf 4,5 kg Sprengstoff beschränkt. In den Portalbereichen sowie bei den Querverbindungen gibt es tiefere Lademengenbegrenzungen. Während des Vortriebs wird die Einhaltung der definierten Erschütterungsgrenzwerte mittels Überwachungsmessungen kontrolliert.

4 Der Genehmigungsprozess

Das erarbeitete Ausführungsprojekt «Ausbau Nordumfahrung Zürich (ANU)» mit der dritten Röhre am Gubristtunnel wurde vom 16. März bis 29. April 2009 vom Eidgenössischen Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) in den Gemeinden und Ämtern öffentlich aufgelegt. Sämtliche daraus resultierenden Einsprachen wurden im Rahmen der Plangenehmigungsverfügung des

the use of conventional drive methods and/or potential contractor variants.

3.1 Test Detonations

The planned third tunnel is to be located parallel to the existing tunnel system at a distance of around 35 m. In the portal area at the Weiningen end, the tunnel will run under residential buildings with a vertical distance of around 10 m. These areas and the installed operating and safety equipment may be negatively affected by vibrations, impact sound and noise during drill and blast tunnelling work.

Test detonations were carried out in 2011 in order to investigate the potential impact and to set the threshold for the quantities of explosive charges. The evaluation revealed that the threshold values defined for the existing facilities were met by a wide margin. Furthermore, the results of the test detonations confirmed the previous theoretical considerations and thus created the necessary basis for an additional call for tender for the drill and blast tunnelling part of the construction work. For drill and blast tunnelling, the charge per ignition stage was capped at 4.5 kg of explosive in normal cases. There are lower explosive charge limits in the portal areas and for the cross-passages. During drive operations, checks of compliance with predefined vibration thresholds will be performed with monitoring measurements.

4 The Approval Process

The Swiss Federal Department of the Environment, Transport, Energy and Communications (DETEC) made the drafted “Extension of the Zurich Northern Ring Road (ANU)” construction project involving the third Gubrist tunnel available to public scrutiny at presentations at municipal and canton offices. All objections arising from these presentations were dealt with as part of the planning approval ruling by the DETEC dated 31 January 2012. Appeals against the planning approval ruling could be filed with the Swiss Federal Administrative Court (BVG) within 30 days. Some complainants made use of this legal remedy. The BVG dealt with the appeals in three judgements dated 15 January 2014, which were then taken by some of the appellants to as far as the Federal Supreme Court of Switzerland. Final judgement was passed by the Federal Supreme Court on 23 September 2014. This meant that 5½ years after the start of the planning consultation process, most of the legal remedies against the project had been exhausted.

On account of various court orders and rulings, the project had to be reworked, adapted or amended again in some points. In the Weiningen area, the project was pushed back into the General Project phase once again.

5 Call for Tender

For the construction of the third tunnel at the Gubrist, the three following standalone implementation variants were tendered as official proposals:

UVEK vom 31. Januar 2012 behandelt. Gegen die Plangenehmungsverfügung konnte innert 30 Tagen Beschwerde beim Bundesverwaltungsgericht (BVG) eingereicht werden. Einige Einsprecher machten von diesem Rechtsmittel Gebrauch. Das BVG hat die Beschwerden in drei Urteilen vom 15. Januar 2014 behandelt, welche dann durch die Beschwerdeführer teilweise bis vor das Bundesgericht weitergezogen wurden. Am 23. September 2014 wurde das abschliessende Urteil des Bundesgerichts gefällt. Damit waren 5½ Jahre nach der Planaufgabe die rechtlichen Mittel gegen das Projekt grösstenteils ausgeschöpft.

Aufgrund der verschiedenen Verfügungen und Urteile musste das Projekt in einigen Punkten nochmals überarbeitet, angepasst oder revidiert werden. Im Bereich Weiningen wurde das Projekt nochmals zurück in die Phase Generelles Projekt geschoben.

5 Ausschreibung

Für den Bau der dritten Röhre am Gubrist sind die drei folgenden eigenständigen Ausführungsvarianten als Amtsvorschläge ausgeschrieben worden:

- Amtsvorschlag 1: maschineller Schildvortrieb mit Tübbingausbau (TBM)
- Amtsvorschlag 2: Sprengvortrieb (SPV)
- Amtsvorschlag 3: maschinenunterstützter Vortrieb im Fels mit Pilotstollen (MUF)

Die Anbieter mussten mindestens einen Amtsvorschlag vollständig ausgefüllt einreichen. Daneben konnten Unternehmervarianten separat als komplettes eigenständiges Angebot abgegeben werden. Die Einreichung von Projektvarianten war nicht zulässig. Die Wahl der Vortriebsmethode lag somit in der Einschätzung der Unternehmer. Die Publikation der Ausschreibung erfolgte am 9. November 2015 über die elektronische Plattform simap.

5.1 Eingereichte Angebote, Offertvergleich und Vergabe

Nach der Publikation der Ausschreibung hatten die Unternehmer sechs Monate Zeit, um ihre Angebote auszuarbeiten und bis am 9. Mai 2016 dem ASTRA einzureichen. Fristgerecht eingereicht wurden zwölf Angebote von sechs verschiedenen Unternehmerkonsortien. Die Einschätzung der Unternehmer hinsichtlich des konkurrenzfähigsten Angebots war unterschiedlich. Einige reichten den Amtsvorschlag TBM ein, andere Arbeitsgemeinschaften die Amtsvorschläge SPV oder MUF. Neben den Amtsvorschlägen wurden auch Unternehmervarianten eingereicht.

Die Prüfung der Angebote erfolgte im Rahmen des zuvor bestimmten Evaluationsteams. Als wirtschaftlich günstigste Vortriebsmethode resultierte der Sprengvortrieb. Die Vergabe erfolgte für knapp 190 Millionen Franken an die ARGE Marti Gubrist. Die Ausschreibung von drei Amtsvorschlägen hat sich somit bewährt.

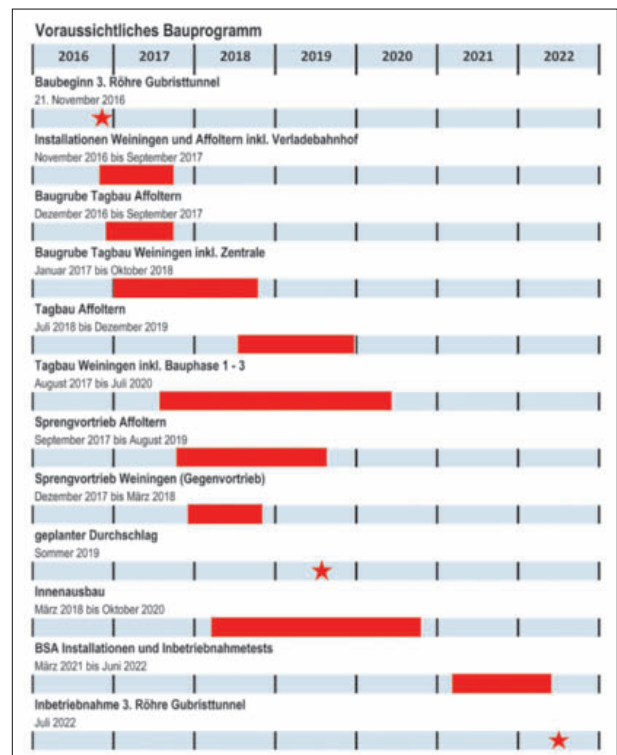
- Official proposal 1: mechanical shield drive with segment lining (TBM)
- Proposal 2: drill and blast tunnelling (D&B)
- Official proposal 3: machine supported drive in the rock with pilot tunnels (MUF)

The tendering contractors had to submit at least one fully completed official proposal. It was additionally possible to submit contractor variants separately as completely stand-alone offers. The submission of project variants was not permissible. The selection of the drive method was thus at the contractors' discretion. The call for tender was published on 9 November 2015 using the simap electronic platform.

5.1 Tenders Submitted, Comparison of Offers Made and Contract Award

Following publication of the call for tender, businesses had six months' time to prepare their offers before submitting them to the FEDRO by 9 May 2016. Twelve tenders from six different syndicates of contractors were submitted within the deadline. The contractors' assessment with regard to the most competitive tender varied. Some submitted the TBM official proposal, other syndicates submitted D&B or MUF official proposals. Contractor variants were also submitted along with the official proposals.

The tenders were reviewed by the evaluation teams nominated beforehand. Drill and blast tunnelling turned out to be the most economical of the drive methods. The contract was awarded to the Marti Gubrist JV for just under 190 million



9 Bauprogramm
Construction programme

Quelle/credit: Amberg Engineering AG



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

10 Stand der Arbeiten (März 2017), Installationsplatz Affoltern
Current state of work (March 2017), Affoltern installation site

6 Stand der Arbeiten/Termine

Im Vorfeld der Hauptarbeiten zum Ausbau Nordumfahrung Zürich wurden bereits verschiedene Vorarbeiten durchgeführt. So wurden zwischen 2010 und 2013 durch die Kantonsarchäologen drei Ausgrabungskampagnen durchgeführt. Die Archäologen stiessen dabei auf Überreste von prähistorischen und römischen Siedlungen sowie einen Weg und Strassenreste aus römischer Zeit und dem Hochmittelalter.

Im Bereich des zukünftigen Portals auf der Seite Regensdorf und des Installationsplatzes Affoltern mussten die beiden nebeneinander liegenden Erdgasleitungen (70 bar), eine weitere Erdgasleitung (25 bar) und ein LWL-Kabelrohrblock verlegt werden. Die eine Erdgasleitung unterquerte die Autobahn und verlief quer durch den parallel zum Trasse liegenden temporären Verladebahnhof. Um umständliche und schwierige Bauetappen zu umgehen, erfolgte die Umlegung der Erdgasleitung mit einer Horizontalspülbohrung im Bereich der Nationalstrasse und des Verladebahnhofs. Im Zusammenhang mit den Umlegungsarbeiten für die Erdgasleitungen wurden gleichzeitig weitere Werkleitun-

Swiss francs. A call for tender involving three official proposals has again proven its worth.

6 Current State of Work/Deadlines

Various preliminary works have been performed in the run-up to the main works to extend the Zurich Northern Ring Road. For example, three excavation campaigns were performed by the Canton archaeologists between 2010 and 2013. In their work, the archaeologists uncovered remains of prehistoric and Roman settlements and a path and remnants of a road from Roman times and the High Middle Ages.

In the area of the future portal at the Regensdorf end and the Affoltern installation site, the two adjacent natural gas pipelines (70 bar), a further natural gas pipeline (25 bar) and a fibre optic cable block had to be rerouted. One natural gas pipeline ran underneath the motorway and at right angles through the temporary rail loading terminal laid out parallel to the track. In order to render cumbersome and difficult construction phases unnecessary, the natural gas pipe-



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

11 Stand der Arbeiten (März 2017), Installationsplatz Affoltern, Vorbereitung Baugrube
Current state of work (March 2017), Affoltern installation site, preparatory work for excavation pit



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

12 Stand der Arbeiten (März 2017), Verladebahnhof, Erstellung Schutzgerüst
Current state of work (March 2017), rail loading terminal, erection of safety scaffolding



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

13 Stand der Arbeiten (März 2017), Installationsplatz Weiningen
Current state of work (March 2017), Weiningen installation site

gen (z.B. Löschwasserversorgung Gubristtunnel) sowie die Lehrrohre für die zukünftigen Werkleitungen bereits mitverlegt.

Die Hauptarbeiten für den Bau der dritten Röhre begannen am 21. November 2016. Zu den ersten Arbeiten gehören die Erstellung der Installationsplätze in Regensdorf/Affoltern und Weiningen sowie die Erstellung der Lärmschutzwand in Weiningen als Bauplatzsumzäunung. Danach folgen die umfangreichen Bohrpfahlarbeiten für die Sicherung der Baugruben, Werkleitungsumlegungen, die Höherlegung der Axpo-110-kV-Leitung über der Baugrube Weiningen sowie die Erstellung des Verladebahnhofs auf der Seite Affoltern.

Nach aktuellem Bauprogramm startet der Sprengvortrieb auf der Seite Affoltern im September 2017. Auf der Seite Weiningen ist der Beginn des Kalottenvortriebs der Lockergesteinsstrecke für Dezember 2017 geplant (Bild 9).

Am Bau Beteiligte

Bauherr:

Bundesamt für Strassen (ASTRA)
Infrastrukturfiliale Winterthur
8404 Winterthur

Projektverfasser und öBL:

Ingenieurgesellschaft AHB
c/o Amberg Engineering AG
8105 Regensdorf

Bauausführung:

ARGE Marti Gubrist
c/o Marti Tunnelbau AG
3302 Moosseedorf

line was rerouted using a horizontal directional drilling in the area of the national road and the rail loading terminal. Further utility lines (e.g., fire-fighting water supplies to the Gubrist Tunnel) and the conduits for the future utility lines had already been rerouted at the same time as rerouting work for the natural gas pipelines.

The main work on the construction of the third tunnel began on 21 November 2016. The first work to be carried out related to the creation of the installation sites in Regensdorf/Affoltern and Weiningen and the erection of the noise barrier in Weiningen as construction site enclosure. This was followed by the extensive bored pile work to secure the excavation pit, rerouting of utility lines, the raising of the level of Axpo's 110 kV cable over the Weiningen excavation pit and the creation of the rail loading terminal at the Affoltern end.

According to the current construction schedule, blast tunnelling will start at the Affoltern end in September 2017. At the Weiningen end, top heading drive through the loose rock section is scheduled to begin in December 2017 (Fig. 9).

Construction Participants

Principal

Swiss Federal Roads Office (FEDRO)
Infrastructure Branch Winterthur
8404 Winterthur

Project initiator and public construction management

AHB Engineering Syndicate
c/o Amberg Engineering AG
8105 Regensdorf

Execution of construction work

Marti Gubrist Syndicate
c/o Marti Tunnelbau AG
3302 Moosseedorf



Quelle/credit: Amberg Engineering AG

14 Stand der Arbeiten (März 2017), Installationsplatz Weiningen, Erstellung Lärmschutzwand
Current state of work (March 2017), Weiningen installation site, creation of noise barrier

Michael Hertweck, Dr. sc. techn., Dipl. Bau-Ing., ILF Beratende Ingenieure AG, Zürich/CH
Gabriele Pagliari, Bauingenieur FH, Schweizerische Bundesbahnen AG, Olten/CH

Vierspurausbau Olten–Aarau

Eppenbergtunnel/CH –

Herausforderungen aus Sicht von Bauherr und Planer

Der Eppenbergtunnel ist das Herzstück des Vierspurausbaus der Bahnstrecke Olten–Aarau. Der rund drei Kilometer lange Tunnel, der mittels eines Mixschilds im Hydromodus aufgeföhren wird, stellt an den Bauherrn und den Planer zahlreiche Herausforderungen. Mit den Hauptarbeiten wurde im April 2015 gestartet, Anfang 2017 wurde mit dem TBM-Vortrieb des Eppenbergtunnels begonnen.

Four-Track Expansion Between Olten and Aarau

Eppenbergtunnel/CH – Challenges Faced by Client and Designer

The Eppenbergtunnel is the heart of the four-track expansion of the railway line between Olten and Aarau. The tunnel, which has a length of around three kilometres and is to be excavated using a Mixshield in hydro mode, poses a number of challenges for the client and designer. The main work began in April 2015, with the TBM drive of the Eppenbergtunnel commencing at the start of 2017.

1 Einleitung

Die Strecke Bern–Zürich ist eine der am stärksten befahrenen Bahnachsen der Schweiz und verengt sich zwischen Olten und Aarau von vier Spuren auf zwei. Diesen Engpass wollen Bund und SBB bis Ende 2020 beheben. Das Projekt umfasst im Wesentlichen Ausbauten in den Zufahrten und – als Herzstück – den doppelspurigen drei Kilometer langen Eppenbergtunnel sowie Anschlussbauwerke zu dessen Anbindung.

Im Projektperimeter kommen zu den täglichen Belastungen auf der SBB-Strecke von 550 Zügen und 26 000 Autos auf der Kantonsstrasse zusätzliche Belastungen durch den Baustellenverkehr wie Bahnverlad und Lastwagentransporte hinzu. Infolge der Projektziele, der geometrischen Randbedingungen und der anspruchsvollen Geologie ergeben sich zahlreiche Herausforderungen an Bauherrn und Planer.

Mit der Fertigstellung des Gesamtprojekts wird die Bahnlinie Olten–Aarau durchgehend vierspurig befahrbar, sodass weitere Bahnangebote für Kunden möglich sein werden. Die am Projekt Beteiligten sind in **Bild 1** dargestellt.

2 Projektvorstellung

2.1 Linienführung und Projektelemente

Der Vierspurausbau Olten–Aarau erfordert verschiedene bauliche Anpassungen. Das wichtigste Bauwerk des Vierspurausbaus ist der 3114 Meter lange doppelspurige «Eppenbergtunnel» mit zwei Flucht- und Rettungsschäch-

1 Introduction

The line between Berne and Zurich is one of the most heavily used in Switzerland and shrinks from four tracks to two between Olten and Aarau. The state and Swiss Federal Railways (SBB) aim to eliminate this bottleneck by the end of 2020. The key aspects of the project are expansions of the access routes and – at the heart of the concept – the twin-track, three-kilometre Eppenbergtunnel, along with connecting structures to link it to the existing infrastructure.

In the project area, the daily loads of 550 trains on the SBB line and 26,000 cars on the cantonal road are accompanied by additional loads resulting from the site traffic, such as railway loading and truck transport. The objectives of the project, the geometrical boundary conditions and the demanding geology present a number of challenges for the client and designer.

There will be a four-track railway line all the way between Olten and Aarau once the overall project is complete, making it possible to provide additional railway services to customers. The project participants are shown in **Fig. 1**.

2 Project Concept

2.1 Route Alignment and Project Elements

The four-track expansion between Olten and Aarau requires various adjustments to be made to the construction. The most important structure in the four-track expansion is the 3,114 metre long twin-track Eppenbergtunnel, featuring

Mise à quatre voies Olten–Aarau

Tunnel de l'Eppenbergtunnel/CH – Les challenges pour le maître d'ouvrage et les responsables d'étude

Au-delà des défis en termes de gestion du projet et de procédure d'obtention des autorisations, les responsables d'étude avaient à se pencher en priorité sur le suivi de la construction en ce qui concerne la tranchée d'accès, le choix de la méthode de creusement de la section de tunnel creusée, celle du lieu de passage du creusement dans la roche au creusement hydraulique ainsi que la gestion du matériel. Grâce à un pilotage ciblé et à une approche anticipatrice du travail dans tous les secteurs et avec l'ensemble des acteurs, le projet reste dans le cadre financier et temporel impartis. La mise en service est prévue pour décembre 2020.

Potenziamento a quattro binari della tratta Olten-Aarau

Galleria dell'Eppenbergtunnel/CH – Le sfide dal punto di vista del committente della costruzione e dei progettisti

Oltre alle sfide nel campo della gestione del progetto e della procedura di autorizzazione, dal punto di vista dei progettisti erano in primo piano l'esecuzione tecnico-edile relativa al canale di invito, la scelta del procedimento di avanzamento della sezione di galleria mineraria, l'ubicazione della trasformazione dall'avanzamento in roccia a quello idraulico e la gestione dei materiali. Il progetto avanza nel quadro dei costi e dei tempi previsti grazie alla direzione mirata del progetto e alla modalità di lavoro lungimirante in tutti i settori e con tutte le parti interessate. La messa in funzione è prevista per il dicembre del 2020.

ten und einem Fluchtstollen. Das Anschlussbauwerk Seite Wöschnau ermöglicht gegenüber dem Anschlussbauwerk Gretzenbach eine niveaufreie Entflechtung. Dazu wird das südliche Gleis der Stammlinie neu durch einen 490 Meter langen Einspurtunnel geführt und unterquert somit die Zufahrtsgleise zum Eppenbergtunnel (Bild 3).

Für die optimale Gleisnutzung sind auf den Zufahrtsstrecken Gleisanpassungen, zwei neue Stellwerke und Bahnhofumbauten erforderlich. Mit dem Umbau der Bahnhöfe Dulliken und Däniken werden auch die Perronanlagen modernisiert. Auf der Seite Aarau werden Spurwechsel mit Schnellfahrweichen eingebaut, um den Gleiswechsel ohne Geschwindigkeitsreduktion zu ermöglichen (Bild 2).

2.2 Tunnelsystem

In einer frühen Projektphase wurde von der Bauherrschaft auf Basis einer Risikoanalyse ein Entscheid für das Tunnelsystem herbeigeführt. Zur Diskussion stand nebst dem Doppelspurtunnel mit unterschiedlicher Anzahl an Fluchtmöglichkeiten ein System aus zwei Einspurröhren mit Querschlägen. Die Berechnungen zeigten, dass der ca. drei Kilometer lange Doppelspurtunnel mit drei Fluchtmöglichkeiten sicher betrieben werden kann. Die Berechnungen stützten sich auf prognostizierte Maximalwerte für die Strecke und auf den Mischverkehr «Personen- und Güterverkehr».

Infolge der Topographie ergaben sich für die Ausgestaltung der Notausstiege unterschiedliche Konzepte. Während der Notausstieg Aarauerstrasse (NAA in Bild 3) über einen leicht steigenden Stollen (2,7% Steigung) mit einer Länge von 95 m erstellt werden kann, sind an den beiden anderen Lokationen Vertikalschächte mit Höhen von 22 m resp. 62 m zu erstellen, und das bei einem Innendurchmesser

two escape and rescue shafts and an escape tunnel. The connecting structure on the Wöschnau side enables the segregation of traffic on a different level, in contrast to the Gretzenbach connecting structure. The southbound track of the main line is now directed through a 490 metre long single-track tunnel that crosses under the access tracks to the Eppenbergtunnel (Fig. 3).

On the access lines, it is necessary to make adjustments to the tracks, establish two new control and routing centres, and perform station modifications in order to ensure optimum track usage. This modification of the railway stations Dulliken and Däniken also includes an upgrade of the platform facilities. On the Aarau side, crossovers with high-speed points will be installed so as to make it possible to change tracks without needing to slow down (Fig. 2).

**Vierspurausbau Olten – Aarau
Los A: Eppenbergtunnel**

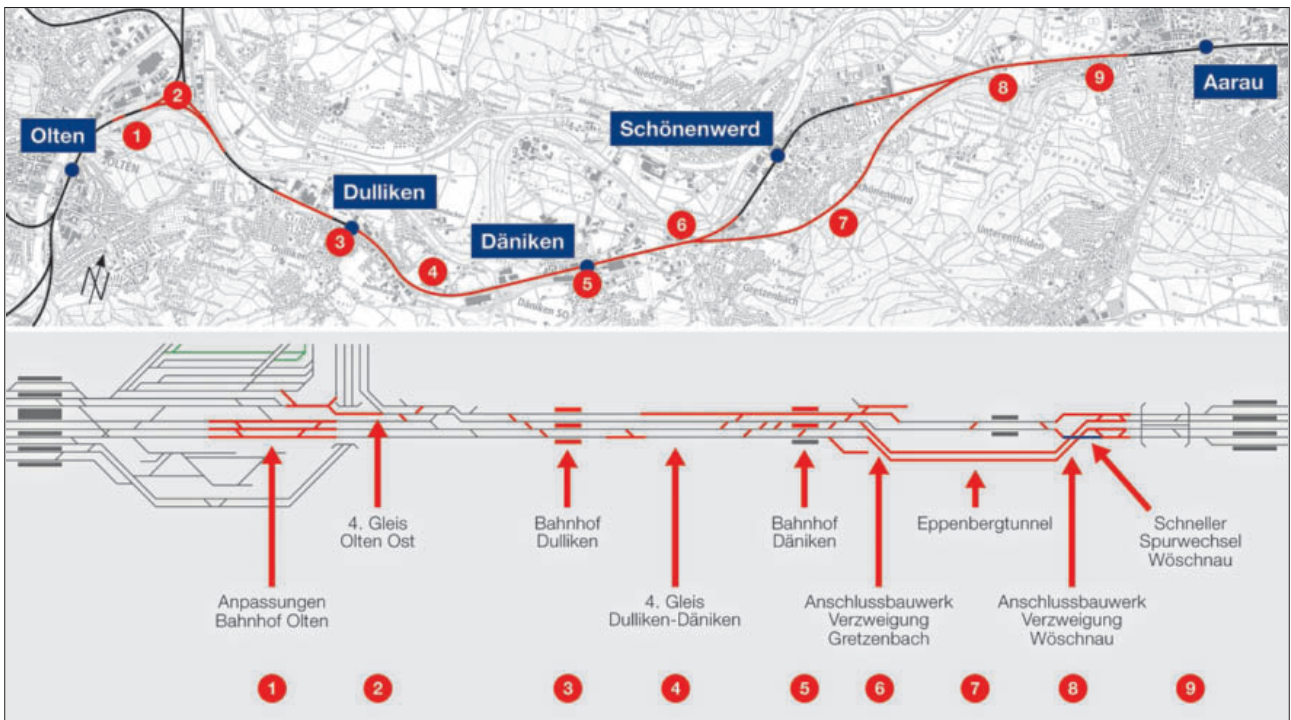
Bauherr
Schweizerische Bundesbahnen SBB AG
Infrastruktur Projekte Olten

Projektverfasser und Bauleitung
Ingenieurgemeinschaft Rapid
- ILF Beratende Ingenieure AG, Zürich
- Aegerter & Bosshardt AG, Basel
- ACS-Partner AG, Zürich
- TÜV SÜD Schweiz AG, Zürich

Bauausführung
ARGE Marti Eppenbergtunnel
- Marti Tunnelbau AG Moosseedorf
- Marti AG, Bauunternehmung, Zürich
- Marti AG, Solothurn

1 Projektbeteiligte
Project participants

Quelle/credit: SBB AG



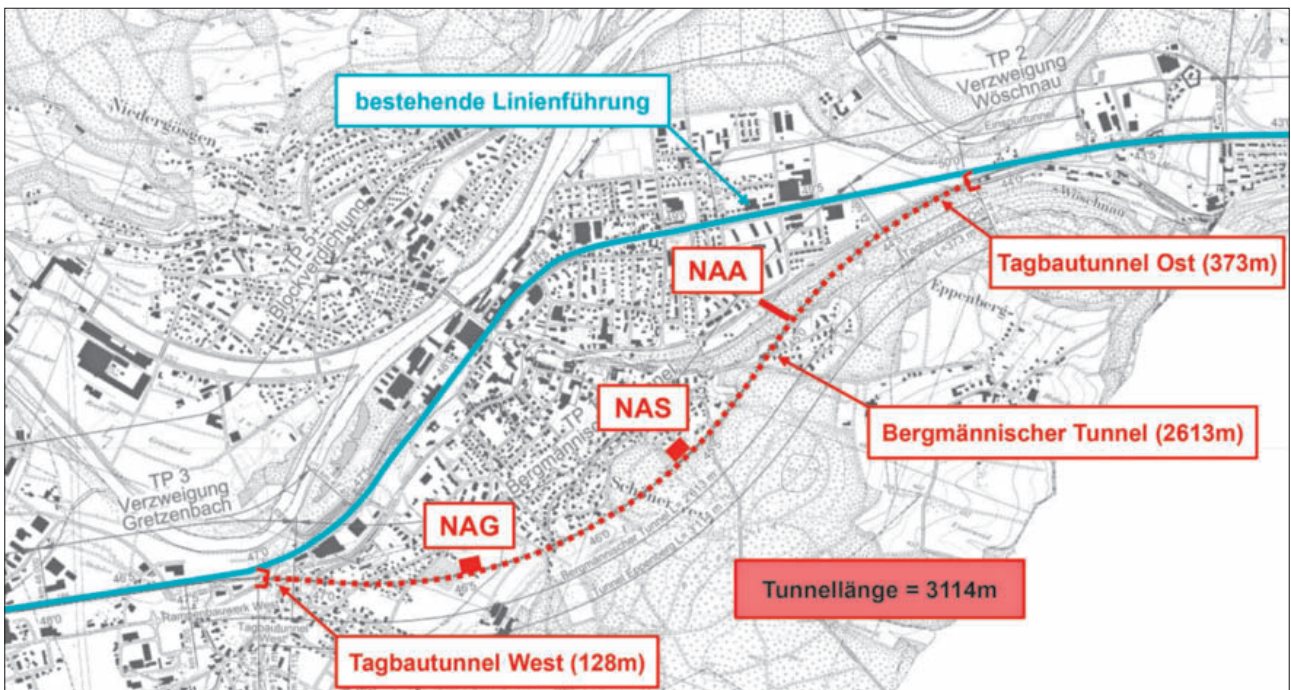
Quelle/credit: SBB AG

2 Übersicht über den Projektperimeter von Olten–Aarau
Overview of the Olten-Aarau project area

von 6 m (Bild 4/6). Die Notausstiege stehen im Ereignisfall unter Überdruck und stellen somit den gesicherten Bereich dar. Die Flucht erfolgt über ein Treppenhaus, das über einen ausreichend grossen Vorraum verfügt. Der Zugang für die Blaulichtorganisationen erfolgt über einen unabhängigen Liftzugang.

2.2 Tunnel System

In an early phase of the project, the client made use of a risk analysis when deciding on the tunnel system that was to be implemented. In addition to the twin-track tunnel with a variable number of escape routes, the discussion also centred on a system consisting of two single-track tunnels with



Quelle/credit: SBB AG

3 Situation Eppenbergtunnel
Situation of the Eppenbergtunnel



Quelle/credit: SBB AG

4 Notausstieg Schönenwerd und Gretzenbach
Schönenwerd and Gretzenbach emergency exits

2.3 Normalprofil

Das bergmännische Tunnel-Normalprofil ist für den Doppelspurbetrieb mit Fester Fahrbahn und Stromschiene ausgelegt. Die freie Querschnittsfläche F_{air} beträgt 66 m^2 und wurde durch die Normvorgabe betreffend den Druckkomfort und eine Fahrgeschwindigkeit von 180 km/h bestimmt. Es weist eine Gesamtausbruchfläche von rund 128 m^2 auf (Bild 5). Die Ausbruchsicherung ist auf einen maschinellen Vortrieb mittels eines Mixschildes (Hartgesteins- und Hydromodus) ausgelegt und besteht aus einer $0,30 \text{ m}$ starken Tübbingchale (Tübbingbreite $2,0 \text{ m}$) als Ausbruchsicherung und einer zusätzlichen Innenschale aus Ortbeton von $0,30 \text{ m}$. Der Tunnel ist auf der ganzen Länge vollflächig abgedichtet.

2.4 Geologie/Hydrogeologie

Die Strecke verläuft am südöstlichen Rand des Aaretals (Bild 6). Der bergmännische Tunnelabschnitt umfasst 2616 m und führt durch Lockergestein (670 m) und Fels (1950 m). Bei den zu durchörternden Felsgesteinen handelt es sich um

cross-passages. Calculations showed that the twin-track tunnel, which measures around three kilometres in length, can be safely operated with three escape routes. These calculations were based on forecast maximum values for the line and the mixture of passenger and freight traffic on the route.

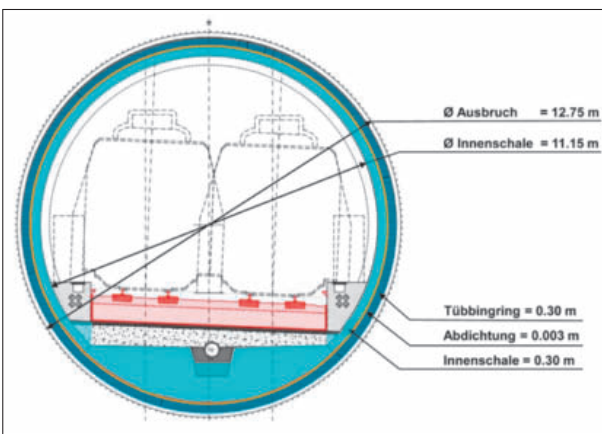
Based on the topography, various concepts were generated for the design of the emergency exits. Whereas the Aarauerstrasse emergency exit (NAA in Fig. 3) can be created via a gently ascending adit (2.7% incline) featuring a length of 95 m , the other two locations require the creation of vertical shafts with heights of 22 m and 62 m and an internal diameter of 6 m (Figs 4/6). If an event should occur, the emergency exits are subject to over-pressure and thus act as the secure area. Escape is possible via a stairwell, which features a sufficiently large entrance area. Access for the rescue teams and fire brigades is granted via an independent lift access point.

2.3 Standard Tunnel Cross-Section

The standard underground tunnel cross-section is designed for twin-track operation with a slab track and conductor rail. The free cross-section area F_{air} , which amounts to 66 m^2 , was determined via the standard specification in relation to pressure comfort and a travelling speed of 180 km/h . It features a total excavation area of around 128 m^2 (Fig. 5). The excavation support is designed for a mechanical drive using a Mixshield (hard rock and hydro mode). It consists of a 0.30 m segment lining (segment lining width 2.0 m) as excavation support and an additional 0.30 m interior shell made of in-situ concrete. The tunnel is fully sealed along its entire length.

2.4 Geology/Hydrogeology

The line runs along the south-east edge of the Aare valley (Fig. 6). The underground tunnel section covers $2,616 \text{ m}$, ex-



Quelle/credit: SBB AG

5 Normalprofil Doppelspurtunnel
Standard twin-track tunnel cross-section

Effinger Schichten (760 m) und Gesteine der Unteren Süswassermolasse (1190 m). Die beiden geologischen Formationen werden durch die Flexur von Schönenwerd (100 m) unterbrochen. Es handelt sich hierbei um eine von Ost nach West streichende Flexur- und Strukturzone, die aus einer heterogenen, stark verformten Gesteinszusammensetzung besteht (Kalke, mergelige Kalke, Mergel, tonige Mergel). Die zu durchhörternden Gesteine weisen ein Quellpotenzial von 0,5–0,6 MPa auf. Die gesamte Felsstrecke ist der Gasgefahrenstufe 2 zugeordnet. Die Lockergesteinsstrecke besteht aus dicht gelagerten Niederterrassenschottern des Aaretales.

Der Bergwasserspiegel steigt von Osten mit zunehmender Felsüberdeckung an und liegt in den Effinger Schichten auf einer Kote von rund 420 m ü.M. Der maximale Bergwasserspiegel liegt in der Unteren Süswassermolasse auf einer Höhe von rund 450 m ü.M. In Richtung Westen fällt der Bergwasserspiegel auf das Niveau des Schottergrundwasserspiegels ab.

2.5 Termine

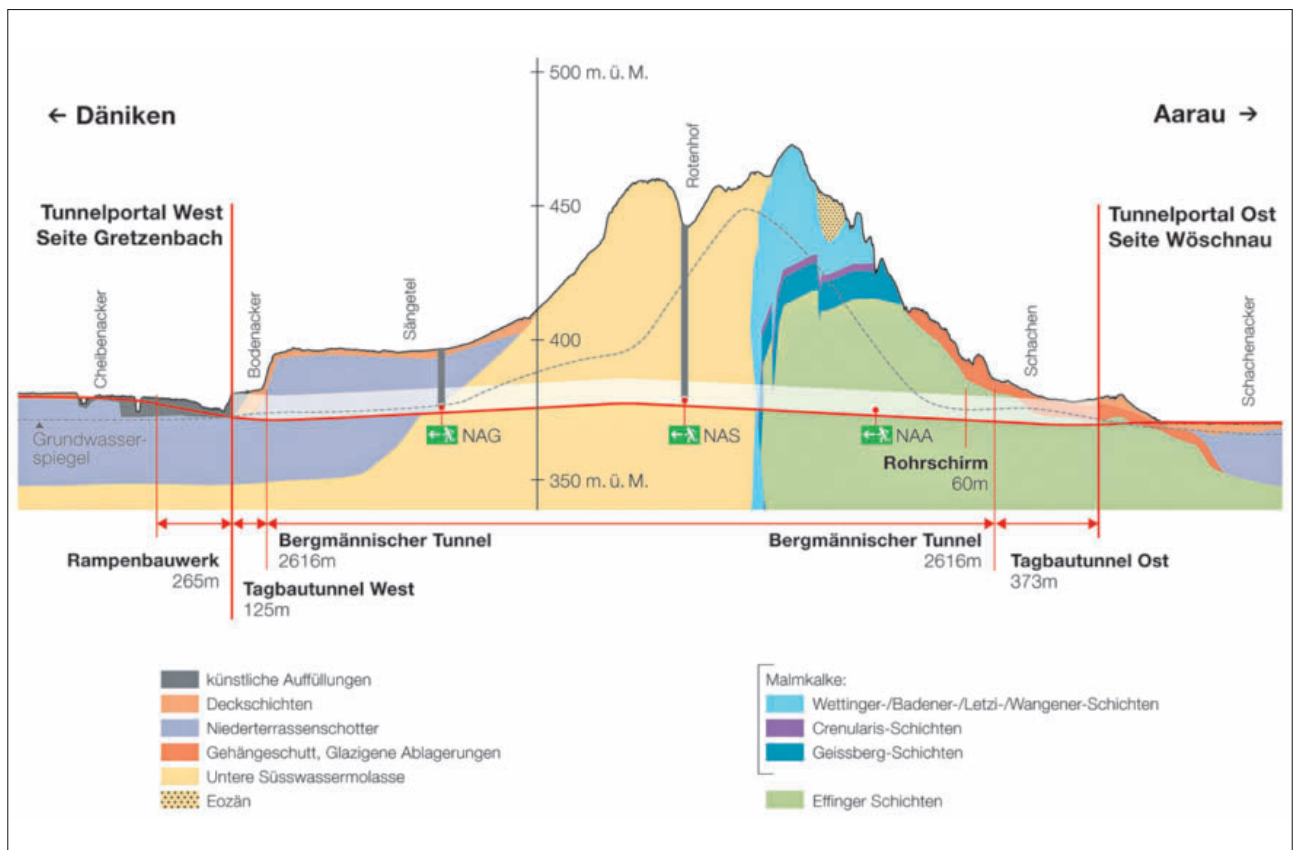
Mit den Projektstudien wurde im Jahr 2007 gestartet (Bild 7). Nach der Genehmigung des Vorprojekts im Jahr 2011 war das Projekt vom Grundsatz her definiert und das Bau- und Auflageprojekt wurde begonnen. Das Projekt wurde Anfang 2013 zur Auflage eingereicht. Am 2. September 2014 lag termingerecht die Plangenehmigungsverfügung vor. Die Bewilligungszeit war kurz für ein solch komplexes Infrastruk-

tending through loose rock (670 m) and bedrock (1,950 m). The bedrock that needs to be pierced consists of Effinger beds (760 m) and rock from the Lower Freshwater Molasse (1,190 m). These two geological formations are interrupted by the Schönenwerd flexure (100 m). This is an east-to-west flexure and structure zone comprising a heterogeneous and highly deformed rock composition (limes, marly limes, marls, clayey marls). The rock that needs to be pierced features a swelling capacity of 0.5-0.6 MPa. The entire bedrock section is classified under gas danger level 2. The loose rock section comprises densely layered low terrace gravel from the Aare valley.

The groundwater level increases from the east with growing levels of bedrock cover and is at an altitude of around 420 m above sea level in the Effinger beds. The maximum groundwater level is in the Lower Freshwater Molasse at an elevation of around 450 m above sea level. Towards the west, the groundwater level drops back down to that of the gravel groundwater level.

2.5 Milestones

The project studies commenced in 2007 (Fig. 7). Once the preliminary project was approved in 2011, the project was defined in principle and the construction and consultation project was started. The project was submitted for consultation at the start of 2013. The planning approval ruling was



6 Geologisches Längenprofil
Geological longitudinal profile



Quelle/Credit: SBB AG

7 Terminprogramm
Schedule

turgrossprojekt mit einer Vielzahl an Beteiligten, einer sehr anspruchsvollen und umfassenden Aufgabenstellung sowie einer zeitintensiven Planaufgabe. Die weiteren Meilensteine sind in Bild 7 dargestellt.

2.6 Kosten

Die Gesamtkosten für den Vierspurausbau belaufen sich auf 855 Millionen Franken. Für die Finanzierung stammen 785 Millionen Franken aus dem Kredit für das Grossprojekt «Zukünftige Entwicklung der Bahninfrastruktur» (ZEB) und 70 Millionen Franken aus der Leistungsvereinbarung 2013–2016 zwischen SBB und Bund. Der Kostenanteil für den Eppenbergtunnel inkl. der Anschlussbauwerke und der Bahntechnik beträgt 550 Millionen Franken.

3 Herausforderungen des Bauherrn

3.1 Projektmanagement

Ein zielgerichtet aufgesetztes Projektmanagement und eine vorausschauende Herangehensweise sind Garanten für einen termin- und kostengerechten Projektablauf. Wichtig ist dieser Aspekt beim konzeptionellen Aufsetzen der jeweiligen Projektphasen. So konnten z. B. in der Plangenehmigungsphase die Risiken durch einen breit abgestützten Ansatz minimiert werden.

Zur Vereinfachung der Bearbeitung der Schnittstellen und ihrer Regelungen bzgl. Verantwortlichkeiten wurde neben einem Generalplaner auch nur ein Unternehmer für den Hauptteil beauftragt. Gleiches wird auch für den Einbau der Bahntechnik für den Eppenbergtunnel angestrebt. Den Beauftragten wird dabei die Möglichkeit gegeben, die Arbeiten selbstständig zu koordinieren und mit Blick auf ihre Bedürfnisse unter Einhaltung der Projekt- und Vertragsrandbedingungen zu optimieren. So kann z. B. der Unternehmer das Bauprogramm flexibler an seine Arbeitsabläufe anpassen. Durch den Einsatz eines Generalplaners wurde das Projekt in sehr kurzer Zeit unbürokratisch, homogen und in einer sehr hohen Qualität ausgearbeitet.

In der Ausschreibungsphase ist es wichtig, dass durch eine adäquate Einschätzung bzgl. der am Markt vorhandenen Möglichkeiten unter Schaffung entsprechender Anreize ein technisch und wirtschaftlich hochstehendes Angebot erzielt

presented on schedule on 2 September 2014. The approval period was short for such a complex large-scale infrastructure project featuring a large number of participants, a very demanding and wide-ranging remit, and a time-consuming planning consultation process. Additional milestones are shown in Fig. 7.

2.6 Costs

The total costs for the four-track expansion run to 855 million Swiss francs. It is financed with 785 million Swiss francs from the funds for the large-scale project 'Future development of railway infrastructure' (ZEB) and 70 million Swiss francs from the 2013-2016 performance agreement between SBB and the state. The cost component for the Eppenbergtunnel including the connecting structures and the rail technology amounts to 550 million Swiss francs.

3 Challenges Faced by the Client

3.1 Project Management

Targeted project management and a forward-looking approach help guarantee that the project will remain on time and on budget for its entire duration. This is an important aspect when drawing up concepts for the respective phases of the project. In the planning approval phase, for example, this makes it possible to minimise the risks with a broad-based approach.

To make it easier to process the interfaces and their regulations concerning responsibilities, only one single contractor was commissioned for the main part of the project in addition to a general designer. The intention is to do the same with regard to the installation of the rail technology for the Eppenbergtunnel. This gives the commissioned contractors the opportunity to co-ordinate their work independently and to optimise it in line with their needs while continuing to observe the boundary conditions of the project and the contract. In this way, for example, the contractor can adjust the construction schedule more flexibly to suit their working processes. The deployment of a general designer ensured that the project was worked out in a very short space of time and in a manner that was unbureaucratic, homogeneous and very high quality.

werden kann. So wurde z. B. nebst dem konventionellen Auf-fahren des Eppenbergtunnels die Möglichkeit geschaffen, einen maschinellen Vortrieb unter klaren Vorgaben anzubieten. Dank der festgelegten Vergabekriterien konnten unter den qualitativ sehr hochstehenden eingegangenen Offerten der Bestbieter und das entsprechende Bauverfahren transparent ausgewertet und in kurzer Zeit ausgewählt werden.

3.2 Plangenehmigungsverfahren

Es zeigt sich bei grossen Infrastrukturprojekten immer wieder, dass die Phase der öffentlichen Auflage und der Plangenehmigung einen entscheidenden Faktor für die weitere zeitliche Abwicklung darstellt. Das Plangenehmigungsverfahren für den gesamten Abschnitt zwischen Aarau und Olten war mit 18 Monaten sehr kurz. Während der öffentlichen Auflage ging das Projektteam aktiv auf die Bevölkerung zu. Es fanden Orientierungsanlässe in den am stärksten betroffenen Gemeinden statt und parallel dazu wurde ein Informationszentrum im Projektperimeter betrieben. Zudem wurde das Vorgehen frühzeitig mit der Genehmigungsbehörde vorbesprochen, die kantonalen Behörden bei wichtigen Fragestellungen beizeiten mit einbezogen und Deponiebetreiber im Umkreis mit Angaben zum Aushub-/Ausbruchmaterial und den entsprechenden Mengen informiert. Mit diesem Vorgehen konnte das Einspracherisiko reduziert und das Verständnis für das Projekt geweckt werden. Es sind 110 Einsprachen eingegangen, die mittels Vereinbarungen einvernehmlich geregelt werden konnten.

Die Kommunikation wird auch nach der Baubewilligung während der Bauphase aktiv betrieben. Behörden- und Anwohneranlässe finden in regelmässigen Abständen statt, um das Verständnis für die unvermeidbaren Beeinträchtigungen zu fördern.

3.3 Arbeitsvorbereitung

Die Phase der konsequenten Umsetzung der Arbeitsvorbereitung ist im Rahmen komplexer Projekte ein wichtiger Bestandteil, in den der Bauherr steuernd eingreifen kann. In dieser Phase ist es wichtig, dass Bauherr, Planer und Unternehmer sich frühzeitig über die bauliche Umsetzung austauschen. Durch Schaffung von Anreizen können Bauabläufe, teilweise auch Bauverfahren, noch während der Ausführung rechtzeitig optimiert werden, sodass für alle Seiten eine Win-win-Situation entsteht. Der Bauherr unterstützt dieses wichtige Zusammenspiel durch seine Bereitschaft, Optimierungsvorschläge prüfen zu lassen. Vor jedem grösseren Bauabschnitt resp. sofern wichtige Entscheide anstehend sind, erfolgt die konstruktive Phase in Form einer gemeinsamen AVOR-Sitzung. Mit diesem Vorgehen konnten schon wesentliche Projektoptimierungen erzielt werden.

4 Bautechnische Aspekte und Herausforderungen des Planers

4.1 Voreinschnitt Wöschnau

Infolge der geometrischen Projekttrandbedingung aus der Trassierung ist ein schleifender Hanganschnitt des Eppen-

bergtunnels. In the tender phase, it is important to ensure an adequate assessment of the options available on the market by generating appropriate incentives. This helps achieve a tender that excellently addresses the technical and financial requirements. In addition to the conventional excavation of the Eppenbergtunnel, for example, the option of a mechanical drive was to be provided subject to clear stipulations. When it came to the very high-quality tender offers received from the best bidders and the corresponding construction processes, the defined awarding criteria made it possible to perform a transparent assessment and quickly make the appropriate choice.

3.2 Planning Approval Process

For large-scale infrastructure projects, the phase of public consultation and planning approval is often a decisive factor in terms of the timing of the subsequent phases. The planning approval process for the entire section between Aarau and Olten was very short, lasting 18 months. During the public consultation, the project team actively approached the public. Information events were held in the communities that were set to be most affected and an information centre was also opened in the project area. In addition, the procedure was the subject of preliminary discussions held at an early stage with the approval authority, and the cantonal authorities were also included in good time when addressing significant issues. Landfill operators in the surrounding area were provided with information on the excavation/break-out material and the corresponding quantities. This procedure reduced the risk of objection and promoted an understanding of the project. 110 objections were received and settled amicably by means of agreements.

Even following the approval of the construction, active communication will be maintained during the construction phase. Events held for residents and the authorities take place at regular intervals in order to promote an understanding of the unavoidable disruption.

3.3 Work Planning

Within the scope of complex projects, the phase of consistently implementing the work planning is a key component – and one in which the client is able to intervene. In this phase, it is important that the client, designer and contractor discuss the constructional implementation at an early stage. The generation of incentives makes it possible for construction workflows, as well as construction processes in certain cases, to be optimised in good time even while construction is underway. This ensures a win-win situation for all sides. The client supports this important interaction by being prepared to have any optimisation proposals inspected. Prior to every larger phase of construction and if any important decisions are pending, the design phase takes place in the form of a collective work planning meeting. This procedure has already made it possible to achieve significant project optimisations.

bergs unvermeidlich. Die Lage des bergmännischen Portals wurde unter Abwägung von Gefährdungsbildern, Bauzeit und Kosten vor Beginn der Baumaßnahme definiert. Dies führte dazu, dass der Voreinschnitt auf einer Länge von 370 m mit einer Breite von ca. 20 m und einer Tiefe von bis zu 27 m auszuheben war, bevor mit dem eigentlichen Vortrieb begonnen werden konnte (siehe Bild 8). Die konvex ausgebildete Baugrubenwand und die zur Sicherung der stark geklüfteten Effinger Schichten nötige hohe Anzahl an Anker erforderten eine enge Abstimmung zwischen Risikoüberlegungen und Berechnungsergebnissen. Hinzu kam, dass die bereits vorgängig gebohrten und zur Überwachung der Hangverformungen installierten Inclinometer während der Ausführung erhalten bleiben mussten. Die Anker mit einer Länge von bis zu 32 m und Ankerkräften von bis zu ca. 100 t wurden in 3D geplant und so entsprechend entflochten. Auch dank der präzisen Ausführung vor Ort konnte jegliche Kollision mit Überwachungsinstrumenten und bereits versetzten Ankern auf der gesamten Strecke vermieden werden. Dank der Verfügbarkeit der Deformationsmessungen konnte mittels Beobachtungsmethode der Bauablauf gegenüber dem Ausschreibungskonzept beschleunigt werden. Die Hangverformungen lagen im oberflächennahen Bereich bei max. 15 mm; im unteren Bereich ergaben sich quasi keine messbaren Verschiebungen.

4 Construction-Related Aspects and Challenges Faced by the Designer

4.1 Preliminary Cut at Wöschnau

Due to the geometrical boundary condition of the project that is a result of the routing, a grinding slope cut of the Eppenbergtunnel is unavoidable. When the location of the underground portal was being defined, the hazard scenarios, construction time and costs were taken into consideration prior to the start of the construction work. This meant that the preliminary cut was to be excavated at a length of 370 m, a width of around 20 m and a depth of up to 27 m before the actual drive could be started (see Fig. 8). The convex excavation wall and the large number of rock bolts required to secure the highly fissured Effinger beds made it necessary to ensure close coordination between risk considerations and the results of calculations. In addition, the inclinometers that had already been drilled in advance and installed for the purpose of monitoring the slope deformations had to be retained during the construction process. The rock bolts feature a length of up to 32 m, rock bolt forces of up to around 100 t and were planned in 3D, with the segregation process being performed accordingly. Thanks to the precise construction on site, it was possible to avoid any collisions with monitoring instruments and any rock bolts that had already been offset along the entire route. The availabil-



Quelle/credit: ARGE Marti (Marti consortium)

8 Blick auf den Voreinschnitt des Tagbautunnels Ost (Wöschnau)
View of the open portal cut of the cut-and-cover east tunnel (Wöschnau)

4.2 Vortriebskonzept bergmännischer Tunnelabschnitt

Im Rahmen der Projektierung wurden verschiedene Vortriebskonzepte diskutiert und mittels einer Risikoanalyse gegeneinander abgewogen. Die Bewertung und Risikoabschätzung ergab, dass sowohl ein konventioneller Vortrieb als auch ein maschineller Vortrieb mit einem Mixschild als technisch machbar eingestuft werden konnten, wobei sich mit einem konventionellen Vortrieb eine grössere Flexibilität je nach Gefährdungsbild ergab. Das ursprüngliche Projekt sah vor, den Eppenbergtunnel von beiden Seiten her im konventionellen Verfahren aufzufahren. Da von einem TBM-Vortrieb Vorteile hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und Umweltschutz (Erschütterungen, günstige Wiederverwendung des Ausbruchmaterials) erwartet werden konnten, hat sich der Bauherr dazu entschieden, auch einen TBM-Vortrieb auszuschreiben. Dabei wurde für die vorherrschenden Verhältnisse ein Mixschild, der im Lockergestein als Hydroschild zu fahren ist, vorgegeben. Eine klare Ausschreibung von zwei Baumethoden hat den Vorteil, dass der Bauherr schlussendlich ein qualitativ gleichwertiges Produkt erhält. Das Ergebnis der Ausschreibung zeigte, dass diese Bauherrenentscheidung richtig war, um die möglichen Marktchancen nutzen zu können.

Der Tunnel wird aufgrund der Platzverhältnisse von Osten her in steigendem Vortrieb bis zum Scheitelpunkt aufgeföhren. Die ersten ca. 150 m des Eppenbergtunnels weisen nur geringe Überdeckungen von 5–15 m auf. Die Überdeckung wird aus Lockergestein und teilweise tiefer reichenden Verwitterungszonen der Effinger Schichten gebildet. Aus diesem Grund wurde eine Startstrecke von rund 60 m Länge im Kalottenvortrieb mit nachlaufendem Strossen-/Sohlausbruch vorgezogen erstellt. Der Ausbruch der Kalotte erfolgte im Schutz eines Rohrschirms (Bild 9). Infolge der stark geklüfteten und kleinblockig sich darbietenden Ortsbrust in den Effinger Schichten wurde beschlossen, auf der nachfolgenden, mittels TBM aufzuföhrenden Strecke eine Verfestigungsinjektion mit einer teilweisen Vernagelung mit



Quelle/credit: IG RAPID

9 Konventioneller Vortrieb im Schutz eines Rohrschirms
Conventional drive protected by pipe roofing umbrella

ity of deformation measurements ensured that observation methods could be used to proceed through the construction workflow faster than stated in the tender concept. The slope deformations were located in the area near to the surface and measured a maximum of 15 mm, with virtually no measurable displacements occurring in the lower area.

4.2 Drive Concept for the Underground Tunnel Section

In the course of project management, various drive concepts were discussed and weighed against each other by means of a risk analysis. The evaluation and risk assessment stated that both a conventional drive and a mechanical drive with a Mixshield could be classed as technically feasible, although a conventional drive would provide greater flexibility depending on the hazard scenario. In the original project, the intention was to excavate the Eppenbergtunnel from both sides in a conventional procedure. As a TBM drive could be expected to offer benefits in terms of cost-effectiveness and environmental protection (vibrations, good recycling of excavation material), the client also decided to invite tenders for a TBM drive. The prevailing conditions led to the stipulation of a Mixshield that was to be operated as a Hydroschild in the loose rock. A clear tender process for two construction methods has the benefit of ensuring that the client will ultimately receive a product of equal quality. The result of the tender demonstrated that this decision made by the client was the right one for taking advantage of the potential opportunities on the market.

The space conditions mean the tunnel is to be excavated from the east with an upward drive until the highest point is reached. The first 150 m or so of the Eppenbergtunnel feature only low levels of cover measuring 5–15 m. The cover consists of loose rock and, in some cases, more deep-reaching weathering zones of the Effinger beds. For this reason, a start-up section around 60 m in length was created as a preparatory measure during the drive of the top heading with subsequent bench/invert break-out. The break-out of the top heading was performed with the protection of a pipe shield (Fig. 9). Due to the highly fissured face in the Effinger beds that has the appearance of small blocks, it was decided that the next section – which was to be excavated with TBM – would be given a prior stabilising injection from the surface, together with partial nailing using GFRP nails. The TBM was mounted in the open portal cut and subsequently pushed up to the face.

In the area of the hard rock section, the five-part segment lining conventionally used in Switzerland is deployed with keystone underneath. The thrust cylinders are supported via a pressure ring on the fully-installed segment lining ring. A six-part tubbing ring with small conical keystone is used in the area of the loose rock. The segment lining rings each consist of four normal stones, two counter stones and a small keystone. They are installed lengthwise and each offset by half a stone in order to prevent cross joints. The segment



Quelle/credit: ARGE Marti (Marti consortium)

10 Blick auf die Zielbaugrube am Westportal (Gretzenbach)
View of the target excavation wall at the west portal (Gretzenbach)

GFK-Nägeln vorgängig von der Oberfläche her auszuführen. Die TBM wurde im Voreinschnitt montiert und anschliessend an die Ortsbrust geschoben.

Im Bereich der Hartgesteinsstrecke wird die in der Schweiz gebräuchliche 5-teilige Tübbingauskleidung mit unten liegendem Schlussstein angewendet. Die Vortriebspresen stützen sich dabei über einen Druckring am fertig installierten Tübbingring ab. Im Bereich des Lockergesteins wird ein 6-teiliger Ring mit kleinem konischen Schlussstein verwendet. Die Tübbingringe bestehen aus jeweils vier Normal- und zwei Kontersteinen sowie einem kleinen Schlussstein. Sie werden in Längsrichtung jeweils um einen halben Stein versetzt eingebaut, sodass Kreuzfugen vermieden werden. Die Abdichtung des Tübbingausbaus erfolgt über umlaufende Tübbingdichtungen (Dichtprofil), die beim Herstellen der Tübbinge in die Tübbingschalung eingelegt werden.

Um eine vollständige Bettung der Tübbingringe in der Lockergesteinsstrecke zu gewährleisten, wird der Ringspalt vollständig vermörtelt. In der Hartgesteinsstrecke wird der Tübbingring in der Sohle (ca. 120°) mittels thixotropen Mörtels verfüllt. Der Restbereich wird mit Perlkies verfüllt. Der Tübbingtransport erfolgt per Bahn.

lining is sealed with all-round segment lining seals (seal profile), which are inserted into the segment lining pre-cast formworks when manufacturing the segment linings.

To ensure that the segment lining rings are fully embedded in the loose rock section, the entire ring gap is grouted. In the hard rock section, the segment lining ring is backfilled into the invert (approx. 120°) using thixotropic grout. The remaining area is backfilled with pea gravel. The segment lining is transported by rail.

The breakthrough wall' was created in the area of the west portal. In this location, a sealing wall consisting of four overlapping bored-pile rows had to be drilled to enable the TBM to breakthrough in hydro mode (see Fig. 10).

4.3 Mixshield Modification Location

The challenge was in defining the location for the modification of the tunnel boring machine as early as possible and in accordance with the necessary boundary conditions concerning stability that are required for a modification location such as this. This made it possible to reduce the risks relating to the construction period and costs. For this purpose, probe drilling from the surface was performed in autumn 2016. Working together with the contractor, it was then possible

Im Bereich des Westportals wurde die Zielbaugrube erstellt. Dort musste eine Dichtwand, bestehend aus vier überschnittenen Bohrpfahlreihen, für die Einfahrt der TBM im Hydromodus gebohrt werden (siehe Bild 10).

4.3 Umbaulokation Mixschild

Die Herausforderung bestand darin, den Standort für den Umbau der Tunnelbohrmaschine möglichst zu einem frühen Zeitpunkt unter den erforderlichen Randbedingungen hinsichtlich Standfestigkeit, die an eine solche Umbaulokation zu stellen sind, zu definieren. Hierdurch können Risiken bei der Bauzeit und den Kosten reduziert werden. Hierzu wurden im Herbst 2016 Erkundungsbohrungen von der Oberfläche aus abgeteuft. Gemeinsam mit dem Unternehmer konnte dann unter Definition der vorzusehenden Sicherungsmassnahmen die geeignete Lokation bestimmt werden.

4.4 Lockergesteinsstrecke

Die ca. 670 m lange Lockergesteinsstrecke wird im Hydromodus aufgefahren. Die Überlagerung beträgt 15–25 m, wobei sie zum Bereich der Zielbaugrube hin auf kurzer Strecke auf wenige Meter abfällt. Der Abschnitt ist mehrheitlich überbaut. Der Schottergrundwasserspiegel liegt im Sohlbereich der TBM. Während der Unterfahrung der Gebäude erfolgt eine messtechnische Überwachung der Oberfläche und der Gebäude.

4.5 Materialbewirtschaftung

Die Materialbewirtschaftung ist bei jedem Tunnelbauprojekt eine grosse Herausforderung. Bereits in der Ausschreibung wurde durch Festlegung der Zuschlagskriterien und die Ausarbeitung der entsprechenden Leistungspositionen darauf geachtet, dass die Unternehmer auf eine möglichst grosse Wiederverwertbarkeit des anfallenden Materials direkt auf der Baustelle Wert legen mussten. Als Vorgabe galten die Einhaltung der spezifischen Emissionen und der Einsatz von Bahntransporten.

Das Material des Lockergesteinsabschnitts wird direkt vor Ort aufbereitet und für die Betonproduktion oder Hinterfüllung verwendet, das Material aus den Effinger Schichten kann zur Hinterfüllung resp. für Dammschüttungen verwendet werden. Die Untere Süsswassermolasse (37 % des Ausbruchmaterials) muss deponiert werden.

Im Zuge der Projektabwicklung hat sich die Möglichkeit ergeben, die Synergien zweier Grossprojekte im unmittelbaren Umfeld zu nutzen. So steht die nahegelegene, sanierte Sondermülldeponie Kölliken quasi zur gleichen Zeit wie der Vortrieb des Eppenbergtunnels für eine Materialeinlagerung zur Verfügung.

Dies sind Chancen, die sich erst im Laufe des Projekts ergeben haben, und zwar dadurch, dass alle Betroffenen inkl. der Behörden, Kantone und Gemeinden am gleichen Strick gezogen haben. Die geschickte Moderation des Bauherrn

to determine the suitable location based on the definition of the safety measures that are to be provided.

4.4 Loose Rock Section

The loose rock section measures around 670 m in length and is excavated in hydro mode. The overlap is 15–25 m, although it drops to a few metres for a short section in the area of the breakthrough wall. The majority of the section is built over. The gravel groundwater level is in the invert area of the TBM. Metrological monitoring of the surface and the buildings is performed during the process of tunnelling under the buildings.

4.5 Materials Handling

Materials handling is a significant challenge in every tunnel construction project. Even at the tender stage, the definition of the awarding criteria and the drafting of the corresponding individual services ensured that the contractors had to attach importance to ensuring that as much of the accumulated material as possible could be recycled at the site itself. Adherence to the specific emissions and the use of railway transport were stipulated as requirements.

The material of the loose rock section is processed directly on site and used for concrete production or backfilling, and the material from the Effinger beds can be used for backfilling or constructing embankments. The Lower Freshwater Molasse (37 % of the excavation material) has to be taken to landfill.

During the execution of the project, it has been possible to use the synergies of two large-scale projects in the immediate vicinity. The Kölliken hazardous waste landfill located nearby was available for material deposit at almost the same time as the drive process was being performed for the Eppenbergtunnel.

These are opportunities that arose only during the course of the project and thanks to the fact that all those involved, including the authorities, cantons and communities, were pulling in the same direction. The skilful handling on the part of the client proved highly beneficial. The implementation can now take place in mid-2017 as a result of the constructive cooperation featuring all project participants.

5 Current State of Work

The construction work on the main lot began in April 2015, with the official ground-breaking ceremony taking place on 2 May 2015. Important preliminary work such as humus removal, clearing of vegetation and re-routing of service lines had already commenced in autumn 2014. The critical step on the way to commencing the drive was the creation of the open portal cut to the tunnel portal east. Pipe roofing umbrella was deployed at the start of April 2016.

The assembly of the tunnel boring machine was started on time at the end of August 2016. The cutterhead was lifted

war von grossem Nutzen. Die Umsetzung kann nun Mitte 2017 dank des konstruktiven Zusammenspiels aller am Projekt Beteiligten erfolgen.

5 Stand der Arbeiten

Mit den Bauarbeiten zum Hauptlos wurde im April 2015 begonnen, der offizielle Spatenstich fand am 2. Mai 2015 statt. Bereits ab Herbst 2014 konnten wichtige Vorarbeiten wie Abhumisierung, Rodungen und Werkleitungsumlegungen erfolgen. Der kritische Weg für den Vortriebsbeginn verlief über die Erstellung des Voreinschnitts zum bergmännischen Portal Ost. Der Anschlag des ersten Rohrschirms erfolgte Anfang April 2016.

Mit dem Aufbau der Tunnelbohrmaschine konnte Ende August 2016 termingerecht begonnen werden. Das Einheben des Schneidrads erfolgte am 12. Oktober 2016 (Bild 11). Der maschinelle Vortrieb startete am 9. Januar 2017.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Herausforderungen konnten im Rahmen der Projektabwicklung bis heute vollumfänglich gemeistert werden. So ist das Projekt von Beginn an unter Einhaltung von Kosten und Terminen sowie Qualität auf Kurs. Der sich aus heutiger Sicht zeigende nahezu reibungslose Ablauf der Baustelle ist der vorausschauenden Planung und der respektvollen Zusammenarbeit zwischen Bauherr, Projektverfasser und Unternehmer zuzuschreiben. Es wird eine offene Kommunikation mit Diskussion und Abwägung von Vor- und Nachteilen über alle am Projekt Beteiligten hinweg geführt. Hierdurch entsteht ein konstruktives Arbeitsumfeld, in dem Platz für Projektoptimierungen ist, die dann auch auf kurzem Weg entschieden werden können. Auch die von allen Seiten gemeinsam durchgeführte und vom Bauherrn bereits in der Ausschreibung verankerte enge Arbeitsvorbereitung, die weit vorausschauend abläuft, ist ein Garant für den guten Projektstand. Bauherr und Planer haben entsprechende Voraussetzungen hierzu bereits im Rahmen der vorangegangenen Projektierung, der Projektgenehmigungsphase und der Ausschreibung geschaffen.

Wir schauen daher zuversichtlich auf die künftigen Herausforderungen, insbesondere den Durchschlag zum Jahresende.



Quelle/credit: IG RAPID

11 Aufbau TBM beim Tunnelportal Ost (Wöschnau)
Assembly of TBM at east tunnel portal (Wöschnau)

into position on 12 October 2016 (Fig. 11). The mechanical drive commenced on 9 January 2017.

6 Summary and Outlook

The challenges faced to date have been overcome in every regard during the execution of the project. The project has therefore been on course from the very start, ensuring compliance with costs, deadlines and quality. The fact that the operations at the site are currently running almost seamlessly can be attributed to the forward-looking design and the respectful cooperation between the client, project author and contractor. All those involved in the project are included in open communication, featuring discussion and assessment of advantages and disadvantages. This generates a constructive working environment in which there is room for project optimisations that can quickly be decided on. In addition, the work planning process – which was specified by the client in the tender and which is implemented through the close cooperation of all participants working together – takes a long-term approach and guarantees that the project will proceed smoothly. The client and designer created corresponding requirements for this purpose during the preceding project management process, the project approval phase and the tender.

We can therefore approach future challenges with confidence, particularly in terms of achieving the breakthrough by the end of the year.

Martin Bühler, dipl. Bau-Ing. TH, Gähler und Partner AG, Ennetbaden/CH

Andreas Zimmermann, MSc ETH Bau-Ing. SIA, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

Quellendes Gebirge und Thermenschutz

Herausforderungen bei der Planung des neuen Doppelspurtunnels Bözberg

Der Bau des neuen SBB-Bözberg-Doppelspurtunnels ist, neben dem Jahrhundertbauwerk der NEAT mit dem Gotthard- und dem Ceneri-Basistunnel, das Herzstück des 4-Meter-Korridors. Ziel des 4-Meter-Korridors ist es, ab 2020 die grossen Sattelaufleger per Bahn durch die Schweiz zu transportieren. Die massgebenden Herausforderungen bei der Planung des Neubaus waren die Dimensionierung des Tunnelausbaus unter Berücksichtigung des stark quellfähigen Gebirges und der Schutz der Therme Bad Schinznach.

Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa

Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel

The construction of the new Swiss Federal Railways (SBB) twin-track tunnel at Bözberg represents the creation of the heart of the 4 m corridor alongside the once-in-a-lifetime NRLA construction featuring the Gotthard Base Tunnel and Ceneri Base Tunnel. The aim of the 4 m corridor is to transport large semitrailers through Switzerland by rail from 2020. The main challenges encountered in designing the new construction were the dimensioning of the tunnel lining, taking into consideration the high swelling capacity of the ground, and the need to protect the thermal spa at Bad Schinznach.

1 Ausgangslage

1.1 Bestehender Bözbergtunnel

Der bestehende Bözberg-Bahntunnel liegt auf der Strecke Basel–Zürich zwischen Effingen und Schinznach-Dorf. Der heutige Tunnel ist seit 1875 in Betrieb. Er weist für den 4-Meter-Korridor ein zu kleines Profil auf und ist stark sanierungsbedürftig.

1.2 Neue Anforderungen aufgrund des 4-Meter-Korridors Basel–Chiasso

Voraussetzung für die Verlagerung des alpenquerenden Güterverkehrs von der Strasse auf die Schiene ist der sogenannte 4-Meter-Korridor. Dieser ermöglicht, dass Sattelaufleger mit einer Eckhöhe von 4 Metern und einer Breite von bis zu 2,60 Metern per Bahn die Schweiz durchqueren können (vgl. Bild 1).

Für die Realisierung des 4-Meter-Korridors werden auf der Strecke zwischen Basel und Chiasso resp. Luino ca. zwanzig Tunnels mit zu kleinen Profilen angepasst und unzählige Profilhindernisse auf der offenen Strecke beseitigt. Die hierbei grösste Einzelmassnahme ist der Neubau des Doppelspurtunnels Bözberg.

1.3 Neubau versus Sanierung und Profilvergrösserung

In den Vorphasen wurde neben verschiedenen Tunnelvarianten auch eine mögliche Aufweitung und Ertüchtigung

1 Initial Situation

1.1 Existing Bözberg Tunnel

The existing Bözberg railway tunnel is located on the Basel–Zurich line between Effingen and Schinznach-Dorf. The current tunnel has been in operation since 1875. Its profile is too small for the 4 m corridor and it is greatly in need of renovation.

1.2 New Challenges Resulting from the 4 m Basel–Chiasso Corridor

The requirement for shifting trans-Alpine goods traffic from road to rail is the '4 m corridor'. This enables semitrailers with a vehicle height of 4 m and a width of up to 2.60 m to make their way through Switzerland by rail (cf. Fig. 1).

The implementation of the 4 m corridor requires alterations to be made on the line between Basel and Chiasso/Luino, including the adaptation of around 20 tunnels featuring profiles that are too small and the removal of countless profile obstacles on the open sections. The largest individual measure in this regard is the construction of the new Bözberg twin-track tunnel.

1.3 New Construction versus Renovation and Profile Enlargement

The preliminary phases involved the assessment of different tunnel variants and a potential enlargement and reinforcement of the existing tunnel during ongoing operation. This latter option was discarded due to the long construction

Roches gonflantes et protection des thermes

Les défis posés à la planification du nouveau tunnel à deux voies du Bözberg

Les CFF ont été chargés par l'Office fédéral des transports de la construction d'un corridor de 4 mètres reliant Bâle à Chiasso. Ce corridor doit permettre le transport de semi-remorques d'une hauteur aux angles de quatre mètres. Au-delà de l'ouvrage du siècle de la NEAT que sont le tunnel de base du Saint-Gothard et celui du Ceneri, la construction du nouveau tunnel à deux voies du Bözberg, qui mesure environ 2,7 km de long, constitue la pièce maîtresse de ce corridor de 4 mètres. Principaux défis en termes de planification: le dimensionnement du revêtement du tunnel, qui devait tenir compte à la fois de la roche fortement gonflante et de la protection des thermes de Bad Schinznach.

Montagna tendente al rigonfiamento e tutela dei bagni termali

Le sfide nella progettazione della nuova galleria a doppio binario del Bözberg

La FFS è stata incaricata dall'Ufficio federale dei trasporti di realizzare un corridoio di 4 metri da Basilea a Chiasso, tramite il quale sia possibile trasportare attraverso la Svizzera i semi-remorchi con un'altezza agli angoli di 4 metri. Oltre all'opera edile del secolo della NTFA, con la galleria di base del San Gottardo e del Ceneri, la nuova costruzione della galleria a doppio binario del Bözberg, lunga circa 2,7 km, costituisce il cuore di questo corridoio di 4 metri. La sfida decisiva in sede di progettazione è stata rappresentata dal dimensionamento del consolidamento interno della galleria, tenendo in considerazione la forte pressione di rigonfiamento e la necessità di tutelare i bagni termali di Bad Schinznach.

des bestehenden Tunnels unter Betrieb untersucht. Die lange Bauzeit und die hohen betrieblichen Auswirkungen sprachen gegen diese Lösung. Deshalb wurde entschieden, den bestehenden Tunnel durch einen parallelen neuen Doppelspurtunnel zu ersetzen (vgl. Bild 2). Dies hat den Zusatznutzen, dass der bestehende Tunnel zum Dienst- und Rettungsstollen umgenutzt werden kann, damit das heute für Tunnel-Neubauprojekte angesetzte, international standardisierte Sicherheitsniveau erreicht wird.

1.4 Termine

Baubeginn der Vorlose war Mitte 2015, die Hauptarbeiten wurden im Frühling 2016 in Angriff genommen (vgl. Bild 3). Die Inbetriebnahme des Neubautunnels ist abgestimmt auf den Ceneri-Basistunnel (NEAT) mit dem Fahrplanwechsel im Dezember 2020 geplant, anschliessend erfolgt der Umbau des alten Tunnels zum Dienst- und Rettungsstollen.

2 Projektübersicht

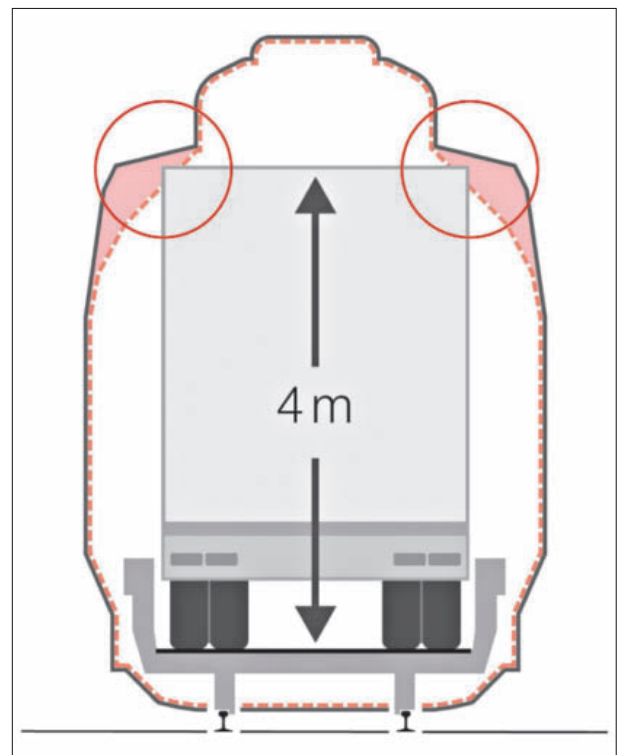
2.1 Linienführung

Der neue Bözbergtunnel ist parallel zum bestehenden angeordnet (vgl. Bild 4). Er weist eine Länge von 2693 m auf. Der Achsabstand zum bestehenden Tunnel beträgt im Regelfall 50 m und im Minimum ca. 30 m bei den Portalen.

2.2 Geologie, Hydrogeologie

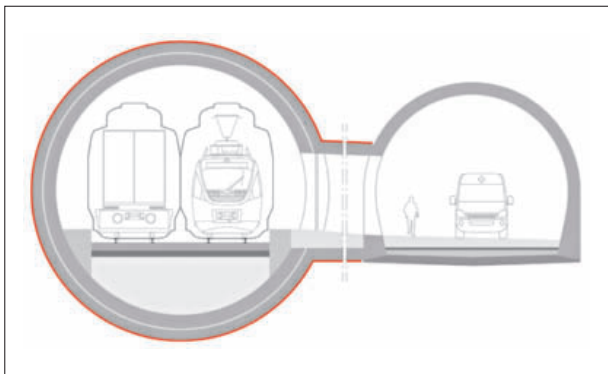
Der Bözbergtunnel liegt im Grenzgebiet von Tafeljura und Faltenjura (vgl. Bild 5). Im nördlichen Teil durchfährt der Tunnel flach gelagerte Sedimente des Tafeljuras. Auf den Südrand des Tafeljuras aufgeschoben liegt der Faltenjura. In der Rückfaltungszone findet der Wechsel vom flachen Schichtstapel des Tafeljuras zum Faltenjura statt, in dem der Schichtstapel ein erstes Mal umgebogen wurde. Dieser

period and high operational impact involved. It was therefore decided to replace the existing tunnel with a new twin-track tunnel running in parallel (cf. Fig. 2). The additional benefit of this is that the existing tunnel can be repurposed as a service and rescue tunnel, thereby ensuring compliance with the internationally standardised level of safety that now applies to new tunnel construction projects.



1 Schema Lichtraumprofil 4-Meter-Korridor
Diagram of clearance profile for 4 m corridor

Quelle/credit: SBB



2 Schematisches Querprofil neuer und bestehender Bözbergtunnel
Schematic cross profile of new and existing Bözberg tunnel

überkippte, nach Südosten fallende Schenkel wird durch eine dominante Überschiebung von der Vorfaltenzone getrennt, die sich durch komplizierte Tektonik und kleinräumig unterteilte Gebirgstteile auszeichnet. Beim Schichtpaket, welches im Bereich des Tunnels aus Muschelkalk sowie Keuper besteht und intensiv verschuppt resp. zerschert ist, handelt es sich um eine bis zu 100 m mächtige Scherzone mit meist mehreren, sich oft verzweigenden Scherflächen.

Im Faltenjura durchquert der Tunnel auf einer Länge von ca. 400 m unter anderem den Aquifer, welcher die Therme Schinznach speist («Thermenschutzzone»).

In den zu durchörternden Gesteinen kann sowohl Tonquellen (u. a. Opalinuston) wie auch Sulfatquellen (Gipskeuper, Anhydrit) auftreten.

Bezüglich Gasgefahren wird beim neuen Bözbergtunnel ein langsames Ausgasen ohne Überflutungsgefahr erwartet. Der Wasserandrang wird als gering eingestuft (30–150 l/min), ebenso das Karstrisiko. Die Gebirgstemperaturen werden in einem normalen Bereich (10° bis max.

1.4 Milestones

Construction was started with the preliminary lots in mid-2015, the main work commencing in spring 2016 (cf. Fig. 3). The commissioning of the new tunnel construction is tailored to the Ceneri Base Tunnel (NRLA) and scheduled to coincide with the timetable change in December 2020. The old tunnel will subsequently be converted to a service and rescue tunnel.

2 Project Overview

2.1 Route Alignment

The new Bözberg tunnel is aligned parallel to the existing tunnel (cf. Fig. 4) and has a length of 2,693 m. The centre to centre distance to the existing tunnel normally amounts to 50 m, measuring a minimum of around 30 m at the portals.

2.2 Geology/Hydrogeology

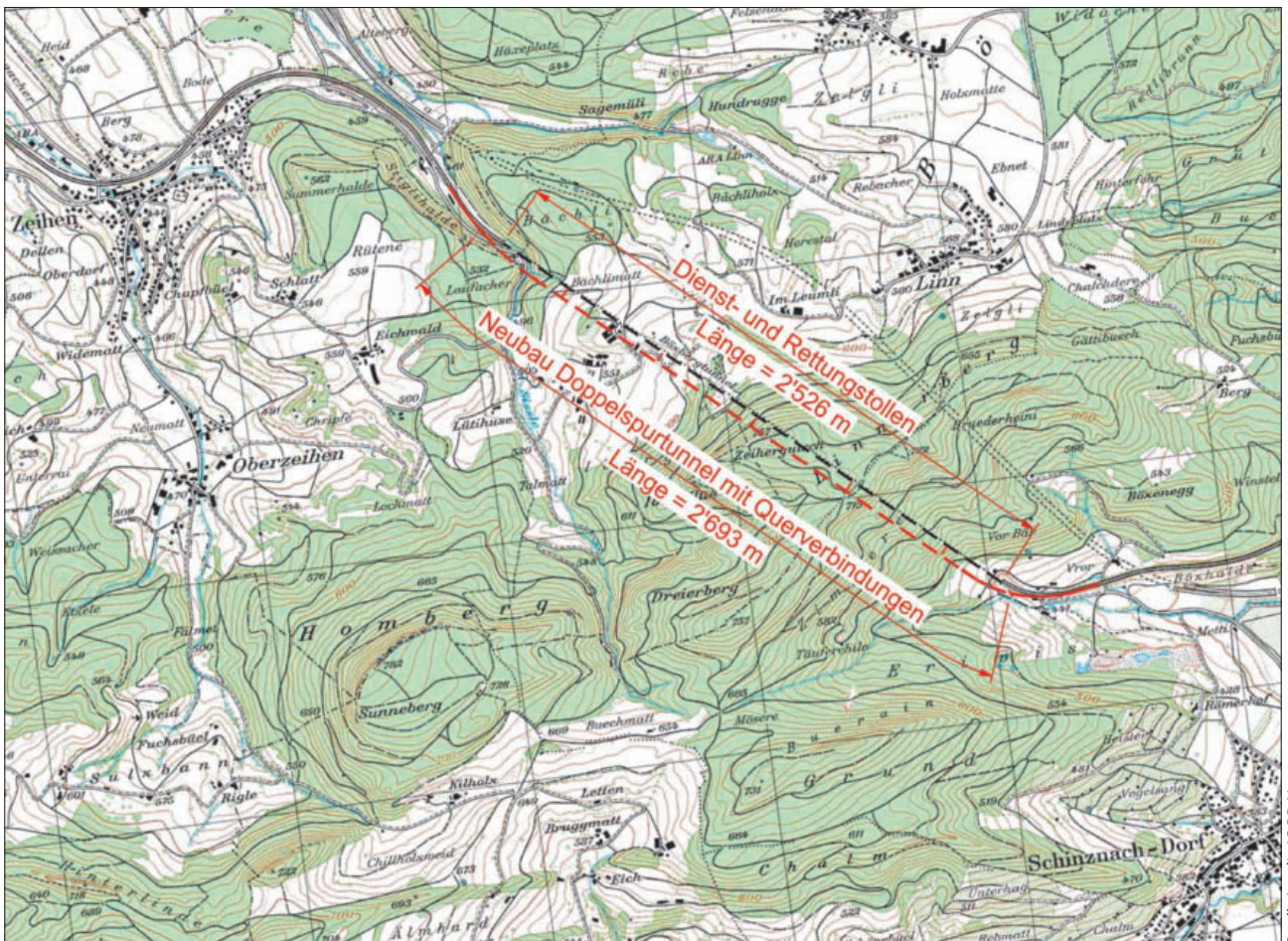
The Bözberg tunnel is in the border area of the Table Jura and the Fold Jura (cf. Fig. 5). The northern section of the tunnel passes through flat-layered sediments of the Table Jura. The Fold Jura is pushed upwards against the southern edge of the Table Jura. The backfolding zone features the change from the flat stacked layers of the Table Jura to the Fold Jura, in which the stack of layers was folded for the first time. This overthrust limb, which falls away to the south east, is separated from the pre-fold zone by a dominant thrust fault characterised by complicated tectonics and parts of the rock that are sub-divided into small areas. The collection of layers, which consists of shell limestone and Keuper in the area of the tunnel and is intensively flaked or sheared, forms a shearing zone that is up to 100 m thick and largely features multiple shear surfaces that often branch off one another.

Around 400 m of the length of the tunnel passes through the Fold Jura and through features such as the aquifer that feeds into the Schinznach thermal spa ('spa protection zone').



3 Übergeordnetes Bauprogramm auf Teilprojekte aufgeteilt
Superordinate construction programme divided into sub-projects

Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa • Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel



Quelle/Credit: IG BB-N

4 Übersicht Linienführung Overview of route alignment

23° C) erwartet. Die Betonaggressivität der Wässer aus der Tafeljurazone wird als schwach angreifend beurteilt, während Wässer aus dem Faltenjura als mässig angreifend eingestuft werden.

2.3 Voreinschnitte

Der Voreinschnitt Schinznach liegt hauptsächlich im Lockergestein. Aufgrund von inaktiven Rutschhorizonten wurde der Voreinschnitt durch eine überschnittene Bohrpfahlwand mit Pfahldurchmessern von 90 cm gesichert. Die zwischen 10,5 m und 23,5 m hohe Pfahlwand ist mit mehreren Ankerlagen rückverankert.

Der Voreinschnitt Effingen weist eine maximale Höhe von 25 m auf. Er liegt bis auf eine geringmächtige Lockergesteinsschicht in kompaktem Fels. Die Sicherung des Voreinschnitts erfolgt mit einer Nagelwand. Eine besondere Herausforderung stellt die unmittelbare Nähe zur Bahnhofstrasse dar, welche direkt oberhalb des Voreinschnitts verläuft.

Die beiden Portalwände sind als Nagelwand ausgebildet, welche in Schinznach oberhalb des späteren Anschlags für den Lockergesteinsvortrieb zusätzlich mit Vorspannankern und Longarinen gesichert wird.

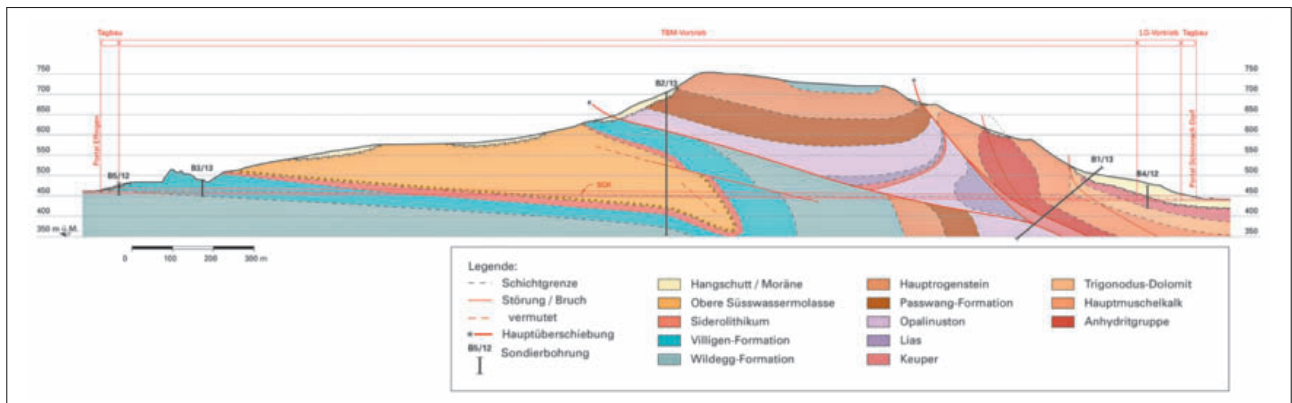
The rock that needs to be excavated through may comprise clay swelling (including Opalinus clay) and sulphate swelling (gypsum Keuper, anhydrite).

With regard to hazardous gasses, it is anticipated that the new Bözberg tunnel will feature a slow degassing process without any risk of overflow. The water inrush is classed as low (30–150 l/min.), as is the risk of karsting. The ground temperatures are expected to be within a normal range (10° to max. 23°C). The aggressiveness towards concrete of the waters in the Table Jura zone is assessed as weak, whereas the waters from the Fold Jura are classed as moderately aggressive.

2.3 Pre-cuts

The pre-cut at Schinznach is primarily located in loose rock. Due to inactive slip horizons, the pre-cut was secured with an overcut bored-pile wall with pile diameters of 90 cm. The pile wall is between 10.5 m and 23.5 m high and back-anchored with pre-tensioning rock bolts.

The pre-cut at Effingen features a maximum height of 25 m. It is located in compact bedrock apart from a thin layer of loose rock. The pre-cut is secured with a nail wall. A particu-



Quelle/credit: Dr. von Moos AG

5 Geologisches Längenprofil

Geological longitudinal profile

2.4 Tunnel

2.4.1 Lockergesteinsvortrieb

Der Vortrieb des Tunnels erfolgt von der Seite Schinznach-Dorf aus. Auf den ersten ca. 110 m ist Lockergestein bzw. Fels mit lockergesteinsähnlichen Eigenschaften prognostiziert. Dieser Bereich wird als MUL (maschinenunterstützter Vortrieb im Lockergestein) im Schutz eines Rohrschirms aufgeföhren.

Der Vortrieb wird aufgrund der grossen Abmessungen in Kalotte und Strosse unterteilt. Als Sicherung sind Spritzbeton, Bewehrungsnetze und Gitterträger vorgesehen. In der Kalotte wird ein temporäres Sohlgewölbe eingebaut, welches beim Nachziehen der Strosse etappenweise rückgebaut wird. Die Standsicherheit der Ortsbrust wird mit langen Brustankern (Selbstbohranker aus Stahl) sichergestellt.

2.4.2 TBM-Vortrieb

Der Ausbruch erfolgt mit einer TBM, welche einen Durchmesser von 12,36 m aufweist. Zur Sicherung sind im Gewölbe Tübbinge mit einer Dicke von 30 cm resp. in der Sohle bis zu 53 cm vorgesehen (siehe Bild 6 und 7).

Im Bereich der späteren Querverbindungen werden spezielle Tübbinge eingebaut, welche einerseits vorbereitete Öffnungen für die erforderliche Ankerung enthalten und andererseits einen einfacheren Ausbau bzw. Teilabbruch erlauben.

Der Ausbau ist im Gewölbe resp. in Bereichen mit Vollabdichtung durchgängig zweischalig vorgesehen, die Innenschale aus Ortbeton weist eine Dicke von ca. 30 cm im Regelfall bis maximal 53 cm in Zonen mit starkem Quelldruck auf.

Die Verfüllung des Ringspalts und somit die Bettung der Tübbinge erfolgt in der Sohle mit Mörtel und im Parament- und Firstbereich mit Perlkies. In der Thermenschutzzone wird der Perlkies zusätzlich mit Mörtel verfüllt.

2.4.3 Abdichtungs- und Entwässerungskonzept

Im Bereich der Lockergesteinsstrecke und in der Thermenschutzzone wird ein Verdrängungskonzept (Vollabdichtung druckhaltend) angewendet (siehe auch Kap. 3.2). Die

lar challenge is posed by the immediate proximity of Bahnhofstrasse, the road that runs directly above the pre-cut.

Both portal walls are implemented as a nail wall; in Schinznach, this is additionally secured above the subsequent foundation for the loose rock drive using pre-tensioning rock bolts and girders.

2.4 Tunnel

2.4.1 Loose Rock Excavation

The excavation of the tunnel is performed from the Schinznach-Dorf side. For around the first 110 m, it is expected that there will be loose rock or bedrock with the properties of loose rock. This area will be excavated as a machine-supported drive in loose rock with the protection of pipe roofing umbrella.

The large dimensions mean that the drive is sub-divided into the top heading and bench. It is secured with shotcrete, reinforcement wire meshes and lattice girders. A temporary invert vault is installed in the top heading; this will be deconstructed stage by stage while excavation the bench. The structural stability of the face is ensured by means of long face rock bolts (self-drilling anchors made of steel).

2.4.2 TBM Drive

The excavation is performed with a TBM featuring a diameter of 12.36 m. To ensure support, segment linings with a thickness of 30 cm are deployed in the vault and segment linings up to 53 cm thick are used in the invert (see Figs 6 and 7).

Special segment linings will be installed in the area of the subsequent cross passages, containing prepared openings for the necessary anchoring and making it easier to perform lining and partial demolition.

A double-shell lining is installed throughout the vault and in the areas with full sealing. The inner lining made of cast in-situ concrete features a normal thickness of around 30 cm, rising to a maximum of 53 cm in zones featuring high levels of swelling pressure.

Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa • Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel

Abdichtung erfolgt mit Kunststoffdichtungsbahnen (FPO, 2-lagig) mit der Möglichkeit einer abschnittswisen flächigen Nachinjektion.

In den übrigen Bereichen wird das Ableitkonzept mit einer Regenschirmabdichtung angewendet (FPO, 1-lagig). Das anfallende Bergwasser wird unterhalb der Fahrbahn über die Tübbingfugen zu einer im Tiefpunkt angeordneten Sickerleitung geführt.

Die Entwässerung erfolgt nach dem Trennsystem. Im Tunnel anfallendes Betriebswasser wird gesammelt und getrennt vom unverschmutzten Bergwasser zum Portal geführt. Dort wird es vor der Einleitung in den Vorfluter über Absetzbecken und einen Bodenfilter behandelt. Das Bergwasser wird über einen Schlammsammler direkt in den Vorfluter geleitet.

Die Kontrollschächte der Bergwasserleitung liegen in Tunnelmitte. Um die Anforderungen des Betriebskonzepts (Fahren und Erhalten) erfüllen zu können, werden Spülstutzen ab dem Bankett vorgesehen. Damit ist ein Spülen möglich, ohne dass Arbeiten im Lichtraumprofil des Nebengleises erforderlich sind.

Gemäss geologischem Bericht liegt im ganzen Tunnel Versinterungsgefahr in unterschiedlicher Intensität vor. Im Projekt

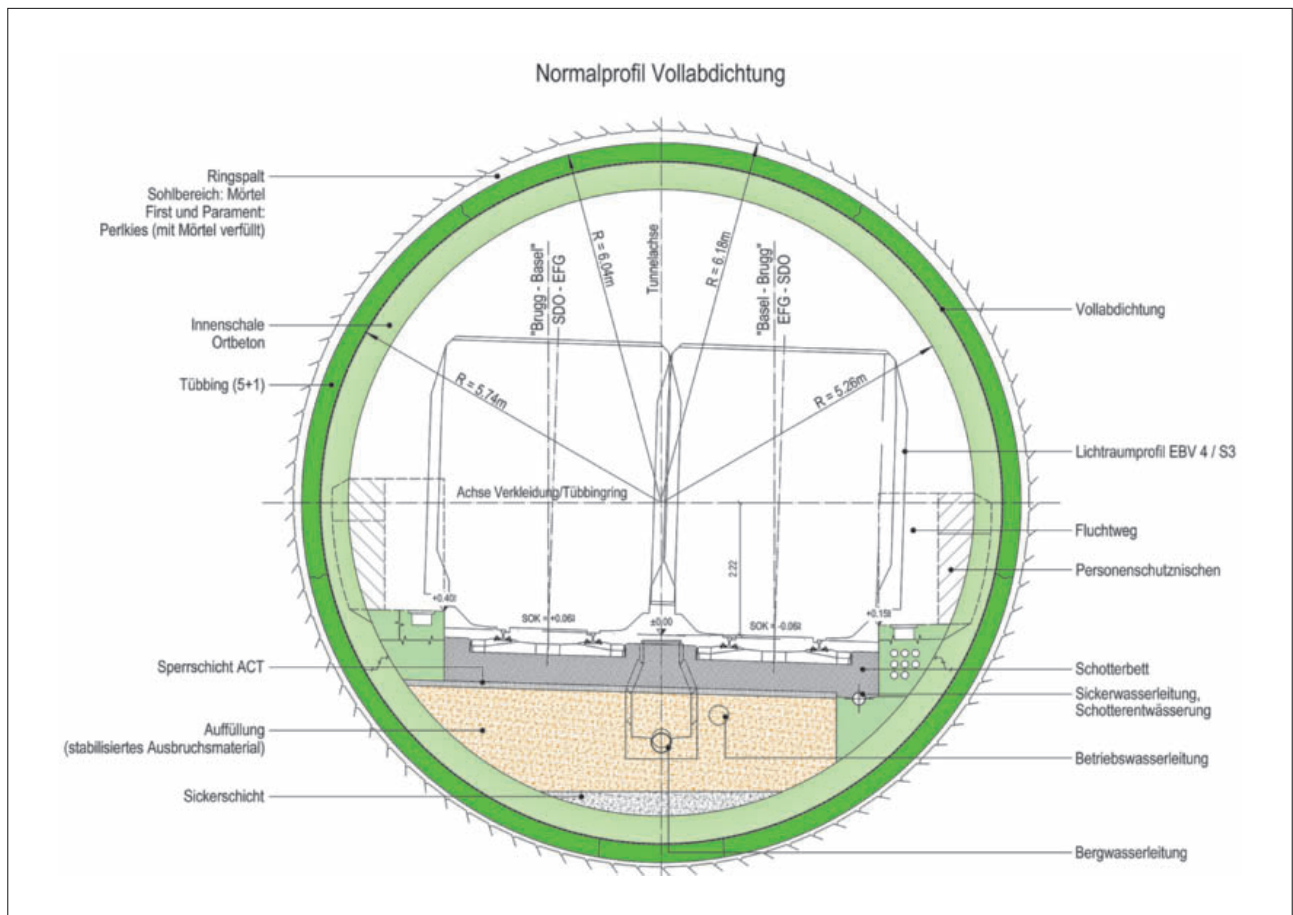
The filling of the ring gap and thus the embedding of the segment lining is performed with mortar in the invert and with pea gravel in the area of the tunnel side wall and the ridge. In the thermal spa protection zone, the pea gravel is additionally filled with mortar.

2.4.3 Waterproofing and Dewatering Concept

In the area of the stretch of loose rock and in the spa protection zone, a displacement concept (pressure-retaining full waterproofing) is applied (see also section 3.2). The sealing is implemented using a double layer sheet membrane system (TPO,) with the option of subsequent injection on a section-by-section basis.

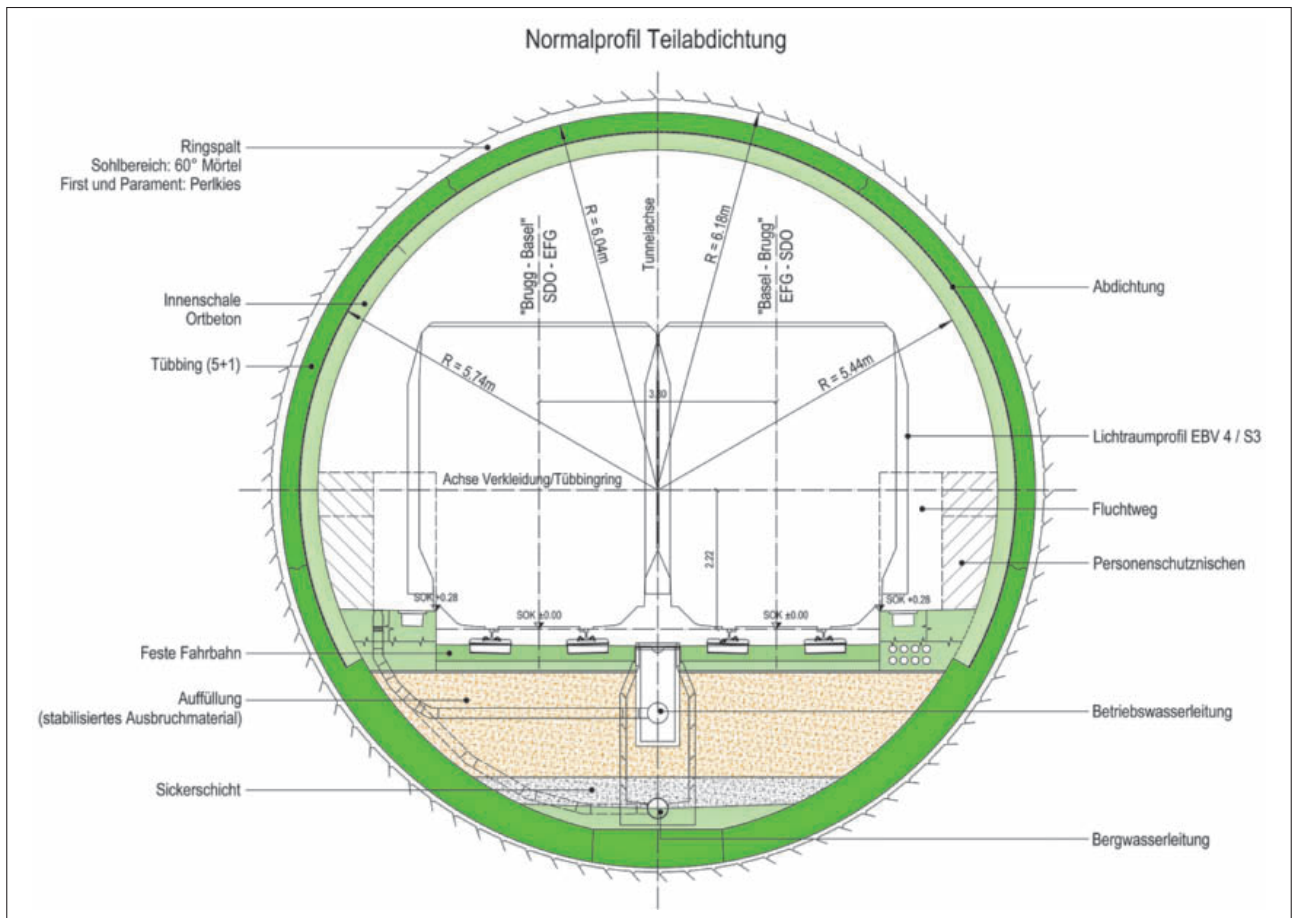
In the other areas, the diversion concept is implemented with a single layer umbrella seal (TPO). The accumulated groundwater is guided underneath the track via the segment lining joints and directed into a sub-soil drain arranged in the bottom.

Dewatering takes place downstream of the separating system. Service water that is accumulated in the tunnel is collected and directed towards the portal separately from the unpolluted groundwater. At the portal, it is treated via sedimentation tanks and a ground filter before being dis-



6 Normalprofil TBM-Vortrieb Vollabdichtung
Standard cross-section of TBM drive, full sealing

Quelle/Credit: Implenia



Quelle/credit: Implenia

7 Normalprofil TBM-Vortrieb Teilabdichtung

Standard cross-section of TBM drive, partial sealing

sind Massnahmen gegen Versinterung (Härttestabilisierung) vorgesehen, die tatsächliche Umsetzung wird jedoch vom Befund beim Vortrieb abhängig gemacht.

2.4.4 Bahntechnik/Selbstrettungsmassnahmen

Das Lichtraumprofil für die Doppelspur basiert auf dem Lichtraumprofil EBV 4 mit Gleisabstand 3,80 m, einem Stromabnehmerraum EBV S3 und dem Konstruktionsraum für die Stromschiene. Seitlich sind die Rand- und Fluchtwege mit 1,2 m Breite angeordnet.

Es wird eine Feste Fahrbahn nach dem System «Low Vibration Track» (LVT) eingebaut. In den Kurven und Übergangsbögen im Bereich der Portale wird ein Schotteroberbau mit Betonschwellen vorgesehen, wobei die minimale Schotterstärke 35 cm beträgt.

Das Fluchtkonzept sieht eine Rettung über die Portale resp. die fünf Querverbindungen zum Dienst- und Rettungsstollen vor (vgl. auch Kap. 2.6). Der Tunnel ist mit einem beleuchteten Handlauf ausgerüstet.

Seitlich an die Querverbindungen angehängt befinden sich technische Räume, in denen die Bahntechnikanlagen (Niederspannung, Telekom etc.) angeordnet sind.

charged into the receiving waters. The groundwater is guided directly into the receiving waters via a sludge collector.

The monitoring shafts of the groundwater pipe are located in the centre of the tunnel. In order to meet the requirements of the operating concept (transport and maintenance), rinse fittings are provided as of the walkway. This enables rinsing without it being necessary to perform work in the clearance profile of the side track.

According to the geological report, there is a risk of scale depositing at varying levels of intensity throughout the entire tunnel. Anti-scale measures (hardness stabilisation) are included in the project, but the actual implementation depends on the findings during the drive process.

2.4.4 Rail Technology/Self-Rescue Measures

The clearance profile for the twin tracks is based on clearance profile EBV 4 with a track clearance of 3.80 m, a space for the pantograph EBV S3 and the construction space for the conductor rail. The edge and escape routes are arranged at the side with a width of 1.2 m.

A slab track is installed according to the 'Low Vibration Track' (LVT) system. A ballast track with concrete sleepers is imple-

Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa • Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel

2.5 Materialbewirtschaftung

Die Hauptmengen fallen beim Tunnelbau (Ausbruch), in den Portalbereichen (Aushub Voreinschnitte) und bei den Zwischenlager- und Installationsflächen (Bodenmaterial) an. Die Gesamtmenge beträgt rund 673 000 m³ Ausbruch-, Gleisaushub-, Bodenaushub-, Schotter- sowie Aushubmaterial. Das Ausbruchmaterial wird in vier Materialklassen unterteilt. Das A-Material wird grossteils im Projekt (Hinter- resp. Sohlauffüllungen) oder extern wiederverwendet. Die Materialklassen B und C eignen sich nur bedingt zur Wiederverwertung und werden daher per Bahn abtransportiert und zur Wiederauffüllung eines Steinbruchs in der Region genutzt. Das D-Material ist geogen mit Sulfat verunreinigt. Aus diesem Grund muss es auf einer befestigten Fläche zwischengelagert resp. so weit wie möglich just in time in eine geeignete Grube eingelagert werden.

2.6 Umbau des bestehenden Tunnels zum Dienst- und Rettungstollen

Der später zum Dienst- und Rettungstollen umgenutzte, bestehende Tunnel ermöglicht im Endzustand die sichere Evakuierung von Fahrgästen bei einem Ereignisfall im Doppelspurttunnel und dient gleichzeitig als Zugang für das Personal der Unterhalts- oder Ereignisdienste. Der Stollen wird im Not- resp. Unterhaltsfall beleuchtet und ist mit einem Fahrbahnbelag versehen, damit er mit Strassenfahrzeugen befahrbar ist. Der Stollen ist separat belüftet (Überdruck) und bei den Portalen über neu zu erstellende Schleusen erschlossen. Die bestehende Bausubstanz wird belassen, nur in Bereichen mit dringendem Handlungsbedarf wird das Gewölbe saniert.

2.7 Portalbauwerke

Die Portalbauwerke des neuen Bözbergtunnels (Länge je ca. 40 m) bilden den Übergang vom bergmännischen Tunnel auf das Trasse. Die Gebäude sind als Rahmenbauwerke ausgebildet und liegen vollständig in den Voreinschnitten. Sie werden in das heutige Gelände mittels Überschüttung und Böschungsanpassungen eingebettet (vgl. Bild 8).

2.8 Kosten

Die Kosten für das Gesamtprojekt belaufen sich gemäss Kostenvoranschlag für das Bauprojekt auf rund 350 Millionen Franken (Stand 2014).

3 Technische Herausforderungen

3.1 Tunnelbau in stark quellfähigem Gebirge

3.1.1 Zweckmässige Annahmen für die Dimensionierung des Ausbaus

Der Quellvorgang von anhydrithaltigem Gebirge ist komplex und Gegenstand der aktuellen Forschung. Bekannt ist einerseits, dass mit einem lang anhaltenden Quellvorgang zu rechnen ist und der Tunnelausbau sehr hohen Drücken ausgesetzt sein kann. Andererseits ist bekannt, dass die im Labor gemessenen Quelldrücke nicht ohne weiteres auf die Verhältnisse in situ übertragen werden können. Unbestritten ist auch, dass das Ausmass des Quellens stark von der Mineralogie (Art der Tonminerale, Tongehalt), der Verteilung

mentiert in den Kurven und Übergangskurven in der Fläche der Portale, featuring a minimum ballast thickness of 35 cm.

The escape concept provides for rescue via the portals and via the five cross passages to the service and rescue tunnel (cf. also section 2.6). The tunnel is fitted with an illuminated handrail.

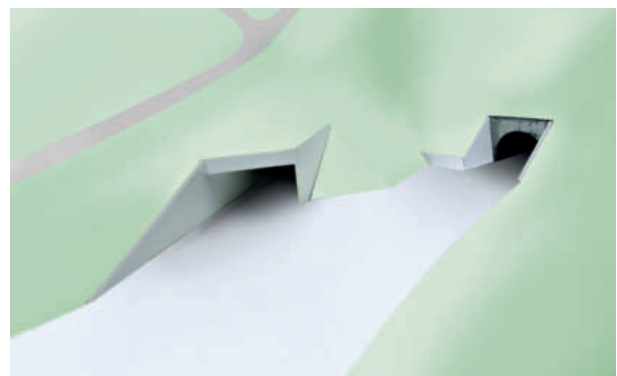
Attached to the side of the cross passages are technical rooms in which the rail technology systems (low voltage, telecommunications, etc.) are housed.

2.5 Materials Handling

The main volume of material is accumulated during tunnel construction (excavation), in the portal areas (excavation of pre-cuts) and in the interim storage and installation areas (soil material). The total volume amounts to around 673,000 m³ of excavation, track excavation, soil excavation, ballast and break-out material. The excavation material is divided into four material classes. The 'A' material is largely reused in the project (backfilling or invert filling) or externally. Material classes 'B' and 'C', which feature only limited suitability for reuse, are transported away by rail and used to fill in a quarry in the region. As the 'D' material is geogenically polluted with sulphate, it must therefore be subject to interim storage in a fortified area and stored in a suitable trench as part of a 'just in time' procedure to the furthest possible extent.

2.6 Conversion of the Existing Tunnel into a Service and Rescue Tunnel

In its final condition, the existing tunnel – which will subsequently be converted into a service and rescue tunnel – will enable the safe evacuation of passengers in the event of an incident in the twin-track tunnel while simultaneously acting as an access point for maintenance personnel and the emergency services. The tunnel will be illuminated in the event of maintenance or an emergency and is paved with an asphalt concrete surface to allow access by road vehicles. The tunnel is separately ventilated (positive pressure) and accessible at the portals via new locks that are to be created. The existing structure will be retained, with the vault only being renovated in areas in which action is urgently required.



8 Visualisierung Endzustand
Visualisation of final condition

Quelle/credit: SBB

des Sulfates im Gebirge unterhalb des Tunnels sowie von Menge und Chemismus des zugeführten Wassers abhängig ist. Es ist aber festzustellen, dass der heutige Kenntnisstand bezüglich der Detailmechanismen und der Möglichkeiten zur Einschätzung des Quellpotenzials in situ für eine schlüssige Entscheidungsfindung und Dimensionierung oft nicht ausreichend ist. Häufig wird deshalb auf eher konservative Annahmen zurückgegriffen.

Für den Bözbergtunnel wurden keine Quelldrücke im Labor ermittelt, dies wäre nur schon aus Zeitgründen nicht möglich gewesen. Stattdessen wurde beschlossen, die Dimensionierung des Tunnels in anhydrithaltigem Gebirge auf eine neuartige Methode abzustützen. Dazu wurde bei bestehenden Tunnels im Gipskeuper in der Schweiz und im süddeutschen Raum, welche keine Schäden aufweisen, die Tragfähigkeit mit einheitlichen statischen Modellen und nach den gültigen Normen rückgerechnet. Daraus wurden die jeweils maximal möglichen effektiven Quelldrücke abgeleitet [2]. Es bestätigte sich klar, dass die Quelldrücke in situ deutlich tiefer liegen, als es die Laborwerte erwarten lassen. Diese Erkenntnis bildete die Grundlage für die Dimensionierung beim neuen Bözbergtunnel.

Der Ausbau des neuen Tunnels basiert auf dem Widerstandsprinzip. Der Tübbingring weist in den stark quellfähigen Bereichen einen entsprechend höheren Bewehrungsgehalt auf. Die zum Ring geschlossene Ortbetoninnenschale ist bewehrt und weist eine Dicke von maximal 53 cm auf. Bezug nehmend auf das oben genannte Berechnungsverfahren kann dieser Ausbau einen Quelldruck von mindestens 4 MPa aufnehmen.

3.1.2 Quellproblematik im Bereich mit geringer Überdeckung

In der Lockergesteinstrecke besteht das Risiko, dass der durchhörternde verwitterte Gipskeuper allenfalls noch nicht umgewandeltes Anhydrit aufweist. Aufgrund der geringen Überdeckung besteht somit die Gefahr, dass die Tunnelröhre infolge Quellens angehoben werden könnte.

Der tatsächliche Gehalt und die räumliche Verteilung von Anhydrit können im verfalteten, teilweise ausgelaugten Gipskeuper mit einzelnen Sondierungen nicht bestimmt werden, ein grossflächiges Vorkommen wird jedoch nicht erwartet. Aus diesem Grund wurde ein Erkundungskonzept mit Kernbohrungen in einem engen Raster umgesetzt. Im Labor wird der Anhydritgehalt der Bohrkerne bestimmt und darauf gestützt die allfällig erforderlichen Massnahmen für die Verkleidung definiert.

Im Bauprojekt wurden drei mögliche Massnahmenkonzepte definiert: Bei geringen Quelldrücken bis ca. 800 kPa und genügender Überlagerung werden keine speziellen Massnahmen erforderlich. Bis zu einem Quelldruck von ca. 1500 kPa und einer Einwirkungslänge von maximal 10 m wird die Tunnelröhre monolithisch ausgebildet (Längsbewehrung, Blockfugen durchgängig bewehrt) und die auftretenden

2.7 Portal Structures

The portal structures of the new Bözberg tunnel (each around 40 m in length) form the transition from the tunnel to the railway route. The buildings are framework structures that are located entirely in the pre-cuts. They are embedded in the current terrain by means of filling and slope adjustments (cf. Fig. 8).

2.8 Costs

According to the cost estimate for the construction project, the costs for the overall project total around 350 million Swiss francs (basis 2014).

3 Technical Challenges

3.1 Tunnelling in Ground with High Swelling Capacity

3.1.1 Suitable Assumptions for the Dimensioning of the Lining

The swelling process of ground that contains anhydrite is complex and a topic of ongoing research. It is known that swelling is to be expected as a long-lasting process and that the tunnel lining may be exposed to very high pressures. On the other hand, it is also known that the swelling pressures measured in the laboratory cannot be applied to the conditions in situ without any further action. It is also beyond dispute that the extent of the swelling is highly dependent on the mineralogy (type of clay minerals, clay content), the distribution of the sulphate in the rock mass beneath the tunnel, and the volume and chemical composition of the incoming water. However, it must be noted that the current level of knowledge regarding the detailed mechanisms and the options for estimating the swelling potential in situ is often insufficient for the purpose of conclusive decision-making and dimensioning. Therefore, the approach that is taken often involves falling back on relatively conservative assumptions.

No swelling pressures were determined for the Bözberg tunnel in the laboratory, although this would already have been impossible for reasons of time. Instead, it was decided that the dimensioning of the tunnel in the ground containing anhydrite was to be based on a new method. This method involved recalculating the load-bearing capacity with the use of uniform static models and in accordance with the applicable standards for existing tunnels that are located in gypsum Keuper in Switzerland and southern Germany and do not feature any damage. This was used to derive the maximum possible effective swelling pressures [2]. The process provided clear confirmation that the swelling pressures in situ are considerably deeper than would be expected based on the laboratory values. This result formed the basis for the dimensioning of the new Bözberg tunnel.

The lining of the new tunnel is based on the resistance principle. The segment lining ring features a reinforcement content that is correspondingly higher in the areas with a high

Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa • Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel

Lasten in Längsrichtung verteilt. Für höhere Drücke ist als Rückfallebene eine zusätzliche Knautschzone (Ausweichprinzip) vorgesehen.

Erste Erkenntnisse aus der Ausführung deuten darauf hin, dass Anhydrit unter der Sohle des Tunnels stellenweise vorhanden ist, jedoch das Ausweichprinzip nicht zur Anwendung kommen wird.

3.1.3 Feste Fahrbahn in Zonen mit Quellpotenzial

Trotz des gewählten Widerstandsprinzips können infolge des Quelldrucks Verformungen der Tunnelsohle resultieren. Um die Gebrauchstauglichkeit der Festen Fahrbahn sicherzustellen, wurde in Zusammenarbeit mit dem Lieferanten ein System entwickelt, das Korrekturen in der Höhenlage von rund 4 cm ohne bauliche Massnahmen zulässt. Hebungen bis 26 mm können durch Ausbau von Platten zwischen LVT-Stützpunkt und Schiene kompensiert werden. Bei grösseren Deformationen kann durch Einlagen unter dem LVT-Stützpunkt in angrenzenden, nicht angehobenen Bereichen die durch Hebungen entstandene «Welle» ausgeglichen werden.

3.1.4 Betontechnologische Massnahmen

Die in der Statik erfolgte Berücksichtigung des Tübbings als langfristig tragendes Element setzt voraus, dass der Beton des Tübbings über die Nutzungsdauer nicht durch aggressives Bergwasser angegriffen wird. Für den Tübbingbeton wurden deshalb besondere Anforderungen bezüglich Dichtigkeit und Widerstandsfähigkeit formuliert. Der Nachweis der Eignung erfolgt einerseits mittels standardisierter Prüfungen zu Chloridwiderstand, Wasseraufnahmekoeffizient und Sulfatwiderstand, andererseits wird durch Anpassung des bestehenden Prüfverfahrens zum Sulfatwiderstand zusätzlich der Nachweis erbracht, dass der Beton einen ausreichenden Widerstand gegen lösenden Sulfatangriff (Thaumasitbildung) aufweist. Die Prüfungen werden unter Berücksichtigung des Produktionsverfahrens (Wärmebehandlung der Tübbinge) durchgeführt. Analog zum Tübbingbeton wurden auch für den Ringspaltmörtel besondere Anforderungen formuliert.

3.2 Tunnelbau in einer Thermenschutzzone

Das Südportal des Bözbergtunnels liegt ca. 2,7 km westlich der Therme Bad Schinznach (vgl. Bild 9). Der neue Bahntunnel durchfährt, wie auch schon der bestehende Bahntunnel und der Autobahntunnel der A3, den als Thermalwasserträger fungierenden Hauptmuschelkalk.

Der benachbarte Autobahntunnel wurde deshalb mit einem TBM-Vortrieb mit zweischaligem Tübbingausbau und Vollabdichtung erstellt, wobei die Abdichtung im Bereich des Hauptmuschelkalks zum Schutz des Thermalwassers als Verdrängungskonzept ausgelegt ist. Dieses System hat sich bestens bewährt.

Um Verzögerungen im Plangenehmigungsprozess zu vermeiden, wurde bereits in einer frühen Planungsphase gemeinsam mit der Bad Schinznach AG eine Thermenschutz-

swelling capacity. The in-situ concrete inner lining, which is closed to the segment lining ring, is reinforced and features a maximum thickness of 53 cm. With reference to the calculation procedure mentioned above, this lining can absorb a swelling pressure of at least 4 MPa.

3.1.2 Problems Posed by Swelling in Areas with a Low Level of Cover

In the stretch of loose rock, there is a risk that the weathered gypsum Keuper needing to be excavated through may feature anhydrite that has not yet changed its state. Due to the low level of cover, there is a risk of the tunnel being heaved as a result of swelling hence.

Sporadic probing fails if used to determine the actual content and the spatial distribution of the anhydrite in folded and partially leached gypsum Keuper. But a deposit over a wide area is not expected to be present. For this reason, a survey concept was implemented by means of core drillings performed within a tight grid. The anhydrite content of the drill cores is determined in the laboratory, with the results being used to define the measures that are necessary for the lining in all cases.

Three possible concepts were defined for the measures in the construction project: At low swelling pressures of up to around 800 kPa and sufficient overlap, no special measures are required. Up to a swelling pressure of around 1,500 kPa and a maximum effective length of 10 m, the tunnel is designed with a monolithic form (longitudinal reinforcement, block joints reinforced throughout) and the loads that occur are distributed in a longitudinal direction. For higher pressures, an additional crush-collapsible zone (yielding principle) is available as a fall-back level.

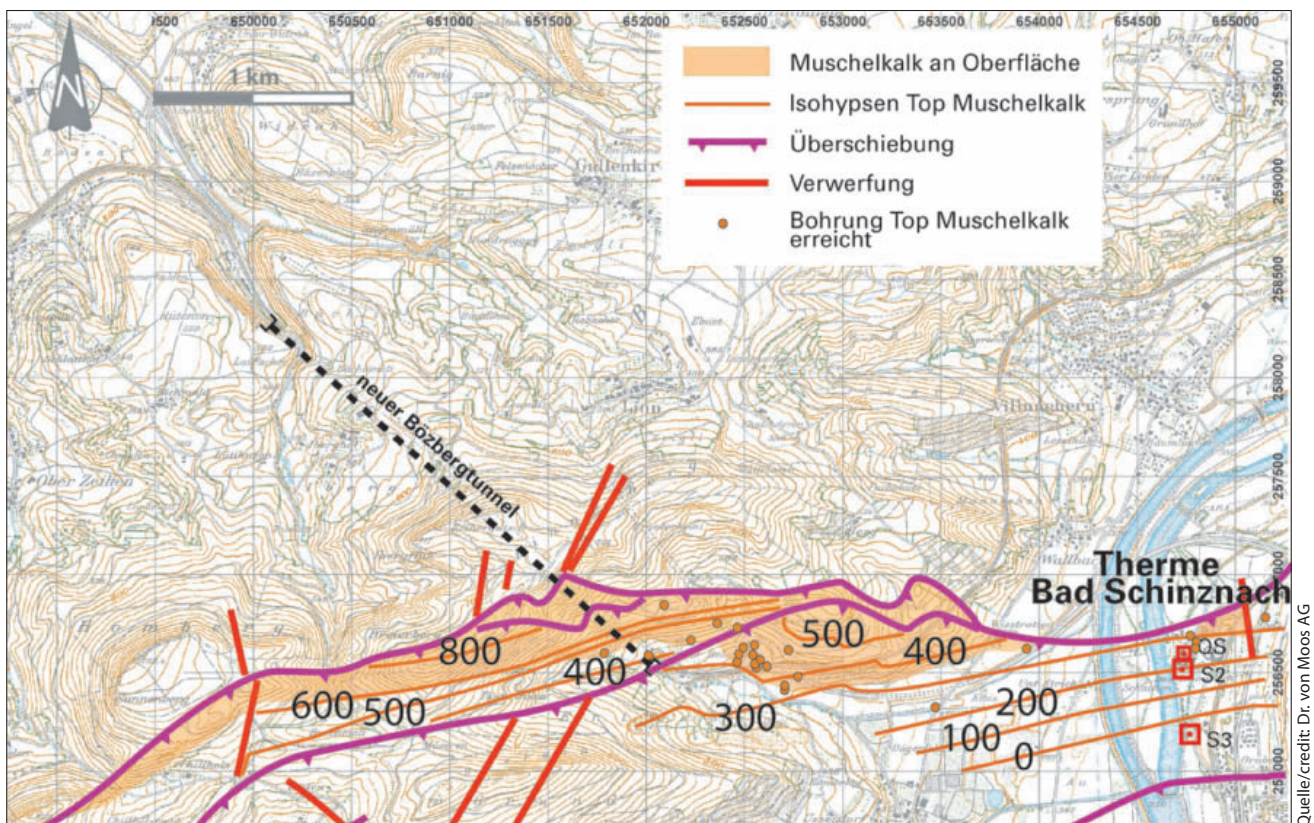
Initial findings from the construction indicate that anhydrite is present in certain locations beneath the invert of the tunnel; however, the yielding principle will not be applied.

3.1.3 Slab Track in Zones with Swelling Potential

Despite the resistance principle that has been chosen, the swelling pressure may result in deformations of the tunnel invert. In order to ensure that the slab track is suitable for use, a system was developed in collaboration with the supplier to enable corrections to be made at a height of around 4 cm without any construction-related measures. Elevations of up to 26 mm can be compensated for by removing plates between the LVT base and the rail. In the case of larger elevations, inlays under the LVT base in neighbouring areas that are not elevated can be used to compensate for the 'wave' caused by the elevations.

3.1.4 Concrete Technology Measures

In terms of the segment lining being taken into account in the statics as a long-term bearing element, this requires that the concrete in the segment lining is not attacked by aggressive groundwater throughout the duration of use. Special requirements relating to tightness and resistance



Quelle/credit: Dr. von Moos AG

9 Situation Thermalwasserträger im Bereich Bözbergtunnel – Bad Schinznach AG
 Situation of the thermal spa water carrier in the area of the Bözberg tunnel – Bad Schinznach AG

zone definiert und festgelegt, dass für den Neubau des Bözberg-Bahntunnels das gleiche Vortriebs- und Ausbau-konzept wie beim Autobahntunnel vorzusehen ist.

Um eine Längszirkulation des Bergwassers entlang des Tunnels und damit eine Beeinflussung des Thermenwassers zu verhindern, werden neben der oben erwähnten Ring-spaltverfüllung zusätzlich an ausgewählten Stellen Abschot-tinjektionen rund um das Tunnelprofil erstellt. An denselben Stellen kann der Bereich zwischen Tübbing und Innenge-wölbe über sogenannte Schottbänder (nachinjizierbare Abdichtungsbänder) bei Bedarf ausinjiziert werden.

Ein umfassendes Untersuchungs- und Überwachungspro-gramm gehört ebenfalls zum Thermenschutz.

Aufgrund der frühzeitigen Absprache mit der Bad Schinznach AG konnte somit bereits vor der Einreichung des Plangenehmigungsdossiers eine einvernehmliche Lösung gefunden werden.

4 Ausführung, Stand der Arbeiten

4.1 Vorbereitende Arbeiten

Dank einer Ausnahmegewilligung des Bundesamtes für Ver-kehr (BAV) konnten schon vor der Erteilung der Plangenehmigungsvorgang einzelne Arbeiten ausgeführt werden. Weil sämtliche Einsprachen bereits vor der Plangenehmigungsvorgang bereinigt wurden, konnte mit Datum der

capacity have therefore been formulated for the segment lining concrete. Proof of suitability is provided by means of standardised testing concerning the chloride resistance, water absorption coefficient and sulphate resistance. In addition, the adaptation of the existing sulphate resistance test procedure also helps to prove that the concrete features a sufficient level of resistance against a dissolved sulphate attack (thaumasite formation). The production process (heat treatment of the lining segments/tubbings) is taken into account when carrying out the tests. Special requirements have been formulated for the ring gap mortar in the same way as for the segment lining concrete.

3.2 Tunnelling in a Thermal Spa Protection Zone

The south portal of the Bözberg tunnel is around 2.7 km west of the Bad Schinznach thermal spa (cf. Fig. 9). As is already the case for the existing railway tunnel and the motorway tunnel of the A3, the new railway tunnel passes through the main shell limestone that functions as a thermal spa water carrier.

The neighbouring motorway tunnel was therefore excavated with a TBM featuring a double shell-lining with a segmental lining as a temporary support and a full sealing, designed as a displacement concept to protect the spa water in the area of the main shell limestone. This system has proven itself to be ideal.

Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa • Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel

Erteilung der Plangenehmigung mit den Vorarbeiten begonnen werden.

Neben Zufahrtsstrassen, Werkleitungsumlegungen und der Vorbereitung der Installationsflächen gehört auch die Anpassung der bestehenden Sicherungsanlage im denkmalgeschützten Dienstgebäude Effingen dazu.

Das grösste Vorlos, der Voreinschnitt Schinznach-Dorf, wurde bis Mitte 2016 vollständig erstellt (vgl. Bild 10). Die grösste Herausforderung lag dabei neben dem Erreichen der geforderten Ankerkräfte insbesondere in der Beherrschung des im Voreinschnitt anfallenden Hangwassers.

4.2 Hauptlos

Die Hauptarbeiten – Tunnelneubau und Umnutzung des bestehenden Tunnels zum Dienst- und Rettungstollen – werden innerhalb des Hauptloses abgewickelt.

4.2.1 Submission/Vergabemodell Hauptarbeiten

Nach Fertigstellung des Vorprojekts wurde 2013 der Auftrag für die weitere Projektierung an die IG BB-N, bestehend aus der Gähler und Partner AG, Ennetbaden (Federführung), und der Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten, erteilt. Bis und mit Phase 41 gemäss SIA 103 (Ausschreibung, Offertvergleich, Vergabeantrag) erfolgte die Projektierung durch die IG BB-N. Die Realisierung des Tunnels hingegen wurde als Generalunternehmer-plus (GU+) Mandat submitted (neues Vertragsmodell der SBB für Tunnelneubauten). Der Zuschlag ging an die Implenia Schweiz AG. Neben den Bauleistungen erstellt dieser GU+ auch das Ausführungsprojekt für die Anlagen, mit deren Realisierung er beauftragt ist, und hat die Verantwortung für die Bauüberwachung. Der Bauherr wird in der Ausführungsphase durch einen Owners Engineer vertreten (OBL mit gewissen Bauleitungsaufgaben). Diese Funktion wird durch die IG BB-N wahrgenommen.



10 Ansicht bestehendes Portal und neue Portalwand
View of existing portal and new portal wall

Quelle/credit: Keystone/GAB

In order to avoid delays in the planning approval procedure, a thermal spa protection zone had already been defined at an early phase of planning in collaboration with Bad Schinznach AG. It was also specified at this stage that the new construction of the Bözberg railway tunnel is to be subject to the same drive and lining concept as the motorway tunnel.

To prevent longitudinal circulation of the groundwater along the tunnel and so a potential related impact on the spa water, separating injections are created at certain locations around the tunnel profile in addition to the ring gap backfilling mentioned above. At the same locations, the area between the segment lining and the interior vault can be injected out using so-called bulkhead bands (sealing bands suitable for subsequent injection).

A comprehensive inspection and monitoring programme also forms part of the thermal spa protection.

The early agreement with Bad Schinznach AG made it possible to identify an amicable solution prior to the submission of the planning approval dossier.

4 Construction, Current State of Work

4.1 Preparatory Work

Thanks to an exception permit from the Federal Office of Transport (FOT), it was possible to perform single works even prior to receiving the planning approval ruling. As all objections had been resolved prior to the planning approval ruling, it was possible to start the preliminary work on the date that the planning approval was issued.

This preliminary work includes access roads, re-routing of service lines, preparation of installation areas and the adaptation of the existing safety installations in the Effingen service building, which is a protected monument.

The largest preliminary lot, the pre-cut at Schinznach-Dorf, had been fully created by mid-2016 (cf. Fig. 10). Besides achieving the necessary anchoring forces, the greatest challenge in particular lay in controlling the water ingresses from the slope of the pre-cut.

4.2 Main Lot

The main tasks – the construction of the new tunnel and the repurposing of the existing tunnel as a service and rescue tunnel – are processed within the main lot.

4.2.1 Submission/Awarding Model for Main Work

Following the completion of the preliminary project, the order for the additional project management was issued in 2013 to an engineering-JV BB-N, comprising Gähler und Partner AG, Ennetbaden (overall control) and Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten. Up to and including phase 41 in accordance with SIA 103 (tender, comparison of offers,

4.2.2 Installationen

Nach der Werkvertragsunterzeichnung hat das Hauptlos im Februar 2016 auf der Seite Schinznach-Dorf mit dem Einrichten der Installationen gestartet. Diese wurden resp. werden schrittweise parallel zu den Vortriebsarbeiten aufgebaut. Aktuell wird die für die Zwischenlagerung des Ausbruchmaterials erforderliche Förderbandanlage erstellt und das Tübbinglager vorbereitet.

4.2.3 Lockergesteinsvortrieb

Seit September 2016 wird der Kalotten-/Strossenvortrieb im Lockergestein im 3-Schicht-Betrieb aufgeföhren. Parallel dazu durchgeföhrt Erkundungsbohrungen zeigen, dass die Felsoberflöche (Übergang sulfatföhrender Gipskeuper zu Muschelkalk) tiefer als prognostiziert liegt, was eine Verlängerung des Lockergesteinsvortriebs und damit zusätzliche Rohrschirmetappen nötig macht.

4.2.4 TBM-Montage

Aufgrund des verlängerten Lockergesteinsvortriebs war es notwendig, den Strossenabbau früher als geplant über die ersten ca. 50 m des Tunnels nachzuziehen, um im Vorein-

award proposal), the project management was performed by BB-N JV. In contrast, the creation of the tunnel was submitted as a general contractor plus (GC+) mandate (a new contract model for tunnel constructions of Swiss Federal Railways). The commission was awarded to Implenia Schweiz Ltd. In addition to the construction services, the GC+ contractor also generates the construction project for those parts of the project that it has been commissioned to and is responsible for monitoring the construction. During the construction phase, the client is represented by an Owner's Engineer (senior construction manager with specific construction management tasks). This role is observed by BB-N JV.

4.2.2 Installations

Once the contract had been signed, work was started on the main lot in February 2016 with the set-up of the installations on the Schinznach-Dorf side. These were or still are assembled step by step in parallel to the drive work. The tasks that are currently in progress are the creation of the conveyor belt system that is required for the interim storage of the excavation material and the preparation of the segment lining stocks.

4.2.3 Loose Rock Drive

The top heading/bench drive in the loose rock has been excavated in three-shift operation since September 2016. Probe drillings carried out at the same time demonstrate that the rock surface (transition from the sulphate-bearing gypsum Keuper to the shell limestone) lies deeper than predicted, requiring the extension of the loose rock drive and therefore additional pipe roofing stages.

4.2.4 TBM Assembly

As a result of the extended loose rock drive, it was necessary to re-tighten the bench lining earlier than planned for around the first 50 m of the tunnel in order to ensure that the TBM assembly deadlines for the pre-cut were not at risk (cf. Fig. 11).

This measure made it possible to route the ramp to the top heading from the pre-cut into the tunnel, uncover the shield cradle that had been created in advance and start the TBM assembly as planned on 9 January 2017 (cf. Figs 12, 13 and 14).

4.2.5 Effingen Pre-cut

Construction was also started on the Effingen side in mid-March 2016. Prior to the start of the actual work on the pre-cut, it was first necessary for the existing supporting construction of Bahnhofstrasse – the road that runs directly above the portal – to be replaced with a new framework construction. Once the preparatory work had been completed, the sinking of the pre-cut and the creation of the anchor wall were commenced in autumn 2016. These tasks are currently ongoing and are expected to be completed in summer 2017 (cf. Fig. 15).



Quelle/credit: Keystone/GAB

11 Kalottenvortrieb mit Rampe im Tunnel
Top heading drive with ramp in tunnel



Quelle/credit: IG BB-N

12 Montierte Tunnelbohrmaschine beim Hersteller Herrenknecht
(Werksabnahme)
Assembled tunnel boring machine at manufacturer
Herrenknecht (factory acceptance)

Swelling Ground and Protection of the Thermal Spa • Challenges Faced in Designing the New Bözberg Twin-Track Tunnel



Quelle/credit: Keystone/GAB

13 Einheben Antriebseinheit TBM
Lifting the TBM drive unit

schnitt die Montagetermine der TBM nicht zu gefährden (vgl. Bild 11).

Mit dieser Massnahme konnte die Rampe zur Kalotte aus dem Voreinschnitt in den Tunnel verlegt, die bereits vorab erstellte Schildwiege freigelegt und die TBM-Montage planmässig am 9. Januar 2017 gestartet werden (vgl. Bild 12, 13 und 14).

4.2.5 Voreinschnitt Effingen

Mitte März 2016 erfolgte der Baustart auch auf der Seite Effingen. Vor Beginn der eigentlichen Arbeiten am Voreinschnitt musste zuerst die bestehende Stützkonstruktion der unmittelbar über dem Portal verlaufenden Bahnhofstrasse durch eine neue Rahmenkonstruktion ersetzt werden. Nach Abschluss der Vorbereitungsarbeiten wurde im Herbst 2016 mit dem Abteufen des Voreinschnitts und der Erstellung der Nagelwand begonnen. Diese Arbeiten dauern derzeit noch an und werden voraussichtlich im Sommer 2017 abgeschlossen (vgl. Bild 15).

5 Ausblick

Mit dem im Juni 2017 vorgesehenen Andrehen der TBM startet ein neues Kapitel des Vortriebs. Aufgrund der relativ kurzen Vortriebsstrecke und der zu erwartenden Vortriebsleistungen rechnet der Unternehmer damit, bereits Ende 2017 den Durchschlag in Effingen feiern zu können. Nach erfolgtem Innenausbau und der bahntechnischen Ausrüstung des Tunnels ist die Inbetriebnahme mit dem Fahrplanwechsel 2020 vorgesehen. Anschliessend wird der bestehende Bahntunnel zum Dienst- und Rettungsstollen umgebaut und die Endgestaltung abgeschlossen, sodass mit einem Ende sämtlicher Bauarbeiten im Jahr 2022 gerechnet werden kann.



Quelle/credit: Keystone/GAB

14 Montage TBM
TBM assembly

5 Outlook

The start-up of the TBM, which is scheduled for June 2017, will mark the start of a new chapter in the excavation process. Due to the relatively short drive route and the advance rates that are to be expected, the contractor anticipates that it should be possible to celebrate the breakthrough in Effingen by the end of 2017. Once the interior construction has been performed and the railway equipment of the tunnel has been put in place, the commissioning is scheduled to coincide with the timetable change in 2020. The existing railway tunnel will subsequently be converted to a service and rescue tunnel and the final structure will then be completed, with all construction work expected to be concluded in 2022.

Literatur/References

- [1] Auflageprojekt SBB Neubau Bözbergtunnel, IG BB-N, 25.09.2015.
- [2] Kovari, K./Vogelhuber, M.: Empirical Basis for the Design of Tunnel Linings in Swelling Rock containing Anhydrite, 2014: Proceeding of the World Tunnel Congress 2014, Brazil.



Quelle/credit: IG BB-N

15 Arbeiten Bahnhofstrasse und Abteufen Voreinschnitt Effingen
Work on Bahnhofstrasse and sinking of the pre-cut at Effingen

Sebastian Böheim, Dipl. Bau-Ing. (FH), ILF Beratende Ingenieure AG, Zürich/CH
Flavio Chiaverio, Dipl. Ing. ETH, A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel/CH
Ueli Straumann, Dipl. Ing. ETH, Emch+Berger AG, Bern/CH

A2 Sanierungstunnel Belchen

Anspruchsvolle Geologie und daraus resultierende Anforderungen für das Projekt

Der Belchentunnel ist ein Kernstück der A2 auf der Nord-Süd-Achse. Er durchörtert den östlichen Ausläufer des Faltenjuras, welcher bekannt für quellfähige Gesteinsschichten sowie geotechnisch anspruchsvolle, zum Teil wasserführende Übergänge ist. Der neue Tunnel (STB) dient während der Sanierung der bestehenden Tunnelröhren aus den 60er Jahren einer durchgehenden Sicherstellung von zwei Fahrspuren je Richtung.

A2 Belchen Renovation Tunnel

Challenging Geology and the Resulting Project Requirements

The Belchen tunnel is a core part of the A2 in the north-south axis. It passes through the eastern foothills of the Fold Jura, which is known for its swelling rock layers and its geotechnically challenging and in some cases water-bearing transitions. The new Belchen tunnel (known as the STB) will ensure that two lanes are continuously available in each direction while the existing tunnels dating from the 1960s are being renovated.

1 Projektvorstellung

1.1 STB – BTB generell

Der Belchentunnel im Abschnitt der A2 weist ein Verkehrsaufkommen von ca. 55 000 Kfz pro Tag und einen Schwerverkehrsanteil von ca. 11 % auf. Die A2 entwickelte sich in den letzten Jahrzehnten zu einem der meistbefahrenen Autobahnabschnitte der Schweiz und ist dabei ein zentrales Element der Transitroute Deutschland–Italien (siehe Bild 1).

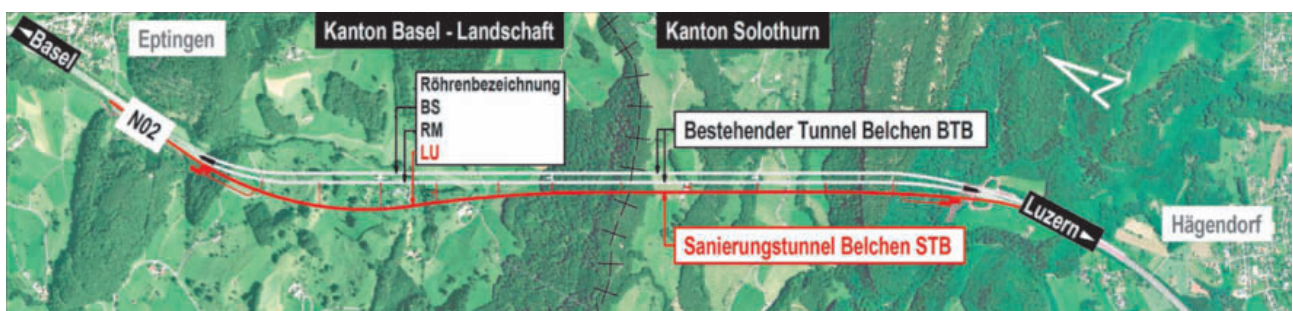
Der neue Sanierungstunnel (STB) quert das Juragebirge mit einer Länge von 3,2 km und verläuft im Süden parallel zur bestehenden Weströhre in einem Achsabstand von ca. 40 m (siehe Bild 2). Damit die geforderten Überdeckungen gewähr-

1 Project Concept

1.1 General Notes on the New Belchen Tunnel (STB) and the Existing Belchen Tunnel (BTB)

The Belchen tunnel located in the section of the A2 is used by around 55,000 vehicles per day, with approximately 11 % of this total comprising heavy goods traffic. Over the last few decades, the A2 has developed into one of the most-used motorway sections in Switzerland and is a central element of the Germany-Italy transit route (see Fig. 1).

The new renovation tunnel (STB) traverses the Jura Mountains along a stretch of 3.2 km and its south section runs parallel to the existing west tunnel at a centre distance



1 Gesamtsituation der A2 mit allen Belchentunnelröhren (rot: STB)
Overall situation of the A2 with all Belchen tunnels (red: STB)

Quelle/credit: Bundesamt für Strassen (ASTRA)/Federal Roads Office (FEDRO)

Galerie de réfection du Belchen sur l'A2

Géologie complexe et exigences résultantes pour le projet

D'une part, le Belchen divise les cantons de Bâle-Campagne et de Soleure. D'autre part, ce sommet comprend des tunnels de grande envergure depuis des décennies. Les tunnels existants de l'A2, avec sens de circulation séparés, ont été réalisés dans les années 60 et mis en circulation en 1970. Ces tunnels traversent les montagnes du Jura composées en partie de roches aptes à gonfler comme le keuper gypseux et l'argile à Opalinus. Dès la construction des tunnels existants, des premiers dommages sont survenus dans le keuper gypseux suite à des gonflements, lesquels dommages évoluent encore aujourd'hui. Un assainissement des tunnels existants est nécessaire. C'est pour réduire les difficultés de circulation associées sur cet axe très emprunté que la galerie de réfection Belchen est construite.

A2 – galleria di risanamento del Belchen

La situazione geologicamente impegnativa e le sfide da essa derivanti per il progetto

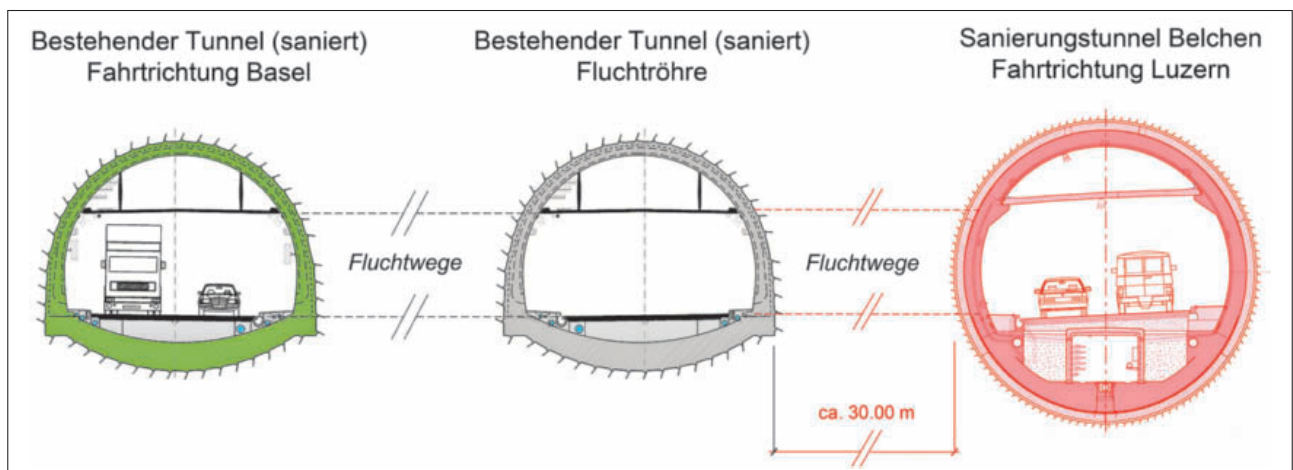
Il Belchen, che separa i cantoni di Basilea Campagna e Soletta, costituisce da decenni una montagna con delle costruzioni di gallerie ambiziose. Le gallerie della A2 esistenti, separate per senso di marcia, sono state costruite negli anni '60 e aperte al traffico nel 1970. Le gallerie attraversano il Massiccio del Giura con porzioni di rocce con capacità di rigonfiamento, come le formazioni di tipo Gipskeuper e l'argilla a Opalinus. Già al momento della costruzione del tunnel esistente, a causa dei rigonfiamenti, si sono verificati i primi danni nelle formazioni di tipo Gipskeuper, che continuano a svilupparsi ancora oggi. È necessario un risanamento della galleria esistente. Per limitare al minimo i disagi per la circolazione su questo asse viario ad alta percorrenza, verrà costruita la galleria di risanamento del Belchen (STB).

leistet sind, um möglichen Quellhebungen zu begegnen, weist der neue STB im nördlichen Abschnitt eine lange Kurve ($R = 1250\text{ m}$) mit einem daraus resultierenden vergrößerten Achsabstand von ca. 116 m zur bestehenden Weströhre auf (siehe Bild 1) und mündet mit einem Achsabstand von ca. 19 m am Nordportal wieder in die bestehende Vorzone ein.

Mit dem Abschluss der Arbeiten am STB wird der Verkehr entsprechend den Erfordernissen für weitere Sanierungsmassnahmen der bestehenden Tunnelröhren wahlweise durch zwei der drei Röhren geführt. Für periodisch auszuführende Arbeiten für den Unterhalt, allfällige Sanierungen oder im Ereignisfall ermöglicht dies eine Vielzahl von Kombinationen der Betriebszustände der drei Röhren. Die zeit-

of around 40 m (see Fig. 2). To ensure that the necessary covers are guaranteed in order to combat potential swelling-induced heave, the north section of the new STB features a long curve ($R = 1,250\text{ m}$) that results in an increased centre distance of around 116 m to the existing west tunnel (see Fig. 1). It joins back up with the existing approach zone at the north portal with a centre distance of around 19 m.

With the completion of the work on the STB, the traffic is optionally routed through two of the three tunnels in accordance with the requirements concerning additional renovation measures for the existing tunnels. This enables the operating states of the three tunnels to be combined



2 Normalprofilardarstellung STB mit BTB

Standard tunnel cross-section of the Belchen renovation tunnel (STB) with the existing Belchen tunnel (BTB)

Quelle/credit: IG STBelchen

gleiche Nutzung aller drei Röhren und eine damit verbundene Kapazitätserhöhung ist nicht vorgesehen.

Im Normalbetrieb fließt der Verkehr in Richtung Luzern durch den neuen STB (Röhre Chiasso) und Richtung Basel durch die bestehende Oströhre.

Der STB wird in maschineller Bauweise mittels einer Tunnelbohrmaschine mit Schild (TBM-S) aufgeföhren. Die spätere mittlere Röhre (Röhre Mitte) wird nach den Sanierungsarbeiten zu einer Flucht- und Rettungsröhre umfunktioniert. Dabei werden elf Querverbindungen (QV) mittels konventionellen Sprengvortriebs bzw. maschinenunterstützten Vortriebs in Spritzbetonbauweise mit Ortbetonverkleidung realisiert, fünf QV als begehbare und sechs QV als befahrbare Verbindungen. In den Drittelpunkten werden je unterirdische Zentralen mittels Spreng-/Teilschnittmaschinenvortrieb analog den QV aufgeföhren und über befahrbare Querverbindungen erschlossen.

Besonderes Gewicht wurde auf die architektonische Gestaltung und Eingliederung der beiden mehrstöckigen Betriebs- und Lüftungszentralen mit den Rauchauslasskaminen in den beiden Portalbereichen gelegt.

1.2 Geologie und Hydrogeologie

Der Belchentunnel erstreckt sich in der tektonischen Einheit des Faltenjuras (siehe Bild 3). Das Gebirge wird durch eng gescharte Falten und Überschiebungen aufgebaut und ist das Ergebnis einer späten Verkürzung in der alpinen Gebirgsbildung zwischen Europa und Afrika. Als allgemein akzeptiertes tektonisches Modell dient hierfür die Fernschubhypothese nach Buxtdorf (1916). Demnach wurden die mesozoischen Gesteine entlang einer grossen Überschiebung in den triassischen Evaporiten vom Grundgebirge abgeschert und im Vorland der Alpen in einem Falten- und Überschiebungsgürtel – dem Juragebirge – verkürzt.

In der Linienführung des Belchentunnels wird das Gebirge durch Sandsteine, Evaporite, Dolomite und Kalke der Trias sowie Kalke, Mergel und Tonsteine der Jurazeit aufgebaut. Während der mittleren Trias lagerten sich Evaporite, Dolomite und Kalke in einem seichten Meeresarm der alpinen Tethys (germanisches Becken) ab. Eine Regression in der späten Trias (Keuper) führte kontinentale Umweltbedingungen herbei. Die Tonsteine und Anhydrite des Gipskeupers zeigen diesen Übergang von einer marinen zu einem kontinentalen Ablagerungsraum. Eine erneute Zunahme der Meerestiefe während des Unterjuras ist in ihren Kalken und Mergeln, häufig reich an Ammoniten, abgebildet. Darüber liegen die Tonsteine des Opalinuston. Zusammen mit den Schichten des unteren Doggers und des Hauptrogensteins sind in diesen Sedimentabfolgen vorwiegend Tonsteine und Mergel aufgeschlossen. Die stratigrafische Abfolge des Belchens endet mit Mergeln und Kalken des Oberen Jura.

Die aufzuföhrende Strecke durchfährt mehrfach den oben beschriebenen generellen Aufbau im Jura. Dabei sind ca.

in a variety of ways in the course of periodic maintenance work, for the purpose of renovation work of any kind or in the event of an incident. There are no plans for all three tunnels to be used simultaneously, which would be associated with an increase in capacity.

In normal operation, the traffic heading towards Lucerne flows through the new STB (Chiasso tunnel) and the traffic in the direction of Basel passes through the existing east tunnel.

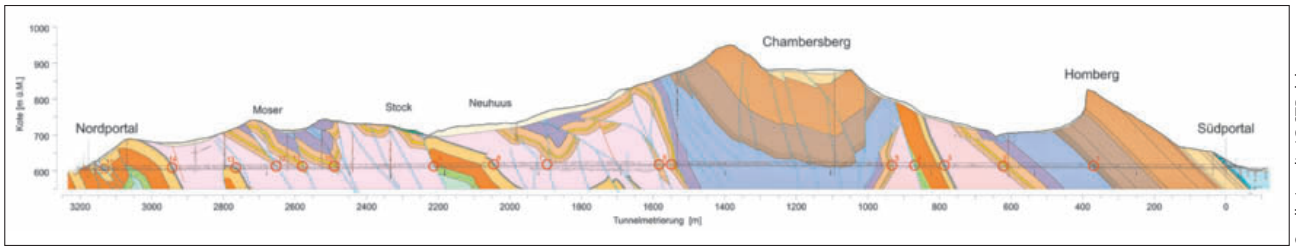
The STB is mechanically excavated using a shielded tunnel boring machine (TBM-S). Following the renovation work, the subsequent centre tunnel will be repurposed as an escape and rescue tunnel. This involves the creation of eleven cross passages by means of conventional drill and blast tunnelling as well as a machine-supported drive with a shotcrete construction featuring cast-in-situ concrete lining. Five of these cross passages will be suitable for pedestrians and six will be accessible to traffic. At each third of the way, excavation work will be performed for each of the underground control centres via the same drill and blast/roadheader tunnelling procedure used for the cross passages. Access will be ensured via cross passages that are suitable for road vehicles.

There was a particular emphasis on the architectural design and incorporation of the two multi-storey operation and ventilation control centres with the smoke outlet chimneys in both portal areas.

1.2 Geology and Hydrogeology

The Belchen tunnel extends into the tectonic unit of the Fold Jura (Fig. 3). The mountain range is made up of tightly compacted folds and thrust faults and is the result of a subsequent shortening in the Alpine mountain formation between Europe and Africa. The long-distance thrust hypothesis according to Buxtdorf (1916) is the generally accepted tectonic model in this regard. This states that the Mesozoic rock was sheared away from the bedrock along a large thrust fault in the Triassic evaporites and shortened into a belt of folds and thrust faults in the Alpine uplands – the belt being known as the Jura Mountains.

Along the route of the Belchen tunnel, the mountain range is made up of sandstones, evaporites, dolomites and limestones of the Triassic, along with limestones, marls and claystones of the Jurassic period. During the Middle Triassic, the evaporites, dolomites and limestones were deposited in a shallow estuary of the Alpine Tethys Ocean (Germanic Basin). A regression in the Late Triassic (Keuper) brought about continental environmental conditions. The claystones and anhydrites of the gypsum Keuper demonstrate this transition from a marine deposition environment to a continental one. A renewed increase in the depth of the water during the Early Jurassic is shown by the limestones and marls, which are often rich in ammonites. Above this are the claystones of



Quelle/credit: IG STBelchen

3 Geologischer Längsschnitt des STB

Geological longitudinal section of the STB

40 % der Streckenlänge im Kalkgestein (u. a. Hauptrogenstein, Liesbergschichten) und 20 % in quellhaftem Tongestein. Der Gipskeuper mit seinem stark quellfähigen Anhydrit erstreckt sich auf ca. 40 % der Tunnelgesamtlänge (BTB-Ost-röhre 1356 m, BTB-Weströhre 1308 m und STB 1296 m).

Speziell für den Belchen sind die vielfachen Wechsel der geologischen Abfolgen. Vor allem die Abfolgen zwischen Stauer und durchlässigem Gestein sind dabei als anspruchsvolle Übergänge zu beachten. Diese sind teils wasserführend, was auch die Baudokumentation der bestehenden Tunnelröhren sowie die in der bisherigen Betriebszeit festgestellten Wasserzutrittsbereiche dokumentieren. Wasserzutritte wurden für den Bau des STB mit bis zu 13 l/s sowie einem Druckniveau von bis zu 300 mWS prognostiziert.

1.3 Zustandsaufnahmen bestehende Tunnelröhren

Im Dezember 1970 wurde das Teilstück der A2 mit dem Belchentunnel dem Verkehr übergeben. Aufgrund der mit dem Bau bereits entstandenen Schäden (siehe Bild 4 oben) wurde seit der Eröffnung des Tunnels der Zustand beider Röhren periodisch erfasst. Bald stellte man eine sukzessive Zunahme der Schadstellen an Tunneltragelementen fest. Zu den bereits installierten Messungen wurden zusätzliche Messquerschnitte im Tunnel installiert, um die Entwicklung der Schäden verfolgen und deren Ursache besser verstehen zu können.

Die Auswertung der Schadensbilder und der laufenden Messungen zeigte deutlich, dass die fortschreitende Quelldruckentwicklung im Gipskeuper (Anhydrit) und Opalinuston zu einer zunehmenden Überlastung der Tunneltragelemente führt. Die Messungen zeigten weiter, dass es keine Hinweise auf eine Beruhigung der Quelldruckentwicklung gibt.

Mitte der 1990 Jahre wurden intensive Projekt- und Variantenstudien durchgeführt, um die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit langfristig sicherzustellen. In den Jahren 2000 bis 2003 wurden die grössten sichtbaren Schäden am Tunnelgewölbe sowie der Strassenbelag und der Bankettbereich saniert (siehe Bild 4 unten).

Die Gewährleistung einer langfristigen Verkehrssicherheit ist nur mit einer nachhaltig wirksamen Gesamterneuerung der Tragstruktur in den quellhaften Gesteinsstrecken gegeben. Eine solche Sanierung ist nur mit einer Totalsperrung

the Opalinus clay. Together with the layers of the Early Brown Jurassic and Hauptrogenstein, these sedimentary sequences primarily feature claystones and marls. The stratigraphical sequence of the Belchen ends with marls and limestones of the Late Jurassic.

The stretch that is to be driven repeatedly passes through the general structure of the Jura that is described above. Around 40 % of the stretch extends through limestone (including Hauptrogenstein and Liesberg layers) and 20 % through swelling claystone. The gypsum Keuper, which features anhydrite with a high swelling capacity, extends through around 40 % of the overall length of the tunnel (BTB east tunnel 1,356 m, BTB west tunnel 1,308 m and STB 1,296 m).

A special feature of the Belchen tunnel is the numerous changes in the geological sequences. The sequences changing between impermeable and permeable rock must be noted as particularly challenging transitions. Some of these are water-bearing, a fact that has also been documented in the construction documentation of the existing tunnels and the water infiltration areas determined in the operating period to date. Water inflows of up to 13 l/s and a pressure level of up to 300 mH₂O were forecast for the construction of the STB.

1.3 Status Assessment of the Existing Tunnels

In December 1970, the sub-section of the A2 featuring the Belchen tunnel was opened to traffic. As a result of the damage that occurred during the construction process (see Fig. 4 top), the state of both tunnels has been periodically assessed since the tunnel was opened. A gradual increase in the scale of the damage to the tunnel bearing elements was soon detected. In addition to the measurements that had already been installed, further measuring cross-sections were installed in the tunnel in order to track the course of the damage and to better understand its cause.

The assessment of the damage patterns and the ongoing measurements clearly showed that the swelling pressure continuously developing in the gypsum Keuper (anhydrite) and the Opalinus clay leads to an increasing overload of the tunnel bearing elements. The measurements also demonstrated that there are no signs of any easing in the development of the swelling pressure.



Quelle/credit: Aegerter & Bosshardt AG

4 Schadensbilder BTB

Damage patterns in the existing Belchen tunnel (BTB)

einer Röhre über mehrere Jahre möglich. Da dies aufgrund des hohen Verkehrsaufkommens nicht durchführbar ist, wurde entschieden, eine dritte Tunnelröhre zu erstellen, den Sanierungstunnel Belchen (STB).

1.4 Erfahrungen aus dem Bau der bestehenden Tunnelröhren

Schon während der Bauzeit war man mit der Problematik des Anhydritquellens im Gipskeuper konfrontiert. Infolge der Quelldrücke im Sohlbereich wurden Teile des bereits erstellten Sohlgewölbes angehoben und z.T. massiv beschädigt. Man entschloss sich darauf, ca. 1 km des bereits erstellten

In the mid-1990s, intensive project and variant studies were carried out in order to ensure structural safety and fitness for use in the long term. The largest visible areas of damage on the tunnel vault were renovated between 2000 and 2003, along with the road surface and the walkway area (see Fig. 4 bottom).

It is only possible to ensure long-term traffic safety by means of a complete replacement of the bearing structure that is performed in the swelling rock sections and has a lasting effect. A renovation of this kind is only possible with the total closure of a tunnel for several years. As the high level of traffic means that this is not feasible, it was decided to create a third tunnel – the Belchen renovation tunnel (known as the STB).

1.4 Experience Gained from the Construction of the Existing Tunnel Tubes

The problem relating to the anhydrite swelling in the gypsum Keuper arose as early as the construction process. Due to the swelling pressure in the area of the invert, parts of the invert vault that had already been created were raised and sustained significant damage in certain cases. It was decided to perform another excavation for around 1 km of the invert vault that had already been created and to replace this with a stronger vault featuring a smaller radius.

Both of the existing Belchen tunnels had originally been created in the 'German tunnelling method' using drill and blast tunnelling, featuring side headings created in advance. Various difficulties were encountered in the transition zones between the rock formations, requiring further sub-division of the excavation cross-section. More substantial water inflows were determined in certain locations in the side heading drives. In addition, a heavy steel lining was implemented in the transition areas and also in the Opalinus clay in certain cases.

1.5 Organisation and Project Participants

The STB project is supervised by the Zofingen branch of the Federal Roads Office (FEDRO). In addition to the usual roles involved in a project of this nature, such as external overall project management/senior construction management, operational and safety equipment designer, environmental construction management and expert committees, the commissions for the design and construction management of the actual tunnel construction work were issued to two engineering consortiums comprising the same individual companies – Emch+Berger AG, Aegerter & Bosshardt AG and ILF Beratende Ingenieure AG. The "Marti Belchen Joint Venture" (AMB) was the construction company commissioned with the implementation of the main tasks (structural works for the tunnel zone/approach zone and bridge construction).

1.6 Belchen Renovation Tunnel (STB) Project

1.6.1 Tunnel System

The two-lane STB runs to the west of the existing tunnels at around the same height. As with the existing tunnels, the

Sohlgewölbes wieder abzubrechen und durch ein stärkeres Gewölbe mit kleinerem Radius zu ersetzen.

Die beiden bestehenden Tunnelröhren des Belchentunnels wurden ursprünglich in der «Deutschen Bauweise» mit vorgängig erstellten seitlichen Ulmenstollen im Sprengvortrieb erstellt. In den Übergangszonen der Gesteinsformationen traten dabei diverse Schwierigkeiten auf, die eine weitere Unterteilung des Ausbruchquerschnitts erforderten. In den Ulmenstollenvortrieben wurden lokal grössere Wasserzutritte festgestellt. Auch ein schwerer Stahlausbau wurde in den Übergangsbereichen und teilweise im Opalinuston ausgeführt.

1.5 Organisation und Projektbeteiligte

Das Projekt des STB wird durch das Bundesamt für Strassen (ASTRA), Filiale Zofingen, betreut. Neben den für ein solches Projekt üblichen Stabstellen wie externe Gesamtprojektleitung/Oberbauleitung, Planer BSA, Umweltfachbauleitung, Expertengremien etc. sind für die Planung und die Bauleitung der eigentlichen Rohbauarbeiten zwei aus den gleichen Einzelunternehmen bestehende Ingenieurgesellschaften mit Emch+Berger AG, Aegerter & Bosshardt AG und ILF Beratende Ingenieure AG beauftragt worden. Als ausführende Firma wurde die «Arbeitsgemeinschaft Marti Belchen» (AMB) mit der Realisierung der Hauptarbeiten (Rohbau Tunnel-/Vorzone und Brückenbauarbeiten) beauftragt.

1.6 Projekt Sanierungstunnel (STB)

1.6.1 Tunnelsystem

Der zweispurige STB wird westlich der bestehenden Tunnelröhren in ungefähr gleicher Höhenlage geführt. Analog den bestehenden Tunnelröhren steigt der STB von Norden her mit 0,85 % bis zum Kulminationspunkt ungefähr in Tunnelmitte und fällt Richtung Südportal mit ca. 0,49 %. Die Trassierung basiert auf einer Ausbaugeschwindigkeit von 100 km/h. Das erforderliche Lichtraumprofil weist eine lichte Höhe von 4,50 m und eine Fahrbahnbreite für die beiden Spuren von 7,75 m auf.

Unter der Fahrbahn befindet sich ein durchgehender Werkleitungskanal, mit dem die einzelnen über die gesamte Tunnellänge verteilten Betriebs- und Sicherheitselemente erschlossen werden. Zugänge zum Werkleitungskanal für die Installation sowie den Betrieb und Unterhalt der Ausrüstung bestehen in den vier Betriebszentralen (zwei unter Tage und je eine an den Portalen). Die Reinigung und die Kontrolle der Bergwasserdrainage sowie die Ableitung erfolgen ebenfalls über Schächte in der Sohle des Werkleitungskanals.

Mit der Zwischendecke über dem Fahrraum wird im Firstbereich des Tunnelquerschnitts der Abluftkanal abgetrennt. Im Abstand von 100 m sind gesteuerte Abluftklappen eingebaut, die im Störfall ein konzentriertes Absaugen von Rauchgasen aus dem Fahrraum ermöglichen. Mit einem Portalabstand von ca. 90 m im Süden und ca. 200 m im Norden endet die Zwischendeckenkonstruktion und die Abluft wird

STB features an inclination of 0.85 % from the north to the culmination point located approximately in the centre of the tunnel and a 0.49 % downward gradient in the direction of the south portal. The route is based on a designed speed of 100 km/h. The unobstructed space profile that is required features a clear height of 4.50 m and a road width of 7.75 m for both lanes.

Beneath the road is a continuous service channel that is used to access the individual operating and safety elements distributed throughout the entire length of the tunnel. The service channel can be accessed for the purpose of installation, operation and maintenance of the equipment via the four operation control centres (two below ground and one at each of the portals). The cleaning, monitoring and discharge of the water drainage are also performed via shafts in the invert of the service channel.

The intermediate ceiling above the driving area is used to separate the exhaust duct in the ridge area of the tunnel cross-section. Controlled exhaust flaps are fitted at intervals of 100 m, enabling concentrated extraction of smoke gases from the driving area in the event of an incident. The intermediate ceiling construction ends with a portal clearance of around 90 m in the south section and around 200 m in the north, and the exhaust air is conveyed in the direction of the respective portal via the exhaust tunnels that run parallel to the tunnel. The actual extraction of the smoke gas is performed via the smoke gas outlet chimneys with the help of fans in the two portal control centres.

Combined SOS and hydrant niches are constructed every 150 m along the west walkway as an additional safety element. The supply to the hydrants takes place via a compressed-air line that is mounted in the service channel and is connected to an existing reservoir located above the north portal.

The STB is implemented in the separating system, with the process water – which normally consists of the meteoric water brought in by the vehicles – being collected via continuous slotted channels on one side and fed to the wastewater pipe every 50 m via siphon shafts.

1.6.2 Standard Tunnel Cross-Section – Resistance Principle

The crucial load case for measuring the supporting structure is a foreseeable swelling pressure from the gypsum Keuper. Working together with the client and a committee of experts, the resistance principle was specified as the lining concept. The supporting elements in this context are the segment lining ring, which acts as a permanent supporting element, and the inner vault itself (see Fig. 5).

The installation of the segment lining ring creates an initial ring closure, which makes it possible to counteract the developing swelling pressure with resistance at an early stage.

in parallel zur Tunnelröhre verlaufende Abluftstollen je Richtung Portal überführt. Die eigentliche Rauchgasabsaugung erfolgt mit Hilfe von Ventilatoren in den zwei Portalzentralen über die Rauchgasauslasskamine.

Als weiteres Sicherheitselement werden am westlichen Fahrbahnbankett alle 150 m kombinierte SOS- und Hydrantenischen gebaut. Die Versorgung der Hydranten erfolgt über eine im Werkleitungskanal angebrachte Druckwasserleitung, die an einem über dem Portal Nord liegenden bereits bestehenden Reservoir angeschlossen ist.

Der STB wird im Trennsystem realisiert, wobei das Betriebswasser, das im Regelfall aus dem durch die Fahrzeuge eingeschleppten Meteorwasser besteht, über einseitig durchgehende Schlitzrinnen gesammelt und alle 50 m über Siphonschächte der Schmutzwasserleitung zugeführt wird.

1.6.2 Normalprofil – Widerstandsprinzip

Der massgebende Belastungsfall für die Bemessung der Tragkonstruktion ist ein zu erwartender Quelldruck aus dem Gipskeuper. Als Ausbaukonzept wurde gemeinsam mit der Bauherrschaft und einem Expertengremium das Widerstandsprinzip festgelegt. Als Tragelemente wirken dabei der Tübbingring als dauerhaftes tragendes Element sowie das Innengewölbe selbst (siehe Bild 5).

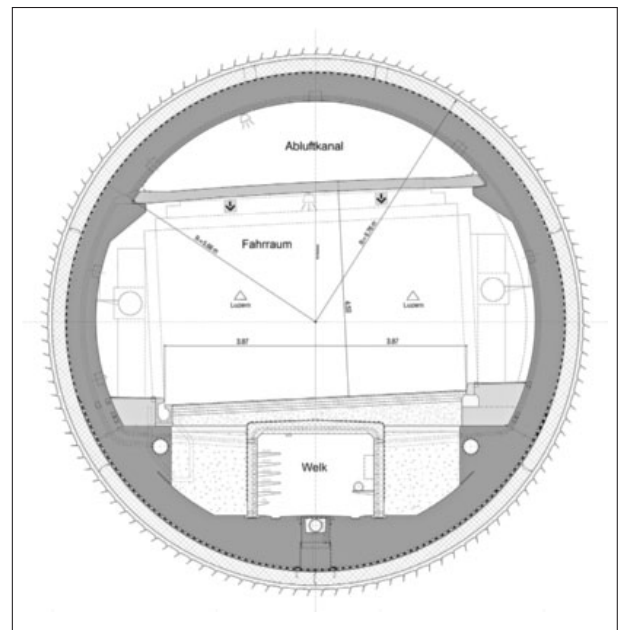
Mit dem Einbau des Tübbingrings erfolgt ein erster Ringschluss, womit dem sich entwickelnden Quelldruck frühzeitig ein Widerstand entgegengesetzt wird. Mit dem zweiten Ringschluss, dem Einbau des Innengewölbes spätestens vier Monate nach dem Ausbruch, wirkt der definitive Widerstand (Sandwich-Lösung) dem Quelldrücken entgegen.

1.6.3 Abdichtungs- und Entwässerungssystem

Der STB wird mit einer vollflächigen druckentlastenden Abdichtung, bestehend aus einer 3 mm starken PVC-Abdichtungsbahn in der Sohle und im Gewölbe, mit einer Schutzfolie im Sohlbereich sowie zusätzlich in Abschnitten mit Bewehrung im Gewölbe, ausgeführt (siehe Bild 5). Die Annexbauteile wie SOS-Nischen und Querverbindungen sind analog dem Haupttunnel abgedichtet. Die Abdichtung wird als kaschierte Folie in Bahnen aufgebracht. Schutzstreifen in Block- sowie längslaufender Sohlschalung sind zusätzlich vorgesehen.

Das Entwässerungssystem sieht ein druckentlastendes Abdichtungssystem mittels systematischer Entlastung alle 30 m in Tunnellängsrichtung vor. Über Druckentlastungsschächte wird das allfällig anfallende Bergwasser in die Bergwassersammelleitung eingeleitet. Der Tübbing selbst ist ohne Dichtprofile ausgebildet und lässt das Eindringen von Bergwasser in den Fugen zu.

Basierend auf den Erfahrungen aus den bestehenden Tunnelröhren konnte eine optimierte Anordnung des Entwässerungssystems bereits in der Planung berücksichtigt



Quelle/credit: IG STBelchen

5 Normalprofil STB

Standard cross-section of the Belchen renovation tunnel (STB)

Once the inner vault lining has been installed within four months of the excavation at the latest, the second ring closure is in place and the swelling pressure is counteracted by the definitive resistance (sandwich solution).

1.6.3 Waterproofing and Dewatering System

The STB is constructed with an all-round pressure-relieving waterproofing system consisting of a 3 mm thick PVC sealing membrane in the invert and in the vault, together with protective membrane in the area of the invert and in the sections that feature reinforcement in the vault (see Fig. 5). The annexe components, such as the SOS niches and cross passages, are sealed in the same way as the main tunnel. The waterproofing system is applied in strips of laminated membrane. Protective strips are also provided in the block lining and in the longitudinal invert lining.

The dewatering system features a pressure-relieving waterproofing system with systematic relief every 30 m in the longitudinal direction of the tunnel. Incoming water that is accumulated for whatever reason is directed into the water collection pipe via pressure relief shafts. The segment lining itself does not feature sealing profiles and allows water to enter through the joints.

On the basis of the experience gained with the existing tunnels, it was possible to account for an optimised arrangement of the dewatering system as early as the design stage. In addition, horizontal seepage slits are created in the invert immediately before and after the transition areas of the gypsum Keuper and the Opalinus clay located outside of the excavation profile. These prevent longitudinal flow on the outside of the segment lining and interrupt the flow channels along the tunnel via drains featuring a radial arrangement.

werden. Zusätzlich werden in der Sohle direkt vor und nach den Übergangsbereichen des Gipskeupers bzw. Opalinuston ausserhalb des Ausbruchprofils liegende Sickerschlitzte erstellt. Diese verhindern eine Längsläufigkeit auf der Aussenseite des Tübbings und unterbrechen über radial angeordnete Drainagen die Fliesswege entlang des Tunnels. Die Schächte reichen bis ca. 2 m unter die Tübbingsohle und sind mit schwimmergesteuerten Pumpen ausgerüstet.

1.7 Termine und Baukosten

Der Baubeginn für den STB war im Herbst 2014. Die Übergabe des Tunnels an den Verkehr ist für 2022 vorgesehen. Das Projekt ist in folgende Hauptphasen unterteilt: In den Jahren 2014 und 2015 erfolgten Vor-massnahmen sowie Installations- und Trasseebauarbeiten, die eigentlichen Tunnelhauptarbeiten starteten im Februar 2016 und dauern bis voraussichtlich 2019, der Durchschlag ist Mitte 2017 geplant. Im Zeitraum 2019 bis 2022 erfolgen die Rohbauarbeiten sowie die Ausbauarbeiten und die Montage der Betriebs- und Sicherheitsausrüstung (BSA). Für 2022 ist die Inbetriebnahme des Sanierungstunnels vorgesehen. Anschliessend können die Sanierungsarbeiten der bestehenden alten Röhren beginnen. Der Gesamtkredit für das Projekt beläuft sich auf ca. 500 Millionen Franken, wobei ca. die Hälfte auf die eigentlichen Rohbauarbeiten entfällt. Per Ende 2016 befindet sich das Projekt im vorgesehenen Zeit- und Kostenplan.

2 Bautechnische Aspekte und Herausforderungen

2.1 Vortriebskonzept – vergleichende Ausschreibung

Bereits in einer frühen Planungsphase für den STB erfolgte eine technische Beurteilung der möglichen Vortriebsmethoden. In der Beurteilung kamen die Projektverfasser zum Schluss, dass sowohl ein TBM-Vortrieb mit einer Schildmaschine als auch ein schonender Sprengvortrieb machbar sind. Eine Risikoanalyse der Vortriebsmethoden zeigte, dass aber für einen TBM-Vortrieb wie auch für einen Sprengvortrieb zusätzliche Massnahmen zur Risikoverminderung zu ergreifen sind. Für einen TBM-S-Vortrieb umfassen diese Massnahmen insbesondere Vorgaben zur Bewältigung der insgesamt 15 prognostizierten Übergangs- bzw. Störzonen.

Für den konventionellen Sprengvortrieb umfassten diese Massnahmen unter anderem eine Unterteilung des Querschnitts in Kalotte, Strosse und Sohle, einen kurzfristigen Ringschluss innerhalb eines Monats bzw. bei Störzonen innerhalb von 50 m, die Vorgabe des Ausbruchverfahrens für die Sohle mittels TSM und damit verbunden die vorgängige Erstellung eines Pilotstollens (TBM) zu Lüftungs- und Erkundungszwecken bzw. zur vorgängigen Realisierung von Bauhilfsmassnahmen.

In der Folge wurde festgelegt, dass die beiden folgenden Vortriebsmethoden in zwei gleichwertigen Ausschreibungen submittiert werden:

The shafts extend up to around 2 m below the segment lining invert and are fitted with float-controlled pumps.

1.7 Schedule and Construction Costs

Construction of the STB commenced in autumn 2014. The tunnel is set to be opened to traffic in 2022. The project is divided into the following key phases: preliminary measures, installation work and route construction took place in 2014 and 2015, the actual main work in the tunnel started in February 2016 and is scheduled to last until 2019, and the breakthrough is planned for mid-2017. The tunnel construction work, the lining work and the installation of the operational and safety equipment will take place between 2019 and 2022. The commissioning of the renovation tunnel is scheduled for 2022, after which the renovation work in the existing old tunnels can begin. The total funding for the project comes to around 500 million Swiss francs, with the actual tunnel construction work accounting for half of this amount. As of the end of 2016, the project remains on schedule and on budget.

2 Construction-Related Aspects and Challenges

2.1 Drive Concept – Comparative Tender

The potential drive methods were subject to a technical assessment at an early stage while designing the STB. In this assessment, the project authors came to the conclusion that a TBM drive with a shield machine and careful drill and blast tunnelling are both feasible options. However, a risk analysis of the drive methods demonstrated that additional risk prevention measures are required in both cases, not only for a TBM drive but also for drill and blast tunnelling. For a TBM-S drive, these measures particularly include specifications for managing the 15 forecast transition and fault zones.

In the context of conventional drill and blast tunnelling, these measures included sub-dividing the cross-section into the top heading, bench and invert, deploying a temporary ring seal lining within a month or within 50 m in the case of fault zones, specifying the excavation procedure for the invert using a roadheader and the related process of creating a pilot tunnel (TBM) in advance for the purpose of ventilation, identification and preliminary implementation of auxiliary construction methods.

It was subsequently decided that both of the following drive methods were to be submitted in two equivalent tenders:

- TBM-S drive with measures
- Conventional drill and blast tunnelling with measures

The providers were given the option of submitting a tender for both of these methods or for only one of the two.

Contractor variants could be handed in only if a tender was also submitted for one of the official solutions. The tender documentation clearly defined the additional drive methods that were permitted as contractor variants.

- TBM-S-Vortrieb mit Massnahmen
- konventioneller Sprengvortrieb (SPV) mit Massnahmen

Den Anbietern wurde freigestellt, ob sie nur für eine dieser beiden oder für beide Methoden ein Angebot einreichen wollen.

Die Eingabe einer Unternehmervariante bedingte ein Angebot von mindestens einer der beiden Amtslösungen. In den Ausschreibungsunterlagen wurde klar definiert, welche zusätzlichen Vortriebsmethoden als Unternehmervarianten zulässig sind.

Insgesamt wurden neun Angebote eingereicht. Eine Arbeitsgemeinschaft bot beide Amtslösungen an, drei Arbeitsgemeinschaften boten nur die Amtslösung mit einer TBM an und eine Arbeitsgemeinschaft bot nur die Amtslösung mit einem konventionellen SPV an. Die restlichen drei Angebote basierten auf Unternehmervarianten.

2.2 Beherrschung der Übergangszonen

2.2.1 Ausgangslage

Das geologische Profil des STB ist geprägt durch eine Vielzahl von geologischen Formationswechseln, wie sie im Faltenjura üblich sind. Diese Übergänge präsentieren sich oft als tektonisierte Zonen mit gebrächem Felsmaterial. Häufig, gerade bei steilstehenden Schichtstrukturen, sind in diesen Zonen auch Wasserzuflüsse vorhanden. Bei TBM-Vortrieben in ähnlichen geologischen Verhältnissen wie z. B. beim Vortrieb des Adlertunnels waren solche Zonen schwierig zu durchdringen. Auch beim Bau der bestehenden Tunnelröhren wurden in den Übergangsbereichen die schwersten Sicherungsklassen und Bauhilfsmassnahmen dokumentiert. Lokale Ausbrüche aus der Brust infolge mangelnder Bruststabilität sowie Überbrüche des gebrächen Materials, vielfach in Kombination mit Wasser, können zu Vortriebsstillständen von Tagen bis Wochen führen. In Kenntnis solcher Gefährdungsbilder wurden entsprechende Anforderungen an die Ausrüstung der TBM-S selbst sowie an den Vortrieb gestellt.

2.2.2 Bauhilfsmassnahmen

Die nachfolgend aufgeführten wesentlichen Bauhilfsmassnahmen sind im Projekt, neben den allgemein bekannten und üblichen maschinentechnischen Anforderungen an die TBM-S (z. B. Bohrkopfauslegung), berücksichtigt worden: systematische Möglichkeit der Vorauserkundung mittels Bohrungen mit oder ohne Kerngewinnung durch den Bohrkopf (trocken und nass); Möglichkeit zur Anordnung von GFK-Ankern in der Ortsbrust wie auch über dem Schild direkt im Ansatzbereich oberhalb des Bohrkopfes als Spiessschirm (siehe Bild 6); Möglichkeit des Erstellens eines Rohrschirms über dem Schild in den Vortriebsbereich durch Öffnungen im Schildmantel.

Im Weiteren wurden auch organisatorische Massnahmen zur Überwindung der Übergangszonen als ununterbrochener Vortrieb vorgegeben. Die Übergangsbereiche zwischen komplett standfesten Gesteinsschichten wurden mit einer

Nine tenders were received in total. One consortium offered both official solutions, three consortiums offered only the official solution with a TBM and one consortium offered only the official solution featuring conventional drill and blast tunnelling. The other three tenders were all based on contractor variants.

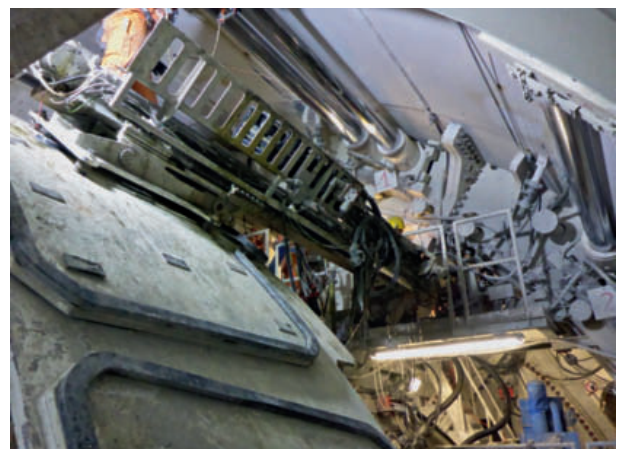
2.2 Mastering the Transition Zones

2.2.1 Initial Situation

The geological profile of the STB is characterised by a number of geological formation changes, as is typical of the Fold Jura. These transitions often take the form of tectonically fractured zones with brittle rock material. These zones often also feature water inflow, particularly in the case of steeply sloping layered structures. Such zones have proven difficult to excavate through in the course of TBM drives performed in similar geological conditions, such as the drive of the Adler tunnel. In addition, the most serious supporting classes and auxiliary construction measures were documented in the transition areas during the construction of the existing tunnels. Local excavations from the face due to insufficient stability of the face and incidents involving the break-up of the brittle material, frequently in combination with water, may bring the drive work to a standstill for days or weeks at a time. Based on the knowledge of hazard patterns such as these, corresponding requirements were specified for the equipment of the TBM-S itself and for the drive.

2.2.2 Auxiliary Construction Measures

The key auxiliary construction measures listed below have been taken into account in the project in addition to the generally familiar and typical mechanical engineering requirements relating to the TBM-S (such as the design of the cutterhead): the systematic option of preliminary identification by means of boreholes with or without core recovery by the cutterhead (dry and wet), the option of arranging GFRP rock bolts in the face and via the shield directly in the attachment area above the cutterhead as a spile canopy (Fig. 6),



Quelle/credit: IG BL-STB

6 Bohrarbeiten Bauhilfsmassnahme GFK-Anker vom 8. Juli 2016 ab Erektor

Boring as part of the auxiliary construction measure involving GFRP rock bolts on 8 July 2016 from the erector

Längenausdehnung inkl. entsprechender Prognoseunsicherheit vorgegeben.

2.2.3 Lessons learned – NPK 267 „Bauhilfsmassnahmen“

Im Zuge der Detailprojekt- und Ausschreibungsbearbeitung wurde grosses Gewicht auf die Beherrschung der Übergangsbereiche gelegt. Die daraus resultierenden Massnahmen wurden in der Ausschreibung definiert. Bedingt durch die grosse Anzahl der Übergänge wurden die «Bauhilfsmassnahmen» (NPK 267) sowohl im Vorausmass als auch in den Sollbauzeitentabellen beschrieben und definiert. Die Kalkulation, der Offertvergleich und die spätere Ausführungsumsetzung sind von allen Parteien unterschiedlich beurteilt worden. Dies spiegelte sich auch in den Angebotssummen der Anbieter wieder. Die mit dem Projekt verbundene Kopplung des TBM-Vortriebs und der 4-Monats-Vorgabe für die Verkleidung stellt dabei einen besonders komplexen Sachverhalt dar.

Der bisherige Einsatz der technischen Vorausmassnahmen vor dem Auffahren der prognostizierten Übergangszonen hat sich bewährt. Alle Übergänge wurden vorauserkundet und in ihrer Ausdehnung und Charakterisierung für weitere Massnahmen festgelegt. Zudem konnten auch Störzonen ohne technische Massnahmen mit kleineren Schwierigkeiten, aber ohne Vortriebsstillstände durchfahren werden. Die organisatorischen Massnahmen haben sich ebenfalls bewährt. Die Drainagewirkung der bestehenden zwei Tunnelröhren auf den Bergwasserhaushalt zeigte sich positiver als erwartet. Es wurden weniger Wasserstellen und mit geringerer Ergiebigkeit angefahren – wobei der Wasserhaushalt infolge der zuvor beschriebenen Geologie und Hydrologie auch stark und direkt von den äusseren Witterungsverhältnissen abhängig ist.

2.3 Ringschlussvorgabe Verkleidung

Es gibt bzw. gab zum Planungszeitpunkt keine anerkannte und gesicherte Erkenntnis, die es erlaubt, den zeitlichen Verlauf der Quelldruckentwicklung herzuleiten. Basierend auf Erfahrungswerten aus bereits ausgeführten Vortrieben wie Belchentunnel, Adlertunnel Tunnel du Mont-Terri und Chienbergtunnel wurde festgelegt, dass innerhalb von nur vier Monaten der kraftschlüssige Ringschluss der Innenverkleidung im Gipskeuper und Opalinuston zu erstellen ist.

Für den ersten Ringschluss wurde ebenfalls vorgegeben, dass die Ausbruchsicherung im konventionellen Vortrieb im geschlossenen Kreisprofil bereits einen Monat nach Ausbruch eingebaut sein muss. Dies erfordert ein getaktetes Vorgehen und stellt bezüglich Bauablauf, Logistik und Arbeitssicherheit komplexe Anforderungen. In Störzonen musste es zusätzlich möglich sein, lokal einen Ringschluss bereits nach 50 m zu erreichen. Bei einem TBM-S-Vortrieb kann diese Anforderung mit einer entsprechenden Ring-spalthinterfüllung des Tübbingrings systembedingt eingehalten werden.

and the option of using the shield to create a pipe roofing umbrella in the drive area via openings in the shield skin.

Organisational measures were subsequently specified for overcoming the transition zones in an interrupted drive. The transition areas between fully stable rock layers were specified with a longitudinal expansion featuring the corresponding forecast uncertainty.

2.2.3 Lessons Learned – ‘Auxiliary Construction Measures’ (NPK 267)

In the course of processing both the project requiring a detailed design and the tender, considerable emphasis was placed on mastering the transition areas. The resulting measures were defined in the tender. Due to the large number of transitions, the ‘auxiliary construction measures’ (NPK 267) were described and defined in the preliminary estimates and in the target construction time tables. The calculation, the comparison of the tender offers and the subsequent implementation of the construction were assessed differently by all parties. This was also reflected in the totals for the tenders as specified by the providers. The combination of the TBM drive associated with the project and the four month stipulation for the lining are particularly complex matters in this regard.

To date, the deployment of the technical preliminary measures prior to the excavation of the forecast transition zones has proven a reliable method. All transitions were identified in advance and defined in terms of their extent and characteristics for the purpose of further measures. It was also possible to pass through fault zones without technical measures, experiencing minor difficulties but never bringing excavation to a standstill. The organisational measures have also proven their worth. The drainage effect that the two existing tunnels had on the water balance was more positive than expected. Fewer water holes were struck and the yield itself was lower – however, the geology and hydrology as described above mean that external weather conditions have a significant and direct influence on the water balance.

2.3 Ring Closure Specification for the Lining

There are, or were during the design period, no recognised and verified findings that make it possible to work out the development of the swelling pressure over time. On the basis of empirical values from previous drives such as the Belchen tunnel, Adler tunnel, Tunnel du Mont-Terri and the Chienberg tunnel, it was determined that the force-locking ring closure of the inner lining is to be created in the gypsum Keuper and Opalinus clay within only four months.

In the case of the first ring closure, it was also specified that the excavation support needed to be installed in a conventional drive in the closed circular profile within a month of excavation being performed. This requires a clocked procedure and poses complex challenges in terms of the



Quelle/credit: IG BL-5TB

7 Blick in den Bauabschnitt des Innengewölbes der AMB
View into the construction section of the inner vault of the AMB

Die Erfahrung bei der sich in Ausführung befindenden TBM-S-Vortriebsmethode zeigt, dass schwergewichtig die erforderliche Logistik aller parallel laufenden Einzelbaustellen (siehe Bild 7) zur Sicherstellung der Ringschlussvorgabe grosse Ansprüche stellt und von der ausführenden ARGE innovative Lösungen verlangt. Bis dato kann hier das von der ARGE gewählte Vorgehen trotz den anspruchsvollen Anforderungen als sehr positiv beurteilt werden.

2.4 Ausbaukonzept Verkleidung mit Bewehrung

Um im Widerstandsprinzip die erwarteten Quelldrücke aufnehmen zu können, ist auf der Strecke des maximal anzusetzenden Quelldrucks im Gipskeuper (ca. 1,5 km des Tunnels) das Innengewölbe (Sohlgewölbe und Kalottengewölbe) bewehrt auszuführen. Der Bewehrungsgehalt beträgt rund 230 kg/m^3 (siehe Bild 7).

Die Bewehrung in Ringrichtung (ausser und innen) besteht aus Eisen $\varnothing 26 \text{ mm}$ alle 15 cm. Die hohe Druckbelastung verlangt eine durchgehende Verbügelung der Ringbewehrung.

Das Sohlgewölbe wird auch in Längsrichtung durchgehend bewehrt. Das Gewölbe hingegen wird in 10-m-Etappenlängen gefügt. Auf den restlichen Strecken (ohne Quelldruckbelastung) ist das Innengewölbe, bis auf den Bereich der Konsole für das Zwischendeckenaufleger, unbewehrt.

Die Bewehrungskörbe für die Verkleidung wurden in einer Fabrikationshalle des Unternehmers segmentweise vorkonfektioniert. Das Sohlgewölbe besteht aus drei Segmenten und das Gewölbe aus vier Korbsegmenten. Der Standardkorb weist eine Breite von 2,10 m auf. Jeweils am Blockende ist ein schmales Element vorgesehen, welches auch den Einbau der Schutzrohre für die Kabelrundschläge aufnimmt. Total sind somit 35 vorgefertigte Körbe für einen 10 m langen bewehrten Gewölbeblock erforderlich.

Die Bewehrungskörbe des Kalottengewölbes werden mit einem speziellen Verlegewagen (siehe Bild 7) montiert. Sobald die Körbe miteinander verbunden sind, ist die Bewehrung selbsttragend und es braucht keine zusätzlichen Befestigungen.

construction workflow, logistics and occupational safety. In fault zones, it must also be possible to reach a local ring closure after as little as 50 m. In the case of a TBM-S drive, the corresponding backfilling of the segment lining ring ensures that this requirement can be met, depending on the system.

The experience gathered with regard to the TBM-S drive method found in the construction shows that it is predominantly the logistics required for all individual sites running in parallel (see Fig. 7) to ensure compliance with the ring closure specification that represents a significant challenge and requires the constructing consortium to deploy innovative solutions. Despite the challenging requirements, the procedure selected by the consortium has been very positive thus far.

2.4 Lining Concept: Lining with Reinforcement

In order to absorb the expected swelling pressures in the resistance principle, the inner vault (invert and top heading vault) must have a reinforced design in the stretch that features the maximum swelling pressure to be applied to the gypsum Keuper (around 1.5 km of the tunnel). The reinforcement content amounts to around 230 kg/m^3 (see Fig. 7).

The reinforcement in the direction of the ring (outside and inside circumference) is made of iron ($\varnothing 26 \text{ mm}$) and is deployed every 15 cm. The high pressure load demands a continuous hooping of the ring reinforcement.

The invert is also reinforced throughout in the longitudinal direction. In contrast, the vault is grouted in stages with a length of 10 m. The inner vault is not reinforced along the other stretches (without swelling pressure load), except for the area of the recess for the intermediate ceiling abutment.

The reinforcement cages for the lining were pre-assembled in a segment-by-segment process at a production hall owned by the contractor. The invert consists of three cage segments and the vault comprises four cage segments. The standard cage has a width of 2.10 m. A small element is provided at each end of the block; this also accommodates the installation of the conduits for the cable radials. A total of 35 prefabricated cages are therefore required for a 10 m long reinforced vault block.

The reinforcement cages of the top heading vault are mounted with a special placing carriage (see Fig. 7). Once the cages have been connected to one another, the reinforcement is self-supporting and does not require any additional mountings.

Thanks to the high level of prefabrication, it is possible to guarantee compliance with the installation cycle required for the four month regulation. In this regard, the transport to the construction site, the storage and the intermediate

Dank dem hohen Vorfertigungsgrad kann der Einbautakt zur Sicherstellung der 4-Monats-Regelung gewährleistet werden. Dabei stellen der Transport zur Baustelle, die Lagerung sowie der Zwischentransport zur Einbaustelle der vorgefertigten Korbbögen ein weiteres Bindeglied im Gesamtlauf dar.

3 Stand der Arbeiten

Bis zum Jahreswechsel 2016/17 wurden ca. 60% der Vortriebsstrecke mit der TBM aufgefahren. Die Arbeiten der Verkleidung bis und mit Fertigstellung der provisorischen Fahrsohle auf Niveau Werkleitungskanal folgen der TBM und stehen bei ca. 52% für die Sohle, ca. 25% für das Gewölbe und ca. 10% für die Zwischendecke. Die Arbeiten für die Abluftstollen Nord und Süd, die Brücke Süd sowie ein grosser Teil der Trasseebauarbeiten sind abgeschlossen. Die zu erstellenden Querverbindungen wurden im Zuge der zeitkritischen Verkleidungsarbeiten nur angeschlagen. Der eigentliche Ausbruch und der Betonbau erfolgen erst ab Mitte erstes Quartal 2017. Die Arbeiten für die obertägigen Zentralen wurden Ende 2016 gestartet und weisen aktuell einen Fertigstellungsstand von ca. 20% auf. Die Arbeiten erfolgen nach Plan. Gegenüber dem Werkvertragsprogramm liegt ein ca. halbjähriger Vorsprung vor, bedingt durch den früheren Baubeginn im gleichen Umfang.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die beauftragte Vortriebsmethode der TBM-S sowie die im Rahmen der Ausführung von der ARGE umgesetzten Vorgaben der 4-Monats-Regelung haben sich für den Bau des STB bewährt. Die intensiven Arbeiten in den Verkleidungsbaustellen sind sehr anspruchsvoll und bedingen von allen Beteiligten innovative Ansätze, einen frühen und hohen Planvorlaufstand sowie von ARGE und Bauleitung eine weit vorgezogene AVOR der Innenausbauarbeiten. Die Bauherrschaft hat im Rahmen der Ausschreibung hierfür eine zusätzliche Vergütungsregelung der AVOR umgesetzt, dank deren alle Beteiligten bereits früh gezwungen waren, sich in die Aufgabenstellung (Vortrieb und Ausbau) einzubringen.

Die Arbeiten des Vortriebs und des Ausbaus sind auf Kurs und werden Ende 2017 für den Haupttunnel abgeschlossen.

transport to the installation site of the prefabricated cage arches represent an additional link in the overall process.

3 Current State of Work

Around 60% of the drive had been excavated with the TBM by the turn of the year 2017. The lining work up to and including the completion of the temporary driving invert at the level of the service channel follows the TBM and is currently at around 52% for the invert, around 25% for the vault and around 10% for the intermediate ceiling. The work on the north and south exhaust tunnels, the south bridge and a large proportion of the route construction have already been completed. In the course of the time-critical lining work, the cross passages that are to be created only had their foundations laid. The actual excavation and concrete construction will only be performed from the middle of the first quarter of 2017. Work was started on the above-ground control centres at the end of 2016 and is currently around 20% complete. The work is being performed according to plan. It is proceeding approximately half a year ahead of the construction schedule specified in the contract, since construction was started this far in advance.

4 Summary and Outlook

The commissioned drive method of the TBM-S and the specifications for the four month regulation that were implemented by the consortium in the course of the construction have proven themselves for the building of the STB. The intensive work at the lining sites is very demanding and requires innovative approaches from all those involved, makes it necessary to be considerably ahead of the design schedule from an early stage, and demands that work planning for the inner lining activities be decided a long time in advance by the consortium and construction management. Within the scope of the tender, the client implemented an additional remuneration regulation in relation to the work planning for this purpose. As a result, all those involved were required to participate in the task (drive and construction) at an early stage.

The drive and construction work is on course and will be completed by the end of 2017 for the main tunnel.

Nikos Lavdas, MSc ETH Bau-Ing., IG PV Alvra, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

Pascal Zwicker, MSc ETH Bau-Ing., IG PV Alvra, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

Alex Schneider, Dr. sc. techn., Dipl. Bauing. ETH/SIA., IG PV Alvra, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

Wolfgang Orth, Dr.-Ing., Dr.-Ing. Orth GmbH, Karlsruhe/DE

Neubau Albulatunnel II

Eis zähmt schwimmendes Gebirge in der Raibler Rauwacke

Ein Schlammeinbruch im schwimmenden Gebirge und ein Vortriebstillstand von 15 Monaten: Dies, wie beim Bau des bestehenden Meterspur-Eisenbahntunnels vor 117 Jahren dokumentiert, soll beim Neubau des Albulatunnels II in der Raibler Rauwacke nicht vorkommen. Dazu wird für den Vortrieb in der geologisch schwierigen Zone aus siltigem Feinsand unter hohem Wasserdruck ein Gefrierkörper erstellt.

Construction of New Albula Tunnel II

Ice Helps Tame Running Ground in Raibler-Rauwacke

An inrush of mud in the running ground causing excavation to come to a standstill for 15 months: this incident was documented during the construction of the existing metre gauge railway tunnel 117 years ago, and must not be repeated while the new Albula Tunnel II is being constructed in the Raibler-Rauwacke. A freezing mass will therefore be created for the drive in this geologically challenging zone, which is composed of silty fine sand and exposed to high hydraulic pressure.

1 Einleitung

Der 5864 m lange Albulatunnel I liegt im Kanton Graubünden und verbindet die nördlichen Täler Graubündens mit dem Engadin (Bild 1). Er ist seit 1903 als eingleisiger Meter-spur-Eisenbahntunnel in Betrieb und gehört seit 2008 als Bestandteil der Rhätischen Bahn (RhB) in der Landschaft Albula/Bernina zum UNESCO-Weltkulturerbe.

Die Zustandserfassung des Tunnels im Jahr 2006 zeigte erheblichen Sanierungsbedarf sowie einen Nachholbedarf bezüglich Sicherheit. Im Jahr 2010 wurde im Rahmen des Vorprojekts entschieden, neben dem bestehenden Tunnel einen neuen Tunnel, den Albulatunnel II, zu erstellen.

Mit dem Bau von zwölf Querverbindungen, in Abständen von 425–460 m angeordnet, ergibt sich die Nutzung des bestehenden Albulatunnels I nach dessen Umrüstung als Sicherheitstunnel.

Mit Ausnahme der Portalbereiche befindet sich der Albulatunnel II im Fels mit Überlagerung von bis zu 1000 m. Ab dem Nordportal Preda steht Allgäuschiefer, auf der Südseite (Spinas) eine lange Strecke im Albulagranit an (Bild 2). Zwischen diesen beiden Felsstrecken liegt die geotechnisch anspruchsvolle Raibler Rauwacke, eine ca. 110 m mächtige geologische Zone aus Zellendolomit (Bild 2, gelb markiert).

1 Introduction

The 5,864 m long Albula Tunnel I is located in the canton of Grisons and connects the northern valleys of Grisons to the Engadin (Fig. 1). It has been in operation since 1903 as a single-track metre gauge railway tunnel and was made a UNESCO World Heritage Site in 2008 as part of the Rhaetian Railway (RhB) in the Albula/Bernina countryside.

The assessment of the condition of the tunnel in 2006 demonstrated a significant need for renovation as well as a need to bring the level of safety up to current standards. In 2010, it was decided in the course of the preliminary project to create a new tunnel – the Albula Tunnel II – alongside the existing tunnel.

The construction of twelve cross passages arranged at intervals of 425–460 m makes it possible to use the existing Albula Tunnel I as a safety tunnel following its modification.

With the exception of the portal areas, Albula Tunnel II is located in rock with an overburden of up to 1,000 m. Allgäu shale is present after the north portal at Preda, with the south side (Spinas) featuring a long stretch of Albula granite (Fig. 2). Located between these two stretches of rock is the geological zone of Raibler-Rauwacke as a cellular dolomite, which is around 110 m thick and geotechnically demanding (Fig. 2, highlighted yellow).

Construction du nouveau tunnel Albulatunnel II

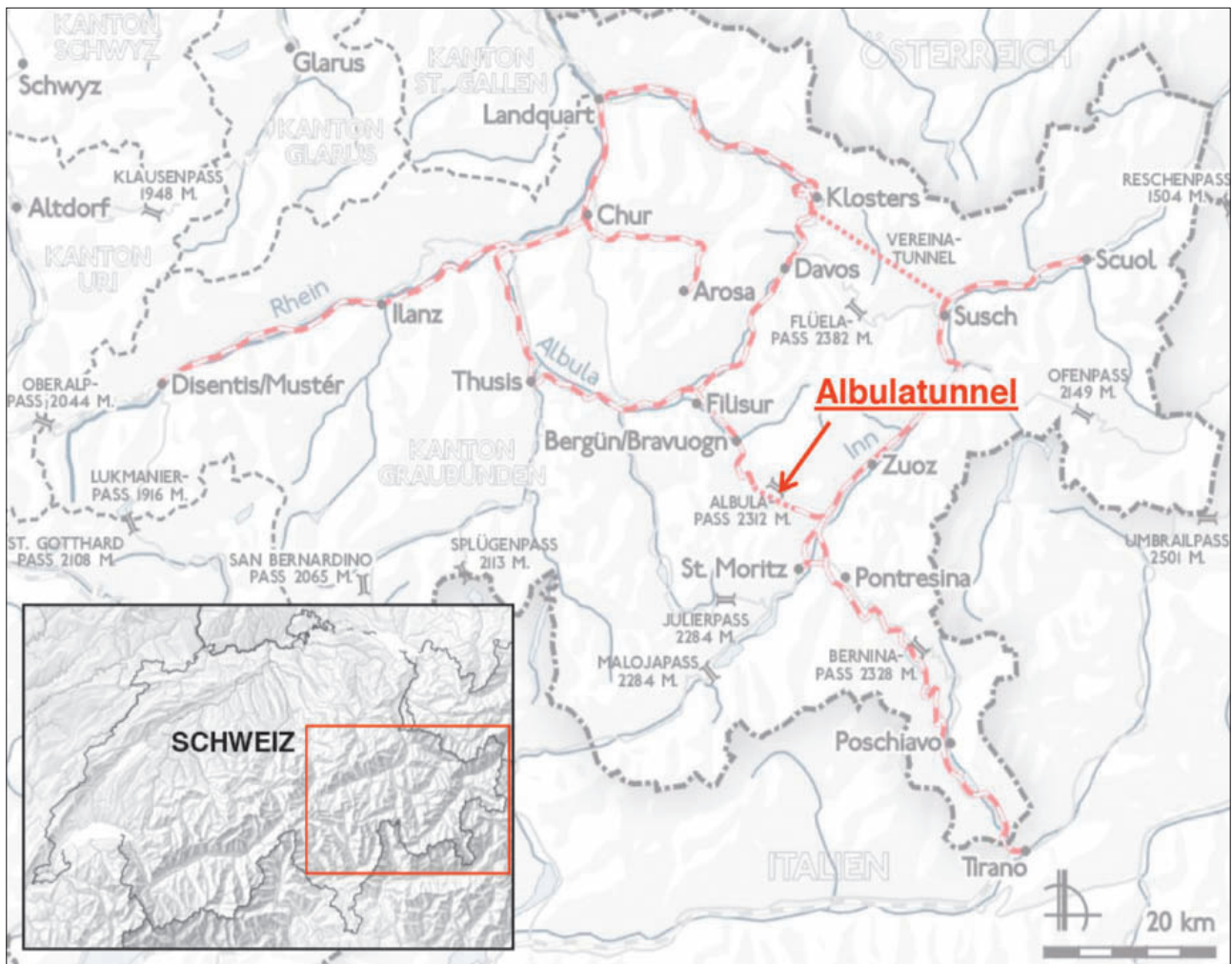
La montagne flottante domptée par la glace dans la Raibler Rauwacke

Le percement de ce tunnel d'environ 6 km de long traverse une section de 110 m de long composée de dolomite cellulaire de type karstique (Raibler Rauwacke), dont 20 m dans une zone de failles, avec un matériau mylonitisé soumis à une pression hydraulique d'environ 5 bar. Le creusement se fait sous protection d'un sol congelé de 2,5 m d'épaisseur réalisé en amont et occupant la totalité du profil d'excavation. Avec un recouvrement de 150 m, l'effet statique du sol congelé est limité dans le temps en raison du fluage, d'où la nécessité de mettre rapidement en place une structure de sécurisation hautement renforcée. Les opérations de creusement font appel à des machines.

Costruzione della galleria dell'Albulatunnel II

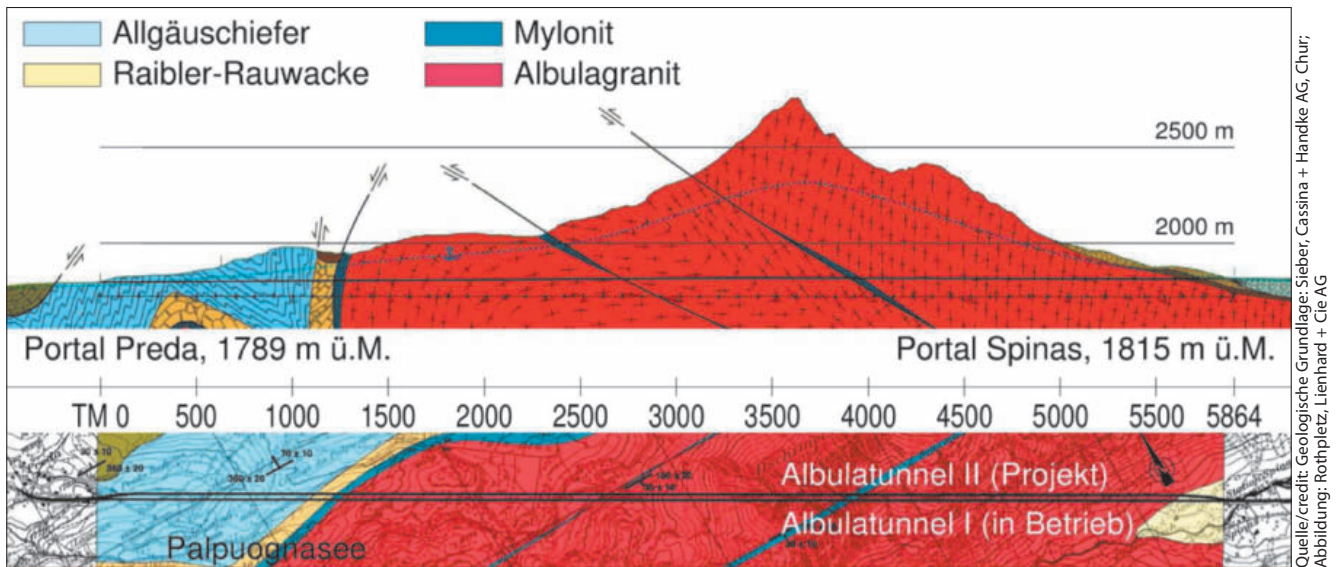
Il ghiaccio doma la montagna abbondante d'acqua nella dolomia cariata di Raibler-Rauwacke

Nell'avanzamento della galleria lunga circa 6 km è stata attraversata una sezione lunga 110 m di dolomia cariata di tipo carsico. 20 m di questa costituiscono una zona di perturbazione composta da materiale frammentato con granulometria fine sotto una pressione idraulica di circa 5 bar. L'avanzamento avviene sotto la protezione di un corpo congelato realizzato con anticipo immediato e comprendente l'intero profilo di scavo con uno spessore di 2,5 m. L'effetto statico del corpo congelato – in presenza di una copertura di 150 m – è limitato temporalmente dallo strisciamento; viene pertanto installata una protezione dello scavo fortemente armata. L'avanzamento avviene con il supporto delle macchine.



Quelle/credit: Kartengrundlagen/Map basis: www.schweizerzeitlas.ch; www.wikipedia.org

1 Die geographische Lage des Albulatunnels
The geographic location of the Albulatunnel



Quelle/credit: Geologische Grundlage: Sieber, Cassina + Handke AG, Chur; Abbildung: Rothpletz, Lienhard + Cie AG

2 Geologisches Längensprofil (oben) und Horizontalschnitt (unten)
Geological longitudinal profile (top) and horizontal section (bottom)

Aus der Sicht des Tunnelbaus und der Geotechnik stellt die Durchörterung der Raibler Rauwacke, insbesondere des ca. 20 m langen südlichsten Abschnittes des Zellendolomits, der beim Bau des ersten Tunnels bereits zu grossen Schwierigkeiten führte, die zentrale Herausforderung dar. Nachfolgend werden dazu der Baugrund sowie die Überlegungen zum Vortriebskonzept und zur Realisierung detailliert beschrieben.

In terms of tunnel construction and geotechnics, the process of piercing the Raibler-Rauwacke represents the main challenge – particularly the southernmost section of the cellular dolomite, which has a length of around 20 m and caused significant difficulties during the construction of the first tunnel. The building ground and the considerations for the drive concept and for the implementation of the work will be described in detail below.

Der Albulatunnel II befindet sich aktuell in der Realisierung (Vortrieb). Zum Zeitpunkt des Erstellens des Manuskriptes ist der Vortrieb im kritischen südlichsten Abschnitt der Raibler Rauwacke bereits erfolgreich abgeschlossen.

Albula Tunnel II is currently at the implementation stage (drive). At the time that the manuscript was created, the drive in the critical southernmost section of the Raibler-Rauwacke had already been concluded successfully.

2 Geologie

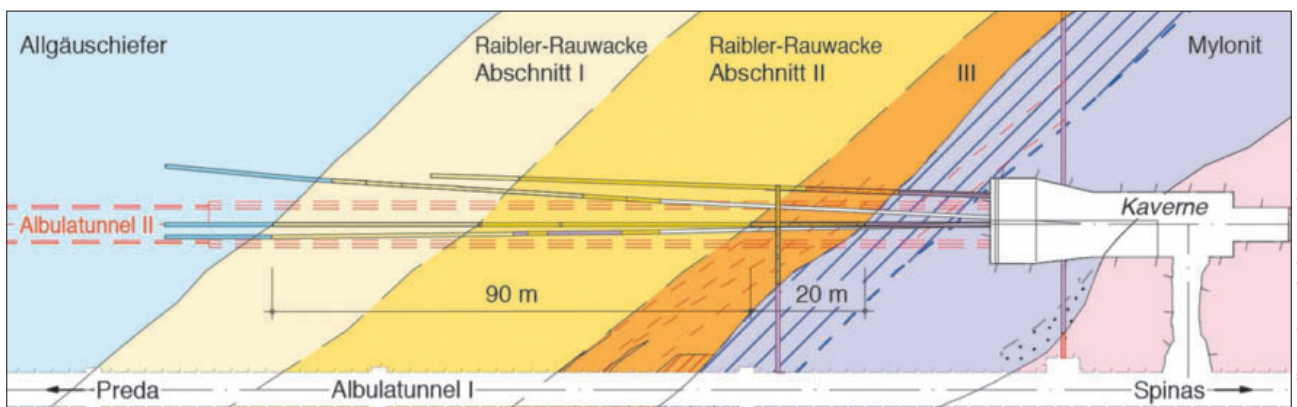
2 Geology

2.1 Raibler Rauwacke

2.1 Raibler-Rauwacke

Der Zellendolomit entstand aus der Auswaschung von wasserlöslichem Gips und Anhydrit aus Dolomit- bzw. Kalkbrekzien, wodurch sich eine poröse Struktur und karstartige

The cellular dolomite was created by the leaching of water-soluble gypsum and anhydrite from dolomite and limestone breccia, which led to the development of a porous structure



Quelle/credit: Rothpletz, Lienhard + Cie AG

3 Geologische Unterteilung der Raibler Rauwacke aufgrund der Erkundungsbohrungen
Geological sub-division of the Raibler-Rauwacke on the basis of the probe drillings

Hohlräume entlang der im Fels bestehenden Trennflächen entwickelten. Gemäss Prognose können die Hohlräume mit Wasser und/oder mit Feinmaterial gefüllt vorliegen.

Die Überlagerung beträgt hier etwa 150 m. Der ungestörte Bergwasserspiegel vor dem Bau des Albulatunnels I lag etwa 130 m über dem Tunnel-Niveau, wurde jedoch mit der drainierenden Wirkung der Tunnelröhre langfristig auf ca. 50 m über dem Tunnel abgesenkt.

Für die vertiefte Erkundung wurden in Nachtbetriebspausen aus dem bestehenden Albulatunnel I bei ca. Tm 1300 ab Preda eine der zukünftigen Querverbindungen sowie eine Kaverne ausgebrochen. Aus der Kaverne wurden im Jahr 2013 zwei 160 m lange, nahezu horizontale Erkundungs-Kernbohrungen ausgeführt. Die Auswertung der Bohrkerns und der Bohrdaten hat gezeigt, dass die Strecke in drei geologische Abschnitte unterteilt werden kann (Bild 3):

- die beiden nördlichen Abschnitte I und II, bestehend aus festem Zellendolomit mit kleineren karstartigen Hohlräumen;
- den südlichsten Abschnitt III, eine Störzone mit feinkörnig zerbrochenem Material.

2.2 Raibler Rauwacke, Abschnitt III

Der Abschnitt III wird als eine 20 m mächtige Störzone interpretiert, die wahrscheinlich durch Scherprozesse zwischen dem weichen, porösen Zellendolomit und den harten kristallinen Gesteinen im Süden entstanden ist. In dieser Zone konnten im Zuge der Erkundungsbohrungen keine festen Kerne gezogen werden, das gewonnene Bohrgut wurde als siltiger Feinsand klassiert. Der Feinanteil liegt mit maximal 40% sehr hoch und das Material ist wenig durchlässig ($k = 2,0$ bis $5,0 \times 10^{-7}$ m/s).

Allerdings wurden Tracer-Versuche ausgeführt, bei denen Farbstoff in die Erkundungsbohrungen aus der Kaverne geimpft und dessen Austreten in die Entwässerung des Albulatunnels I dokumentiert wurde. Die Resultate liessen auf sehr grosse Strömungsgeschwindigkeiten von $v > 10$ m/h schliessen, was auf lokal durchlässige Bereiche innerhalb der gesamten Raibler Rauwacke hindeutete.

Die aus der Erkundung und den Laborversuchen hervorgehende Vorstellung über Anordnung und Material der Störzone konnte mit den Beschreibungen der Bauakten vom grossen Schlammereinbruch im Jahr 1901 während des Baus des Albulatunnels I in Einklang gebracht werden.

3 Baukonzept

3.1 Prämisse

Mit Blick auf den Bergwasserhaushalt legte der Bauherr als projektspezifische Prämisse fest, den Wasserspiegel langfristig nicht weiter zu verändern. Damit sollen die Oberflächengewässer, die Quellen und somit auch die Landschaft des Albulatals geschont bleiben. Während

and karstic cavities along the division surfaces in the rock. It is predicted that the cavities may be filled with water and/or fine material.

The overlap in this area is around 150 m. The undisturbed groundwater level prior to the construction of Albula Tunnel I was around 130 m above the level of the tunnel, but the draining effect of the tunnels lowered this to around 50 m above the tunnel over the long term.

For the purpose of more in-depth investigations, the breaks during night-time operation were used to excavate one of the future cross passages and a cavern from the existing Albula Tunnel I at around Tm 1,300 downstream of Preda. In 2013, two almost horizontal probe core drillings each measuring 160 m were created from the cavern. The evaluation of the drill cores and the drill data showed that the stretch can be sub-divided into three geological sections (Fig. 3):

- the two northern sections I and II, consisting of solid cellular dolomite with small karstic cavities;
- the southernmost section III, a fault zone with fine-grained broken material.

2.2 Raibler-Rauwacke, Section III

Section III is interpreted as a 20 m thick fault zone that was probably created by shearing processes between the soft, porous cellular dolomite and the hard, crystalline rocks in the south section. It was not possible to extract any solid cores in this zone during the probe drilling process; the retrieved drill cuttings were classed as silty fine sand. At a maximum of 40%, the fine proportion is very high and the material features low permeability ($k = 2.0$ to 5.0×10^{-7} m/s).

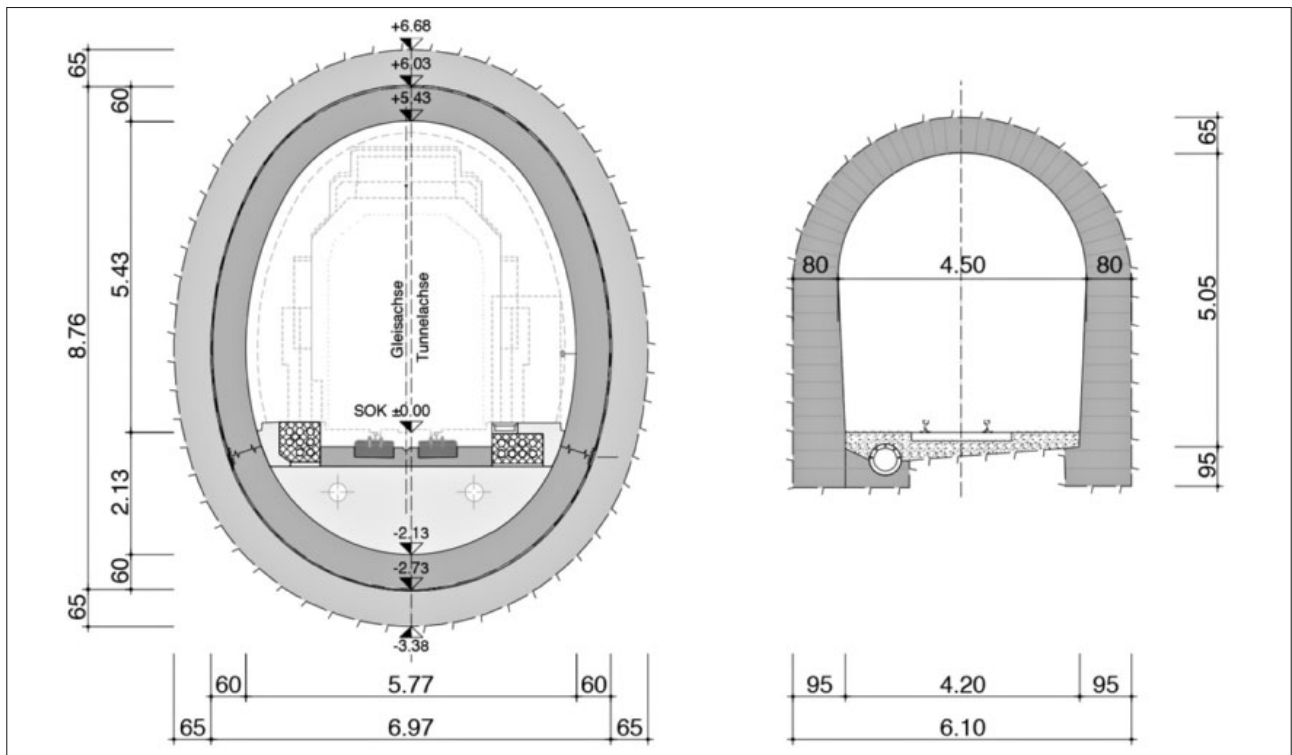
However, tracer tests were performed by injecting dye into the probe drillings from the cavern and documenting its discharge in the dewatering of Albula Tunnel I. The results made it possible to identify very high flow speeds of $v > 10$ m/h, which indicated the presence of locally permeable areas within the Raibler-Rauwacke as a whole.

The impression of the arrangement and material of the fault zone resulting from the probe and the laboratory tests was squared with the descriptions of the major inrush of mud in 1901 during the construction of Albula Tunnel I as provided in the construction documentation.

3 Construction Concept

3.1 Premise

With a view to the groundwater balance, the client and the project author made it a project-specific premise not to make any further long-term modifications to the water level. This was done with the intention of ensuring that the surface waters, the sources and therefore also the countryside in the Albula valley remain protected. During the construction phase, a minimal impact on the groundwater balance is



Quelle/credit: Rothpletz, Lienhard + Cie AG

4 Normalprofile der Raibler Rauwacke bei Albulatunnel II (links, mit Vollabdichtung und Ringschluss) und Albulatunnel I (rechts, drainierend)
Standard cross-sections of the Raibler-Rauwacke in Albula Tunnel II (left, with full seal and ring closure) and Albula Tunnel I (right, draining)

des Bauzustandes gilt eine Beeinflussung des Grundwasserhaushaltes in minimalem Mass als zulässig, wenn dies mit verhältnismässigem Aufwand nicht verhindert werden kann.

3.2 Normalprofil

Das Normalprofil des Albulatunnels I besteht aus einem 65–95 cm dicken Mauerwerkgewölbe im Hufeisenprofil (Bild 4, rechts). Durch die offene Sohle findet die Drainage des anstehenden Gebirges statt, welche zur oben erwähnten Absenkung des ursprünglichen Grundwasserspiegels geführt hat.

Der Tunnelausbau im neuen Tunnel erfolgt im Bereich der Raibler Rauwacke zweischalig und mit Ringschluss (Bild 4, links). Zwischen der Ausbruchsicherung und der Innenschale wird eine druckhaltende Abdichtung eingebaut. Beide Schalen weisen einen hohen Bewehrungsgehalt und eine Dicke von 60–65 cm auf.

3.3 Massnahmenkonzept Dichtkörper

Neben den Anforderungen an einen sicheren Vortrieb in der Störzone ist die oben genannte Prämisse zu beachten, mit dem Tunnelbau den Gebirgswasserspiegel nicht weiter abzusenken. Konzeptionell wird deshalb der Vortrieb im Schutz eines «Dichtkörpers» ausgeführt. Mit diesem soll einerseits die Durchlässigkeit des umliegenden Gebirges, insbesondere von potenziellen durchlässigen Kanälen, verringert und andererseits – wo erforderlich – dessen Festigkeit erhöht werden (Bild 5).

permitted in the event that this cannot be prevented with a proportionate amount of effort.

3.2 Standard Tunnel Cross-Section

The standard cross-section of Albula Tunnel I consists of a 65–95 cm thick masonry vault featuring a horse-shoe profile (Fig. 4, right). The drainage of the prevailing ground takes place via the open invert, which is what led to the lowering of the original groundwater level as stated above.

In the area of the Raibler-Rauwacke, the tunnel lining in the new tunnel features two lining layers and a segment ring closure (Fig. 4, left). A pressure-retaining seal is installed between the excavation support and the inner lining. Both lining layers feature a high reinforcement content and are 60–65 cm thick.

3.3 Concept of Measures for Sealing Body

In addition to the requirements relating to a safe drive process in the fault zone, the above premise requiring that the groundwater level not be further lowered by the tunnel construction must also be observed. The drive is therefore designed to be protected by a 'sealing body'. This is intended to reduce the permeability of the surrounding ground, particularly in terms of potential permeable channels, and to increase the stability of this ground where necessary (Fig. 5).

Two concepts for the sealing body were specifically taken into account. The first of these was the variant of an injection body with drainage holes (Fig. 6a), which is intended to

Zwei Konzepte für den Dichtkörper wurden konkret betrachtet. Zum Ersten die Variante eines Injektionskörpers mit Drainagebohrungen (Bild 6a), womit einerseits die Scherfestigkeit erhöht und die Durchlässigkeit durch das Verfüllen der Poren reduziert werden sollen. Die Drainagebohrungen innerhalb des Injektionskörpers dienen andererseits dem Abbau der Strömungskräfte im Dichtkörper.

Zum Zweiten wurde die Lösung eines Gefrierkörpers untersucht, wobei mit dem Vereisen des Bodens eine vollständige Abdichtung und eine Verfestigung des Materials erreicht werden sollen (Bild 6b).

Nachdem aus Injektionsversuchen im Labor die Erkenntnis hervorgegangen war, dass aufgrund des hohen Siltanteils mittels Injektionen kein ausreichender Dichtkörper erstellt werden kann, wurde als Bestlösung eine Vereisung des Baugrundes, kombiniert mit Zementinjektionen, geplant und realisiert.

3.4 Konzept Gefrierkörper und Realisierung

Statische Berechnungen haben gezeigt, dass zur Aufnahme des Gebirgsdrucks und des Wasserdrucks die Dicke des

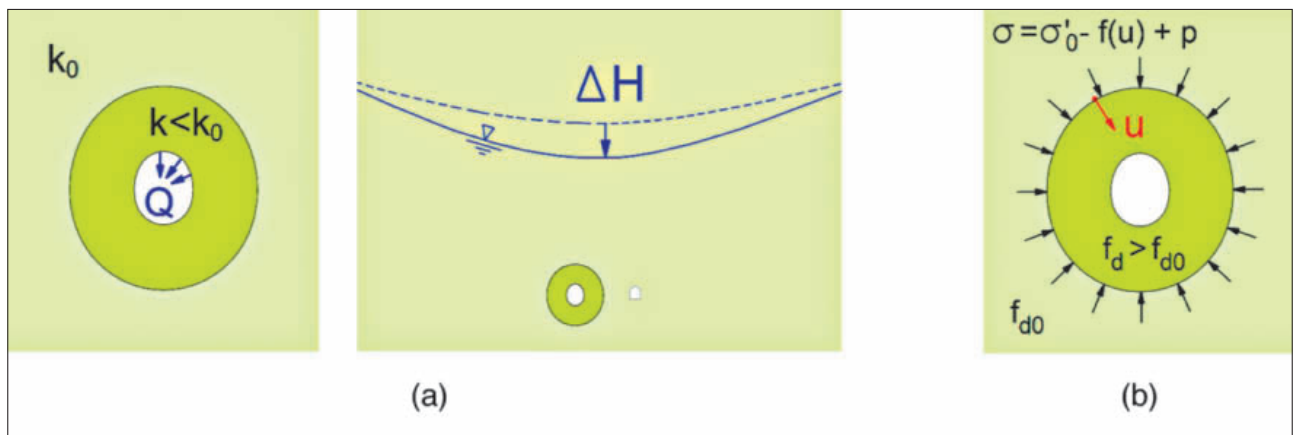
increase the shear resistance and reduce permeability by filling the pores. The drainage holes within the injection body also serve to reduce the flow forces in the sealing body.

The second concept was the solution of a freeze body, with the intention being to freeze the ground to ensure complete sealing and to solidify the material (Fig. 6b).

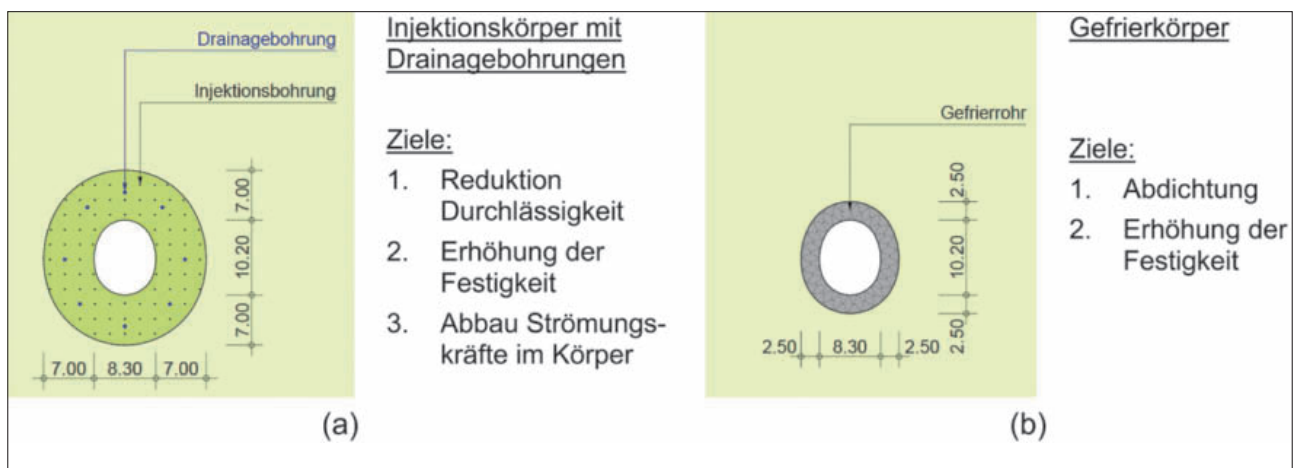
Once the injection tests in the laboratory established that the high proportion of silt makes it impossible to create a sufficient sealing body by means of injections, the freezing of the building ground – combined with cement injections – was planned and implemented as the best solution.

3.4 Concept and Implementation of the Freeze Body

Static calculations have demonstrated that the freeze body must be at least 2.50 m thick outside of the excavation profile in order for it to absorb the ground pressure and the hydraulic pressure. For the purpose of a safe drive in section III and to ensure a sufficient level of engagement in the neighbouring section II, it is necessary to implement/drill freeze holes with a length of nearly 60 m (Fig. 7).



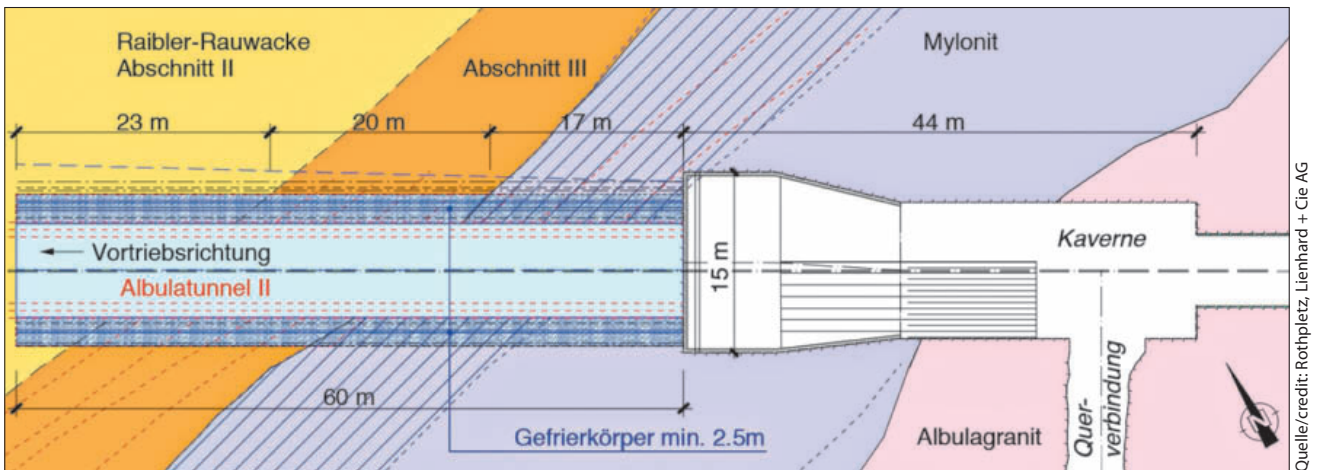
5 Ziele des Dichtkörpers: Reduktion der Durchlässigkeit (a) und Erhöhung der Festigkeit (b)
 Aims of the sealing mass: reduction of permeability (a) and increase in stability (b)



6 Konzept Injektionskörper (a) und Gefrierkörper (b)
 Concept of injection mass (a) and freeze body (b)

Quelle/credit: Rothpletz, Lienhard + Cie AG

Quelle/credit: Rothpletz, Lienhard + Cie AG



Quelle/credit: Rothpletz, Lienhard + Cie AG

7 Situation mit Darstellung des Gefrierkonzepts aus der Kaverne
 Situation with depiction of the freezing concept from the cavern

Gefrierkörpers ausserhalb des Ausbruchrandes mindestens 2,50 m betragen muss. Für den sicheren Vortrieb im Abschnitt III und zur Sicherstellung einer ausreichenden Einbindung im benachbarten Abschnitt II sind Gefrierbohrungen mit einer Länge von knapp 60 m notwendig (Bild 7).

Konzeptionell gefriert das Gebirge zunächst rund um die Rohre, bevor sich der Gefrierkörper mit der Zeit rundum sowie in den Bereich des auszubrechenden Profils hinein ausdehnt. Die Schliesszeit hängt unter anderem von den thermischen und hydraulischen Eigenschaften, der initialen Wassertemperatur und der Durchlässigkeit des Baugrunds ab. Zudem ist die Schliesszeit stark vom Abstand der Gefrierrohre resp. der Genauigkeit der Gefrierbohrungen abhängig (Bohrtechnik, siehe Ziff. 5.3). Massnahmen zur Verkürzung der Schliesszeit des Eiskörpers sind in Ziff. 5.1 beschrieben.

Zusammen mit den Zusatzmassnahmen zur Verkürzung der Schliesszeit sowie den Überwachungsmassnahmen werden 122 Bohrungen aus der Kaverne heraus erstellt. Zuvor wird die Kaverne nach Massgabe der geometrischen Anordnung aller Bohrungen sowie zur Unterbringung der Installationen der Gefrieranlage entsprechend vergrössert.

Infolge des geschlossenen Raumes ist zur Einhaltung der Arbeitssicherheit nur ein Gefrieren mit Sole zulässig. Die Gefrieranlage ist in der Kaverne angeordnet und besteht aus drei Gefrieraggregaten (Kühlleistung 3x 140 kW; elektrische Leistung 400 kW), den Gefrierbohrungen, einem Kühlkreislauf (Soletank, Solepumpe, Vorlauf- und Rücklaufleitungen), dem Kühlmittel (Sole = Calciumchlorid-Lösung, $T_{\text{Min}} = -35^{\circ}\text{C}$) sowie Mess- und Überwachungsgeräten.

Nach der sog. Aufgefrierphase von drei Monaten wird der Vortrieb im Schutze des Gefrierkörpers von der Kaverne aus ausgeführt. Bedingt durch die Statik des Gefrierkörpers ist der rasche Einbau der Spritzbetonschale unmittelbar nach jedem Abschlag erforderlich, um unzulässige Kriechverformungen des gefrorenen Bodens zu vermeiden (siehe

In concept, the ground around the pipe freezes first before the freeze body expands all round over time and into the area of the profile that is to be excavated. The closing time depends on aspects such as the thermal and hydraulic properties, the initial water temperature and the permeability of the building ground. In addition, the closing time is highly dependent on the clearance of the freezing pipes and the precision of the freezing holes (drilling technique, see section 5.3). Measures for shortening the closing time of the freeze body are described in section 5.1.

Together with the monitoring measures and the additional measures for shortening the closing time, 122 holes are drilled from the cavern outwards. Prior to this, the cavern will be suitably expanded in accordance with the geometrical arrangement of all holes and in order to enable the accommodation of the installations of the freeze plant.

Given the nature of the enclosed space, freezing is only permitted using brine so as to ensure occupational safety. The freezing plant is arranged in the cavern and comprises three freezing units (cooling output 3x 140 kW; electrical output 400 kW), the freeze holes, a cooling circuit (brine tank, brine pump, flow and return lines), the coolant (brine/calcium chloride solution, $T_{\text{min}} = -35^{\circ}\text{C}$), measuring and monitoring devices.

Following the three-month 'freezing-up' phase, the drive is performed outwards from the cavern with the protection of the freeze body. The statics of the freeze body makes it necessary to quickly install the shotcrete lining immediately after every round in order to prevent impermissible creep deformations in the frozen ground (see section 5.2). It is not necessary to take any measures to further stabilise the frozen face. The fully sealed inner lining must be created along the entire length of section III prior to the definitive thawing-out of the freezing mass.

Ziff. 5.2). Massnahmen zur zusätzlichen Stabilisierung der gefrorenen Ortsbrust sind nicht notwendig. Vor dem definitiven Auftauen des Gefrierkörpers ist die vollabgedichtete Innenschale über die ganze Länge des Abschnitts III zu erstellen.

4 Technische Herausforderungen

4.1 «Schliessen» des Gefrierkörpers: Beschleunigungsmassnahmen

Die thermohydraulischen Berechnungen gemäss [3] zeigen, dass auch mit der tiefen Gebirgswassertemperatur von ca. 6°C ein Schliessen des Gefrierkörpers ab einer Fließgeschwindigkeit von ca. $v > 3$ m/Tag kritisch ist. Die Schliesszeit des Gefrierkörpers wächst mit der Fließgeschwindigkeit exponentiell bzw. die maximal abführbare Kälteenergie reicht nicht, um ein Schliessen zu erreichen.

Besondere Beachtung wird deshalb den aufgrund der Tracer-Versuche vermuteten örtlich durchlässigeren Gebirgsbereichen mit hoher Strömungsgeschwindigkeit geschenkt. Unter der Annahme, dass solche Bereiche einen geringeren Feinkornanteil aufweisen und damit injizierbar sind, wird das Gebirge zur Reduktion der Durchlässigkeit und der Strömung vor dem Aufgefrieren systematisch mit Zementsuspension injiziert.

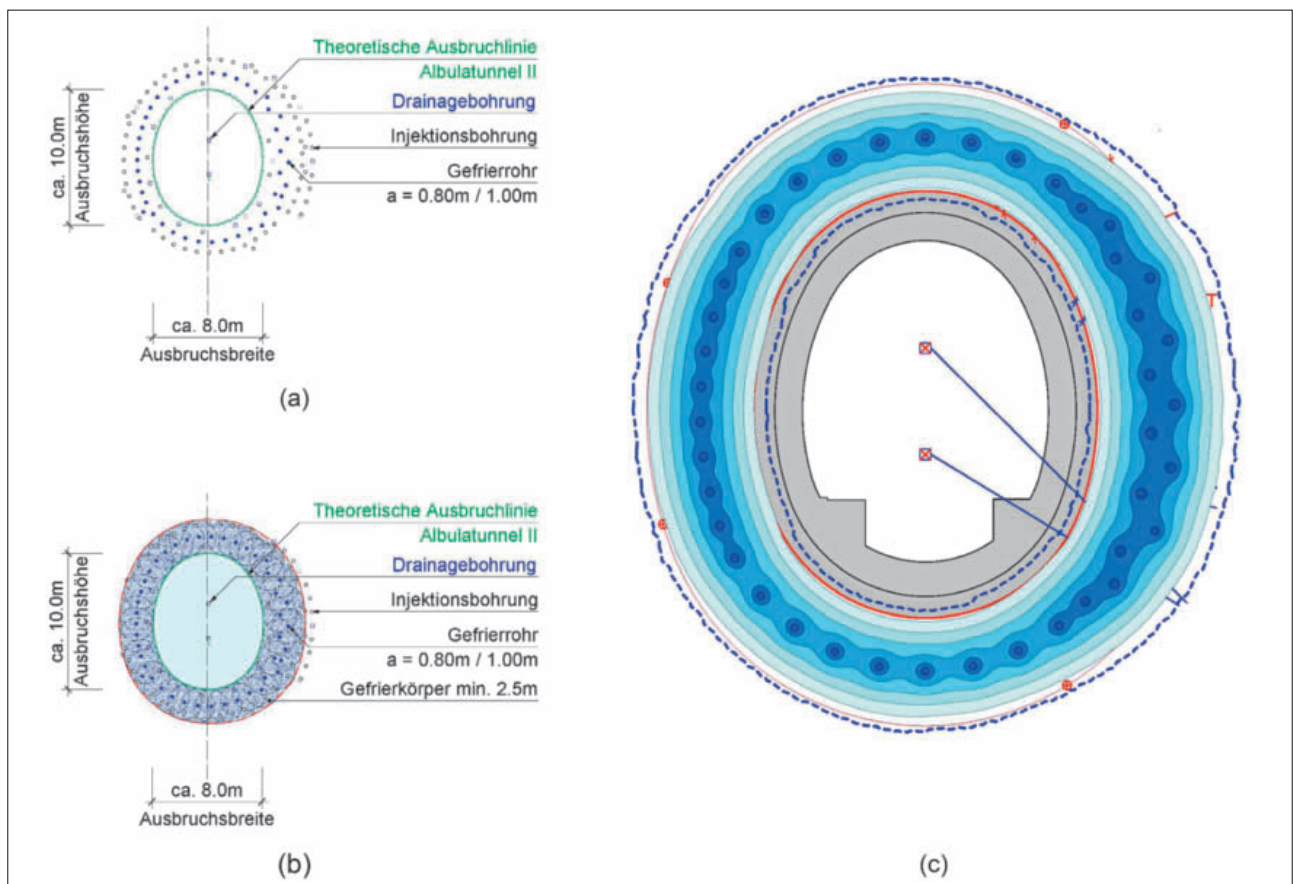
4 Technical Challenges

4.1 'Closing' the Freeze Body: Measures for Speeding Up the Process

The thermohydraulic calculations according to [3] show that closing the freeze body as of a flow speed of around $v > 3$ m/day is critical, even given the low groundwater temperature of around 6°C. The closing time of the freeze body increases exponentially with the flow speed or the maximum potential discharge of cooling energy is not sufficient to ensure closing.

Special attention is therefore paid to the locations with more permeable areas of ground and a high flow speed that are presumed to exist based on the tracer tests. Based on the assumption that areas of this kind feature a lower proportion of fine-grained material and are therefore suitable for injection, the ground is systematically injected with cement suspension prior to the freezing-up process in order to reduce the permeability and flow.

The clearances of the freeze holes are specified on the basis of the thermohydraulic calculations and amount to 1.0 m in the crown and invert. The holes are more closely arranged in the tunnel side walls, as the evaluation of the large-scale groundwater models indicates that the expected flow direction is approximately vertical to the tunnel side walls. The holes ar-



8 Querschnitte: Anordnung der Bohrungen (a), Darstellung des erforderlichen Gefrierkörpers (b), typische thermische Berechnungen (c)
 Cross-sections: arrangement of the holes (a), depiction of the required freeze body (b), typical thermal calculations (c)

Quelle/credit: a) und b) Rothpletz, Lienhard + Cie AG; c) Dr. W. Orth

Die Abstände der Gefrierbohrungen sind aufgrund der thermisch-hydraulischen Berechnungen festgelegt und betragen im First und in der Sohle 1,0 m. In den Paramenten werden die Bohrungen enger angeordnet, da die Strömungsrichtung aufgrund der Auswertung von grossräumigen Grundwassermodellen ungefähr senkrecht zu den Paramenten erwartet wird. Zudem werden die auf der Anströmseite angeordneten Bohrungen versetzt in zwei Reihen angeordnet, womit ein Vorkühleffekt des Wassers erreicht wird, was nach dem Ringschluss auf der Anströmseite zu einem schnelleren Wachstum des Gefrierkörpers führt (Bild 8).

Während der Aufgefrierphase laufen die Gefrieraggregate anfangs ununterbrochen auf Vollast, um ein möglichst schnelles Schliessen und Anwachsen des Vereisungskörpers zu erreichen. Mit zunehmender Ausdehnung des Gefrierkörpers, besonders nach erfolgtem Ringschluss und dem vollständigen Gefrieren des Kerns, reduziert sich die aufzuwendende Energie zur Erstellung bzw. Erhaltung des Gefrierkörpers.

Damit sich der Vereisungskörper nach erfolgtem Ringschluss nicht infolge Druckaufbaus durch die Volumenzunahme von Wasser beim Gefrieren selbst zerstört, sind im Kern zwei beheizbare Drainagebohrungen angeordnet. Die Kontrolle des Gefriererfolgs, insbesondere das Schliessen des Gefrierkörpers, erfolgt durch die Messung des Wasserzulaufs in denselben Drainagebohrungen im Kernbereich. Die Überwachung der Temperatur und der Dicke des Gefrierkörpers während des Aufgefrierens sowie des Vortriebs fand durch ständige Temperaturmessungen in 60 m langen, rund um das Ausbruchprofil angeordneten Kontrollbohrungen (11 Stück) statt.

4.2 Kriechverformungen im Gefrierkörper: Bemessung der Ausbruchsicherung

Eine Besonderheit von gefrorenem Boden besteht darin, dass dieser ein spannungs-, temperatur- und zeitabhängiges Kriechverhalten aufweist, was bei der Bemessung der Ausbruchsicherung berücksichtigt werden muss. Infolge der hohen Primärspannungen im Gebirge (ca. 3 MPa) und des Wasserdrucks (ca. 0,5 MPa) treten nach dem Ausbruch im Gefrierkörper grosse Tangentialspannungen nahe dem Ausbruchrand als massgebende Hauptspannungen auf.

Das obere Diagramm (Bild 9a) zeigt typische Kriechkurven mit dem zeitlichen Verlauf der Dehnungen in einem Versuch mit jeweils pro Kurve konstantem einachsigen Druck auf der Probe. Mit dem unteren Diagramm (Bild 9a) ist der Verlauf der Änderungsrate der Dehnung über die Zeit dargestellt. Es zeigt sich, dass im Eis in einer ersten Phase die Änderungsrate abnimmt, nach einer bestimmten Zeit t_m jedoch wieder ansteigt. Folgende Gesetzmässigkeiten werden deutlich, wonach das Kriechverhalten bei zunehmender Spannung (z.B. grösserer Überlagerung) oder höherer Temperatur stärker und schneller wird:

ranged on the flow side are also offset in two rows, achieving a pre-cooling effect of the water that leads to faster growth of the freeze body after the ring closure on the flow side (Fig. 8).

During the freezing-up phase, the freezing units initially run continuously at full power in order to ensure that the closing process and the growth of the freeze body take place as quickly as possible. With the increasing expansion of the freeze body, especially after the ring closure has been implemented and the core has been completely frozen, the energy that is to be used to create or maintain the freeze body is reduced.

To ensure that the freeze body does not destroy itself after the implementation of the ring closure due to pressure build-up resulting from the increase in the volume of water during freezing, two heatable drainage holes are arranged in the core. The monitoring of the success of the freezing process, with a particular focus on the closing of the freeze body, is performed by measuring the water inflow in the same drainage holes in the area of the core. The monitoring of the temperature and the thickness of the freeze body during the freezing-up process and the drive was performed by means of constant temperature measurements in 60 m long inspection holes (eleven) arranged all around the excavation profile.

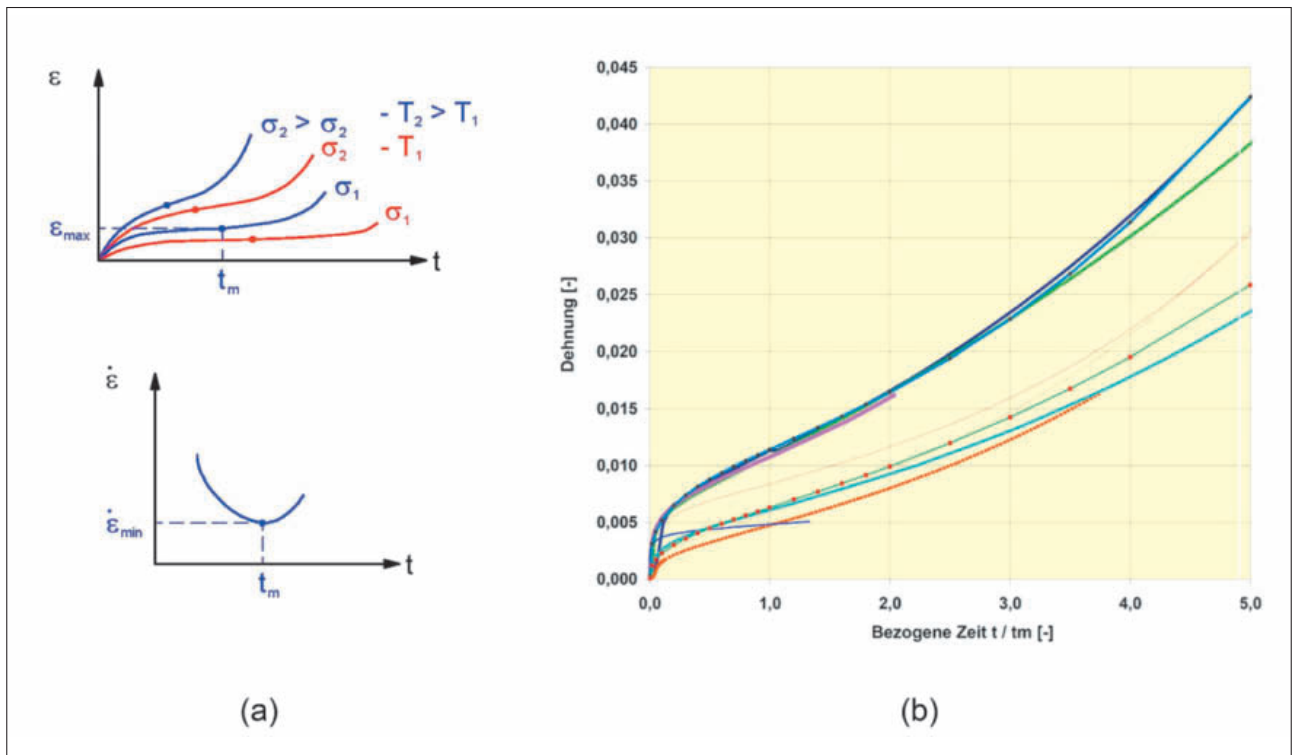
4.2 Creep Deformations in the Freeze Body: Dimensioning of the Excavation Support

A special feature of frozen ground is its creep behaviour: this varies depending on the stress, temperature and time, and must be taken into account when dimensioning the excavation support. As a result of the high primary stresses in the ground (around 3 MPa) and the hydraulic pressure (around 0.5 MPa), large tangential stresses occur in the freezing mass after excavation in the form of significant principal stresses near the excavation profile.

The top diagram (Fig. 9a) shows typical creep curves with the development of the expansions over time as part of a test in which constant single-axis pressure is applied to the sample for each curve respectively. The bottom diagram (Fig. 9a) shows how the rate of change of the expansion develops over time. It demonstrates that the rate of change in the ice falls in an initial phase before increasing again after a certain period t_m . The following 'rules' become clear, indicating that the creep behaviour becomes more pronounced and faster in the context of increasing stress (e.g. larger overlap) or a higher temperature:

- When the level of stress increases, the creep deformations increase and the critical time t_m falls (comparison of curve σ_1 with σ_2 of the same colour)
- When there is a higher temperature, the creep deformations increase and the critical time t_m falls (comparison of red curve T_1 with blue curve T_2)

The creep effect is especially pronounced in the fine-grained ground that is present here, as the proportion of water or ice in the material matrix is high.



Quelle/credit: a) Rothpletz, Lienhard + Cie AG; b) Dr. W. Orth

9 Schematische Diagramme zur Erklärung des Kriechvorgangs

ϵ : einaxiale Dehnung, σ : einaxiale Spannung, T : Temperatur, t : Zeit, t_m : kritische Zeit (a), typische Kriechkurven aus den Laborversuchen (b)

Schematic diagrams for clarification of the creep process

(ϵ : single-axis expansion, σ : single-axis stress, T : temperature, t : time, t_m : critical time) (a), typical creep curves from the laboratory tests (b)

- Bei zunehmender Spannung nehmen die Kriechverformungen zu und die kritische Zeit t_m ab (Vergleich gleichfarbige Kurve σ_1 zu σ_2).
- Bei höherer Temperatur nehmen die Kriechverformungen zu und die kritische Zeit t_m ab (Vergleich rote Kurve T_1 zu blauer Kurve T_2)

Der Kriecheffekt ist im hier vorliegenden feinkörnigen Boden besonders ausgeprägt, da der Wasser- bzw. der Eisanteil in der Materialmatrix hoch ist.

Da bezüglich Materialverhalten (feinkörniges Material, sehr hoher Eisanteil, geringe Festigkeit und hohe Verformbarkeit ungefroren) unter den angenommenen Bedingungen (hohe Gebirgsspannungen) keine Erfahrungswerte vorliegen, wurden im Karlsruher Institut für Technologie KIT einaxiale Kriechversuche ausgeführt (siehe Bild 9b). Die Versuche zeigen, dass der Gefrierkörper unter den angenommenen Verhältnissen bereits nach sieben Tagen die Phase zunehmender Kriechgeschwindigkeit erreicht, sodass die tragfähige Spritzbetonschale umgehend nach dem Ausbruch eingebaut werden muss. Nach dieser Zeit werden durch das weitere Kriechen des Gefrierkörpers der gesamte Gebirgsdruck und der Wasserdruck allmählich auf die Spritzbetonschale umgelagert.

Nach der Erstellung der Spritzbetonschale verliert der Gefrierkörper im Modell seine statische Wirkung, behält jedoch

As there are no available empirical values for the material behaviour (fine-grained material, very high ice content, low stability and high deformation capacity when unfrozen) under the assumed conditions (high ground stresses), single-axis creep tests were performed at KIT, the Karlsruhe Institute of Technology (see Fig. 9b). The tests show that the freezing mass reaches the phase of increasing creep speed after only seven days under the assumed conditions, meaning that the load-bearing shotcrete lining must be installed immediately following excavation. After this period, the additional creep of the freezing mass ensures that the entire ground pressure and the hydraulic pressure are gradually relocated to the shotcrete lining.

Once the shotcrete lining has been created, the freezing mass in the model loses its static effect but retains its sealing function. The pressure-retaining seal and the inner lining are therefore installed immediately after the drive under the protection of the shotcrete lining and the freezing mass located outside.

4.3 Drilling Technique

The freeze body must be created using nearly 60 m long horizontal holes in greatly differing geological conditions (solid to weathered mylonite, silty fine sand in section III and soft cellular dolomite in section II of the Raibler-Rauwacke) and with a hydraulic pressure of up to 5 bar. For the purpose of ‘closing the freeze body’ (see section 5.1), a high level of drill-



Quelle/credit: Züblin Spezialtiefbau Ges. m. b. H., Wien;
Fotos: Rothpletz, Lienhard + Cie AG

10 Verlorene Bohrkronen (a) und Teile des Ausklinkmechanismus (b)
Lost drill bit (a) and parts of the release mechanism (b)

die abdichtende Funktion. Die druckhaltende Abdichtung und die Innenschale werden deshalb unmittelbar nach dem Vortrieb im Schutz der Spritzbetonschale und des ausserhalb anliegenden Gefrierkörpers eingebaut.

4.3 Bohrtechnik

Der Gefrierkörper ist mittels knapp 60 m langen horizontalen Bohrungen in stark unterschiedlichen geologischen Verhältnissen (fester bis verwitterter Mylonit, siltiger Feinsand im Abschnitt III und weicher Zellendolomit im Abschnitt II der Raibler Rauwacke) und einem Wasserdruck bis 5 bar auszuführen. Für das «Schliessen des Gefrierkörpers» (siehe Ziffer 5.1) ist eine hohe Bohrgenauigkeit gefordert (maximale radiale Bohrachsabweichung 0,5%).

Eine besondere Herausforderung ist auch die Beherrschung des Schlammeeintrags im Abschnitt III. Als Vorgabe an das Bohrsystem ist definiert, dass der Schlammeeintrag pro Bohrung nicht mehr als 125% des Bohrvolumens betragen darf. Dazu werden die Bohrungen verrohrt, preventergeschützt und im geschlossenen Modus ausgeführt.

Für diese Verhältnisse kommt einer sorgfältigen Evaluation der Bohrtechnik besondere Bedeutung zu, deshalb wird sie zusammen mit den Injektionen und der Vereisung als umfassendes Mandat für einen Spezialunternehmer ausgeschrieben. Der vom obsiegenden Unternehmer (Züblin Spezialtiefbau Ges. m. b. H.) gewählte Bohrvorgang mit der ausklinkbaren, verlorenen Bohrkronen (siehe [4]) enthält folgende Hauptschritte (siehe auch Bild 10):

- Erstellen einer Vorbohrung zum Versetzen des Standrohrs und Verpressen des Ringraums
- Prüfen der Ringrauminjektion
- Montage der Bohrausrüstung
- Aufbohren des Mylonits bis vor den Abschnitt III der Raibler Rauwacke mit dem Wassara-Verfahren (unverrohrt)

ing precision is required (maximum radial drill axis deviation 0.5%).

A particular challenge is also the need to control the infiltration of mud in section III. A stipulation defined for the drill system states that the infiltration of mud per hole must not exceed 125% of the drill volume. For this purpose, the holes are fitted with pipes, provided with preventer protection and implemented in closed mode.

Given these conditions, a careful evaluation of the drill technique gains special significance. This is therefore combined with the injections and the freezing and opened to tenders as a comprehensive mandate for a specialist contractor. The drill procedure chosen by the winning contractor (Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H.) features a releasable lost drill bit (see [4]) and involves the following main steps (see also Fig. 10):

- Creation of a preliminary hole in order to install the stand-pipe and grout the ring gap
- Inspection of the ring gap injection
- Installation of the drill equipment
- Drilling of the mylonite using the Wassara procedure (no pipes fitted) up to a point before section III of the Raibler-Rauwacke
- Hole fitted with pipes, featuring a lost bit, and with protection provided by a preventer up to the final depth
- A sleeve pipe, a plastic pipe or a filter pipe is installed depending on the purpose of the borehole; a special device is attached to the end of these 'useful' pipes to unlock the drill piping when the pipe is engaged in the drill bit; the released lost drill bit therefore remains anchored in the ground with the 'useful' pipe, whereas the drill piping can be retracted
- Retraction of the drill piping and creation of the wrapping injection
- Disassembly of the drill equipment

- verrohrte Bohrung mit verlorener Krone im Schutz eines Preventers bis zur Endteufe
- Je nach Bohrlochnutzung wird ein Manschettenrohr, ein Kunststoffrohr oder ein Filterrohr eingebaut. Am Ende dieser «Nutz»-Rohre ist eine spezielle Vorrichtung angebracht, welche beim Einklinken des Rohrs in die Bohrkronen die Bohrverrohrung entriegelt. Die ausgeklinkte, verlorene Bohrkronen verbleibt somit mit dem «Nutz»-Rohr verankert im Boden, während die Bohrverrohrung zurückgezogen werden kann.
- Rückzug der Bohrverrohrung und Erstellen der Ummantelungsinjektion
- Demontage der Bohrausrüstung

5 Erfahrungen aus der Realisierung

5.1 Erstellung von Bohrungen und Gefrierkörper

Das für alle Bohrungen gewählte Bohrkonzzept zur Bewältigung der geologischen Herausforderungen hat sich bewährt, unkontrollierte und unzulässige Schlammbeinträge konnten unter Einhaltung der abgeschätzten Bohrleistung vermieden werden.

Das Minimieren der Bohrabweichungen in den geologisch stark heterogenen Verhältnissen unter hohem Wasserdruck hat sich als eine sehr anspruchsvolle Aufgabe erwiesen. Die nachträgliche Vermessung hat gezeigt, dass die Anforderungen nicht immer eingehalten werden konnten. Die Wiederholung der thermohydraulischen Berechnungen mit den effektiven Gefrierbohrverläufen ergab, dass acht weitere Bohrungen als Gefrierbohrungen auszurüsten sind (total 50 Gefrierbohrungen). Dabei wurde berücksichtigt, dass bei den Gefrierbohrungen der relative Abstand zur Nachbarbohrung wichtiger ist als deren absolute Abweichung.

Das Gebirge wurde durchschnittlich mit 10,1 Liter Zement-/Feinzementsuspension pro Bohrmeter injiziert. Dies entspricht bei einem Injektionskörper mit 0,75 m Durchmesser ($v = 442 \text{ l/m}$) einem Volumenanteil von ca. 2,2%, was knapp über der Prognose von 2% liegt. Der Erfolg der Injektionen zeigte sich darin, dass während der Aufgefrierphase in den Temperaturmessungen keine lokal höheren Temperaturen und somit Grundwasserströmungen erkennbar waren.

Der Vortrieb wurde 90 Tage nach dem Beginn der Aufgefrierphase wie prognostiziert freigegeben; sämtliche angeordneten und ausgeführten Massnahmen haben zur Zielerreichung beigetragen.

5.2 Vortrieb im Gefrierkörper

Der rund 65 m^2 grosse Ausbruchquerschnitt im Eiskörper wird schliesslich im Vollausschub mit einer durchschnittlichen Vortriebsleistung von rund 0,7 m/Tag (4/3-Schicht-Betrieb) ausgebrochen (Bild 11). In der Leistung ist der tragfähige Einbau der 65 cm starken und stark bewehrten

5 Experience Gained from the Implementation Process

5.1 Creation of Holes and the Freeze Body

The drill concept that has been selected for all holes in order to overcome the geological challenges has proven its worth, with an uncontrolled and impermissible infiltration of mud being prevented while maintaining the estimated drilling performance.

The process of minimising the drill deviations in the highly heterogeneous geological conditions under a high level of hydraulic pressure has proven to be a very demanding task. Subsequent surveying has demonstrated that the requirements cannot always be met. When the thermohydraulic calculations were repeated with the effective developments of the freezing holes, this showed that eight further holes needed to be implemented as freezing holes (making a total of 50 freezing holes). It was taken into account that, for the freezing holes, the relative clearance to the neighbouring hole is more important than its absolute deviation.

The ground was injected with an average of 10.1 litres of cement/fine cement suspension per metre of drilling. For an injection mass with a diameter of 0.75 m ($v = 442 \text{ l/m}$), this corresponds to a volume proportion of around 2.2% – which is slightly above the predicted 2%. The success of the injections was shown by the fact that no locally higher temperatures and therefore no groundwater flows were detected in the temperature measurements during the freezing-up phase.

As forecast, the drive was approved 90 days after the start of the freezing-up phase; all prescribed and executed measures contributed to the achievement of this goal.

5.2 Excavation through Frozen Ground

Measuring around 65 m^2 , the excavation cross-section in the freeze body is ultimately excavated in a complete excavation process with an advance rate of around 0.7 m/day (4/3 shift operation) on average (Fig. 11). The procedure takes account of the load-bearing installation of the 65 cm thick and highly reinforced shotcrete lining that is to be performed within seven days of excavation.

The frozen silty fine sand can be removed using a 42 t excavator with a 2.5 t hydraulic jack hammer in blocks measuring up to 0.5 m^3 . In accordance with the geological prediction, isolated inclusions of mylonite and instances of marbling are clearly identifiable at the face.

Experience in construction demonstrates that the freeze body can be used to improve the properties of the silty fine sand under high hydraulic pressure such that the drive of Albula Tunnel II in section III of the Raibler-Rauwacke can be performed safely and successfully. Thanks to the excavation support (shotcrete lining), which is quickly installed and highly reinforced, the deformations of the freeze body can be kept within the permissible range as intended.



Quelle/credit: oben: Rothpletz, Lienhard + Cie AG; unten: Bauleitung Los 106

11 Vortrieb im Gefrierkörper (Abschnitt III der Raibler Rauwacke)
Excavation through frozen ground (section III of the Raibler-Rauwacke)

Spritzbetonschale innerhalb von sieben Tagen nach dem Ausbruch berücksichtigt.

Der gefrorene siltige Feinsand kann mit einem 42-t-Bagger mit einem 2,5-t-Abbauhammer in bis zu 0,5 m³ grossen Blöcken abgebaut werden. Gemäss der geologischen Prognose sind an der Ortsbrust vereinzelte Einschlüsse von Mylonit und eine Marmorierung klar erkennbar.

Die Bauverfahren zeigt, dass mit dem Gefrierkörper die Eigenschaften des siltigen Feinsandes unter hohem Wasserdruck derart verbessert werden können, dass der Vortrieb des Albulatunnels II im Abschnitt III der Raibler Rauwacke sicher und erfolgreich möglich ist. Mit der rasch eingebrachten, stark bewehrten Ausbruchsicherung (Spritzbetonschale) können die Verformungen des Eiskörpers wie vorgesehen im zulässigen Bereich gehalten werden.

Literatur/References

- [1] Anagnostou, G.; Kovari, K. (1994): Zur Dimensionierung von Injektionskörpern im Tunnelbau. Weiterbildungskurs «Injektionen für Boden und Fels», Institut für Geotechnik, ETH Zürich.
- [2] Hennings, F. (1908): Projekt und Bau der Albulabahn. Denkschrift im Auftrage der Rhätischen Bahn. Kommissionsverlag von F. Schuler, Chur.
- [3] Orth, W.: Albulatunnel II. Bericht Versuche an gefrorenen Bodenproben und Ermittlung von Materialkennwerten der gefrorenen Rauwacke, 27. Januar 2016 (unveröffentlicht).
- [4] Hechenbichler, J.; Kogler, K.; Schneider, A.; Orth, W. (2016): Neubau Albulatunnel II, Abschnitt III der Raibler Rauwacke, Vortriebsicherung durch Injektion und Bodenvereisung, Vortrag 34, Baugrundtagung, Bielefeld, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.

Jason Messerli, MSc ETH Bau-Ing., Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
Simon Bertholet, Dipl. Bau-Ing. ETH, Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
Marco Ramoni, Dr. sc. Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH

Parking Schlossberg Thun

Chancen und Risiken eines Untertagbau-Totalunternehmer-Auftrags

Unter der historischen Altstadt des Thuner Schlossbergs entsteht während dreier Jahre das Parking Schlossberg für die Parkhaus Thun AG. Im Untertagbau werden 300 Parkplätze für 45 Millionen Franken realisiert. Zwei Haupt- und drei Querkavernen werden mit der leistungsstärksten Teilschnittmaschine der Schweiz ausgedroht. Mit Planung und Bau ist der Totalunternehmer ARGE Marti Schlossberg beauftragt.

Schlossberg Thun Carpark

Underground Construction: Opportunities and Risks of a Design-Build Contract

The Schlossberg Carpark is being built during three years beneath the historic old town of the Thun Schlossberg for the Parkhaus Thun AG. The underground construction project will create 300 parking spaces at a cost of 45 million Swiss Francs. Two main and three transverse caverns are being excavated using Switzerland's most powerful roadheader. The Marti Schlossberg Joint Venture is in charge of design and construction as Designer-Builder.

1 Projektbeschreibung

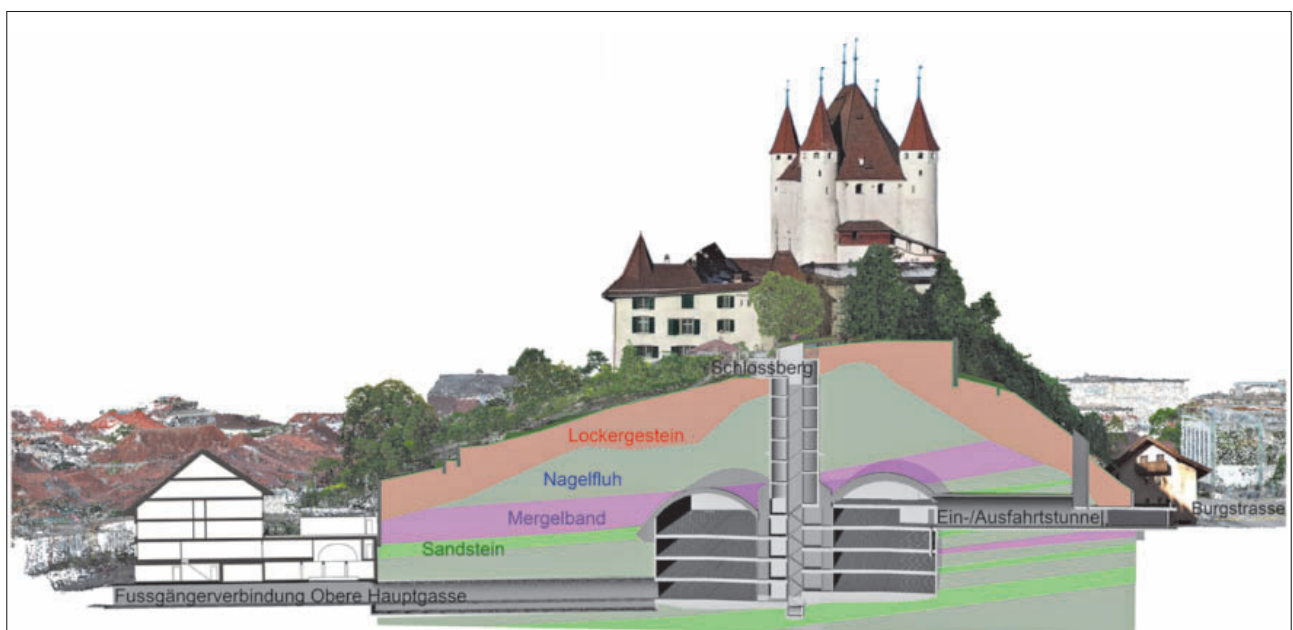
1.1 Einleitung

Im Thuner Schlossberg entsteht bis Herbst 2018 das neue Parking City Ost Schlossberg mit acht stützenfreien Halbgeschossen und 300 Parkplätzen. Neben dem neuen Kreisell

1 Project Description

1.1 Introduction

The new Parking City Ost Schlossberg, with eight column-free half-floors and 300 parking spaces, will be built in Thun's Schlossberg by the autumn of 2018. In addition to the new



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

1 Schnitt durch die Bauwerksmitte
Section through the centre of the structure

Parking Schlossberg Thoun

Risques et opportunités d'un projet d'entreprise totale de travaux souterrains

C'est sous la vieille ville historique du Schlossberg de Thoun que se déroule pendant trois ans la construction du parking Schlossberg. 300 places de parking, pour un total de 45 millions de francs, y seront aménagées dans le cadre de travaux souterrains pour la société Parkhaus Thun AG. Deux cavernes principales et trois cavernes transversales sont creusées avec la haveuse la plus puissante de Suisse. Planification et construction ont été confiées à l'entrepreneur total ARGE Marti Schlossberg (consortium).

À l'issue des travaux d'excavation dans la molasse, qui dureront un an et demi, quatre demi-niveaux par caverne principale seront aménagés du bas vers le haut. L'espace extrêmement réduit de cet environnement de centre-ville exige la mise en place d'une logistique «juste à temps». Lorsque l'entrepreneur exécutant détermine les concepts de construction dans une phase préliminaire du projet et que ses planificateurs peuvent alors se focaliser directement sur ces objectifs, ce projet montre à toutes les parties comment on peut planifier et réaliser un projet d'entreprise totale de travaux souterrains de qualité à la fois efficace, innovant et rapide, pour des coûts réduits.

Parccheggio Schlossberg a Thun

Costruzione sotterranea: opportunità e rischi di una commessa con impresa totale

Sotto il centro storico dello Schlossberg a Thun è in costruzione il parcheggio sotterraneo «Schlossberg» della Parkhaus Thun SA. I lavori di scavo e costruzione hanno una durata di circa tre anni. 300 parcheggi sotterranei sono realizzati per un costo complessivo di 45 milioni di franchi svizzeri. Due caverne principali e tre caverne trasversali sono scavate con la fresa ad attacco puntuale più potente della Svizzera. La progettazione e la costruzione dell'impianto sono affidate al Consorzio Marti Schlossberg.

In ogni caverna principale i parcheggi sono ripartiti su quattro piani che sono costruiti dal basso verso l'alto dopo la conclusione dei lavori di scavo nella molassa durati circa un anno e mezzo. Le condizioni di spazio molto ristrette nel centro storico/urbano richiedono una logistica «just in time». Il progetto mostra in modo convincente che la commessa con impresa totale di una costruzione sotterranea può essere pianificata ed eseguita in modo efficiente, innovativo, rapido, conveniente e con alta qualità, a patto che l'impresa esecutrice possa determinare i concetti edili già nelle fasi iniziali del progetto, permettendo così ai propri progettisti di lavorare su di essi in modo focalizzato.

Burgstrasse mit der Zufahrt zum Parking gibt es neue Zugänge und attraktive Fussgängerverbindungen, welche via Stollen, Treppen und Liftanlagen direkt in die Zonen Obere Hauptgasse, Schlossberg und Burgstrasse führen (Bild 1).

1.2 Projektbeteiligte

Hauptinvestorin und Bauherrin ist die Parkhaus Thun AG. Die Projektleitung seitens der Bauherrschaft übernimmt das Ingenieurbüro Ingenta AG (Bern). Als Fachspezialisten und für die Qualitätssicherung stehen Letzterem Theiler Ingenieure AG (Thun), Brügger Architekten AG (Thun), Geotechnisches Institut AG (Spiez) und Brasser Wirtschafts- und Bauconsult GmbH (Bergdietikon) zur Seite. Totalunternehmer (TU) ist die ARGE Marti Schlossberg, bestehend aus den Partnern Marti Generalunternehmung AG (Bern), Marti AG (Bern) und – für den Untertagbau – Marti Tunnelbau AG (Moosseedorf). Die im Auftrag des TU arbeitenden Planungsbüros umfassen Experten für Gestaltung, Verkehr, Gebäudetechnik, Stahlbeton, Elektro, Brandschutz und Sicherheit. Die Planung von Untertagbau und Baugruben erfolgt durch das Ingenieurbüro Basler & Hofmann AG (Esslingen), in der Folge als «TU-Planer» bezeichnet.

1.3 Vertragsform

Das Design des Parkings wurde durch die funktionale Beschreibung in vielen Punkten dem TU überlassen. Der Werk-

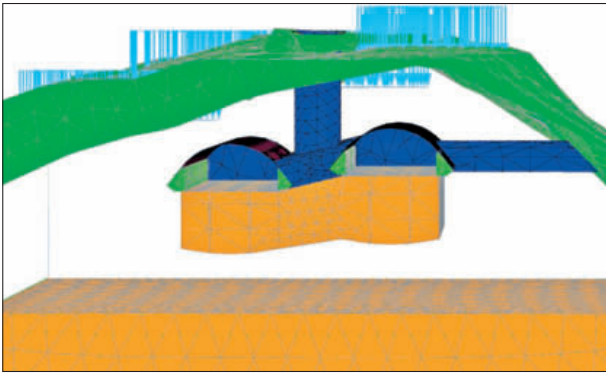
Burgstrasse roundabout with access to the carpark, it includes new entrances and attractive pedestrian links, leading directly to the Obere Hauptgasse, Schlossberg and Burgstrasse zones via tunnels, stairways and lifts (Fig. 1).

1.2 Project Participants

The principal investor and client is Parkhaus Thun AG. Ingenta AG consultants (Bern) is the client's project manager. They are assisted in matters of quality assurance by Theiler Ingenieure AG (Thun), Brügger Architekten AG (Thun), Geotechnisches Institut AG (Spiez) and Brasser Wirtschafts- und Bauconsult GmbH (Bergdietikon). Design-Build contractor (DBC) is the Marti Schlossberg Joint Venture (JV), comprising business partners Marti Generalunternehmung AG (Bern), Marti AG (Bern) and – for underground construction – Marti Tunnelbau AG (Moosseedorf). The planning consultants working on behalf of the DBC include specialists for architecture, transportation, building services, reinforced concrete, electrical, fire-safety and other safety experts. The underground construction and excavation design is carried out by Basler & Hofmann AG engineering consultants (Esslingen), hereinafter referred to as DB designer.

1.3 Contract

In many points, the design of the carpark based on the functional description of the procurement project was left to the



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

2 Berechnungsmodell (Auszug) für 3D-FEM-Setzungsberechnungen. Die Kavernenanlage (Phase nach erfolgtem Kalottenausbau und Einbau Ortbetongewölbe), die Geländeoberfläche sowie die Gebäudelasten sind erkennbar

Analysis model (extract) for 3D FEM settlement analyses. The cavern system (phase following top heading excavation and in-situ concrete vault installation); ground surface level and building loads are visible

preis musste als Globale angeboten werden. Die Planungsarbeiten für Angebot- bis und mit Ausführungsprojekt liegen, anders als bei einem klassischen Projekt, im Verantwortungsbereich des TU. Die im Werkpreis enthaltenen Leistungen und Vorgaben für die Projektleitung, Planung und Ausführung des kompletten Werks wurden in einem Leistungsbeschreibung durch den Bauherrn definiert. Darin sind Nutzungsvorgaben (wie z. B. die Anzahl Parkplätze, die Breite der Parkfelder, die Lichtraumprofile und die Anschlusspunkte der einzelnen Zugänge) wie auch Qualitätsvorgaben vorgegeben. Für die Planung wurde beispielsweise vorgeschrieben, dass die statischen Nachweise und die Setzungsprognose auf der Basis dreidimensionaler numerischer Berechnungen zu erfolgen haben (Bild 2).

1.4 Parkhausdesign

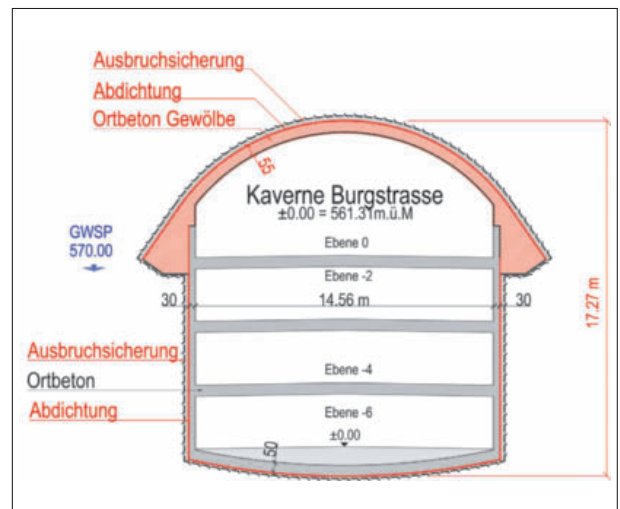
Das Parking besteht aus zwei Hauptkavernen, welche 15 m breit, 78 m lang und 17 m hoch sind (Bild 3 und 4). Die vier höhenversetzten Halbgoschosse der beiden Hauptkavernen werden stirnseitig durch Rampen in den Querkavernen verbunden. Der gesamte Parkingbereich wird stützenfrei ausgebildet.

Die Ein- und Ausfahrt per PKW erfolgt ab der Burgstrasse. Eine zusätzliche Querkaverne in der Bauwerksmitte verbindet die beiden Hauptkavernen für Fussgänger und bietet den Zugang zum 19 m hohen Schacht auf den Schlossberg (Bild 1). Eine Fussgängerverbindung vom untersten Parkdeck zur Oberen Hauptgasse bildet den dritten Zugang. Je ein Fluchttollen vom obersten und untersten Parkdeck dient der Sicherheit des Parkings im Ereignisfall.

1.5 Geologie und Bergwasser

Das Parking liegt in einem Molassehügel, bestehend aus Nagelfluh wie auch untergeordnet Sandstein und Mergel. Der Quarzgehalt ist hoch und liegt bei ca. 15–30%. Das Gestein ist mit einaxialen Druckfestigkeiten von im Mittel ca. 20 MPa

DBC. The price of the works offered was to be set as a fixed price. The planning works for the Design-Build offer – up to and including the final construction project – are, in contrast to traditional Design-Bid-Build projects, the responsibility of the DBC. The services included in the price of the works and the specifications for project management, design and execution of the complete works were defined by the client in the performance specifications. They contain requirements of use (such as the number of parking spaces, the width of the parking spaces, the clearance profile and the location of the different access points) and quality requirements. For example, it was demanded that the structural analyses and settlement forecasts must be based on three-dimensional numerical analyses (Fig. 2).



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

3 Normalprofil Hauptkaverne (rot: «klassische» Untertagbauarbeiten, grau: Stahlbetonarbeiten)

Main cavern standard profile (red: traditional underground construction works, grey: reinforced concrete works)



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

4 Situationsplan
Site map



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

5 Teilschnittmaschine vor dem Portal Burgstrasse
Roadheader at the Burgstrasse portal

und einem E-Modul von 3–5 GPa relativ weich, wird aber von nur wenigen Trennflächen durchzogen, die meist nur eine geringe Erstreckung haben und in den Mergelbändern auslaufen. Die minimale Felsüberlagerung über der Kaverne beträgt ca. 8 m. Das Bergwasser steht bei der Kalottensohle an.

2 Baukonzepte und Bauablauf

2.1 Ausbruch, Schutterung und Logistik

Die Ausbruchart konnte vom TU gewählt werden. Die Wahl fiel auf eine Teilschnittmaschine (TSM) aus dem Firmeninventar des Typs Eickhoff ET480 mit einem Einsatzgewicht von 130 t, einem Querschneidfräskopf mit 200 Rundschafftsmeisseln und einer elektrischen Antriebsleistung von 400 kW (Bild 5). Die Kalotten wurden in zwei Teilausbrüchen vorgetrieben. Die Strosse wird nach Einbau des Kalottengewölbes aus Ortbeton in drei Etappen ausgebrochen. Die TSM fördert das Material über den eingebauten Kettenförderer und wirft es direkt in die bereitstehenden Lastwagen ab (Bild 6). Der Schacht zum Schlossberg sowie die beiden Fluchtstollen werden mit einem mit Abbauhammer ausgerüsteten Hydraulikbagger ausgebrochen. Insgesamt werden über anderthalb Jahre 51 000 m³ Molasse ausgebrochen und abtransportiert.

Umschlag- und Lagerflächen innerhalb und ausserhalb der Kavernen sind sehr klein. Der Abtransport und die Just-in-time-Materialversorgung erfolgen mit Lastwagen via provisorische Verkehrsführung über die Burgstrasse (Bild 7).

2.2 Ausbruchsicherung

Für die Ausbruchsicherung fiel die Wahl des TU, neben Spritzbeton und Armierungsnetzen, auf sofort tragfähige Reibrohranker vom Typ Swellex (Bild 8). Höhere Sicherungsklassen beinhalten auch Mörtelanker und Gitterträger, die aber in den Kavernen nicht zum Einsatz kamen. Der Einsatz von Reibrohrankern im innerstädtischen Gebiet unter historischer Bebauung bei geringer Felsüberdeckung, relativ weichem Gestein, grossen Querschnitten und strengen Vor-

1.4 Carpark Design

The carpark consists of two main caverns, which are 15 m wide, 78 m long and 17 m high (Figs 3 and 4). The four offset half-floors of the two main caverns are connected by ramps in the transverse caverns. The entire parking area is designed without columns.

Car access to and from the carpark is via Burgstrasse. An additional transverse cavern in the centre of the structure connects the two main caverns for pedestrians and provides access to the 19 m high shaft to the Schlossberg (Fig. 1). A pedestrian link from the lower parking deck to Obere Hauptgasse forms the third access point. One escape tunnel each from the upper and the lower parking decks provide carpark safety in case of an emergency event.

1.5 Geology and Groundwater

The carpark is located in a molasse hill, consisting of nagelfluh (conglomerate) and to a lesser extent sandstone and marl. At approx. 15–30%, the quartz content is high. With a mean confined compressive strength of approx. 20 MPa and a Young's modulus of 3–5 GPa, the rock is relatively soft, but is penetrated by only a few discontinuities, of generally only minor extent and running out in the marl bands. The minimum rock cover above the cavern is approx. 8 m. Groundwater is at the foot of the top heading.

2 Construction Concepts and Construction Workflow

2.1 Excavation, Clearing and Logistics

The DBC was able to select the type of excavation. An Eickhoff ET480 roadheader with an operating weight of 130 t, a transverse cutter head with around 200 cutting tools and an electrical drive power of 400 kW was selected (Fig. 5). The top headings were driven in two sub-excavations. The bench is excavated in three stages following installation of the in-situ concrete top heading vault. The roadheader transports



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

6 Materialabwurf von der Teilschnittmaschine auf Lastwagen (die Teilschnittmaschine befindet sich unterhalb vom Schacht Schlossberg)

Material discharged from the roadheader on lorries (the roadheader is beneath the Schlossberg shaft)



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

7 Portal Burgstrasse mit Installationsplatz
Burgstrasse portal with installation area

gaben für die Gebäudesetzungen von max. 20 mm ist nicht alltäglich, hat sich aber bestens bewährt.

2.3 Abdichtung und Verkleidung

Die Abdichtung besteht aus Kunststoff-Dichtungsbahnen. Im Gewölbe über dem Bergwasserspiegel ist sie drainiert und darunter druckhaltend ausgebildet (Bild 9). Die Verkleidung trägt alle Einwirkungen im Endzustand, da die Ausbruchsicherung langfristig als nicht tragfähig angenommen werden muss (Vorgabe der Bauherrschaft). Eine Bewehrung war für die Betonverkleidung nicht vorgeschrieben.

the material via the chain conveyor from the face to the rear of the machine and dumps it directly into the waiting lorries (Fig. 6). The shaft to Schlossberg and the two escape tunnels are excavated using a hydraulic excavator fitted with a hydraulic jackhammer. Overall, 51,000 m³ of molasse will be excavated and removed over a one-and-a-half year period.

The handling and storage areas inside and outside of the caverns are very small. Lorries provide both materials removal and just-in-time material deliveries via temporary routing over the Burgstrasse (Fig. 7).



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

8 Panoramabild (180°) Hauptkaverne Burgstrasse mit Ausbruchsicherung Kalotte (in der Mitte erkennt man den Durchgang zur Hauptkaverne Obere Hauptgasse)
Panorama image (180°) of Burgstrasse main cavern with top heading excavation stabilisation (the passage to the Obere Hauptgasse main cavern can be seen in the centre)

Die 55 cm starken Gewölbe der Hauptkavernen können ausserhalb der Verschneidungsbereiche mehrheitlich unbewehrt ausgeführt werden. Die Verkleidung wird mit selbstverdichtendem Beton (SCC) ausgeführt. Die beiden Fluchtstollen und die Fussgängerverbindung zur Oberen Hauptgasse werden mit einer PVC-Folie abgedichtet und mit einer netzbewehrten Spritzbetoninnenschale verkleidet.

Nach dem Einbau der Kalottengewölbe und dem Strossenabbau werden das Sohlgewölbe, die Innenwände und die Parkdecks von unten nach oben betoniert.

2.4 Baulüftung und Entstaubung

Das Lüftungs- und Entstaubungskonzept für die Kalottenausbrüche umfasste zwei Sauglütten, die jeweils beidseitig der TSM und nah an die Ortsbrust positioniert wurden. Die Frischluft wurde durch den erzeugten Unterdruck an der Ortsbrust durch den freien Querschnitt des Ein-/Ausfahrtunnels zur Ortsbrust hin nachgezogen. Für den Strossenabbau wird auf ein Umluftsystem gewechselt. Über zwei bzw. vier Absaug- und Entstaubungsanlagen wird die Luft gereinigt, bevor sie an die Umgebung über dem Portal abgegeben wird.

3 Qualitätssicherung

Der Nachweis der Einhaltung der Qualitätsanforderungen wird mit dem Kontroll- und Prüfplan sichergestellt. Eine gesonderte Bauleitung wird nicht eingesetzt. Die Qualitätssicherung wird TU-intern durchgeführt, punktuell wird der TU-Planer im Sinne einer Fachbauleitung beigezogen.

Die geologische Baubegleitung und Dokumentation wird durch den TU-Geologen wahrgenommen (Bild 10). An einer wöchentlichen TU-internen Bausitzung werden die Geologie und das Gebirgsverhalten besprochen und mit der Prognose verglichen. Werden Abweichungen festgestellt, wird nach Rücksprache mit dem TU-Planer die Sicherungskategorie gewechselt, angepasst oder Zusatzmassnahmen definiert.

2.2 Excavation Support

In addition to shotcrete and reinforcement wire mesh, Swellex type, immediately load-bearing, friction bolts were selected by the DBC for excavation support (Fig. 8). Higher support classes also include grouted anchors and lattice girders, which were, however, not applied in the caverns. The use of friction bolts in inner-city areas beneath historical buildings with low rock cover, relatively soft rock, large cross-sections and stringent stipulations with regard to building settlement, of 20 mm maximum, is not common, but is proven to be successful.

2.3 Sealing and Lining

The sealing layer consists of waterproofing membrane. In the vault, above the groundwater level, it is drained and below this level it is pressure resistant (Fig. 9). In the final state, the lining must be capable of enduring all actions, because the excavation stabilisation measures cannot be assumed to be load-bearing in the long term (client requirement). Reinforcement for the concrete lining was not stipulated fixed client requirement.

It was generally possible to execute the 55 cm thick vault in the main caverns without the need for reinforcement outside of the intersecting areas. The lining was performed with self-compacting concrete (SCC). The two escape tunnels and the pedestrian link to Obere Hauptgasse are waterproofed by PVC sheeting and lined with an internal, mesh-reinforced shotcrete shell.

The invert vault, internal walls and parking decks are concreted from bottom to top following installation of the top heading vault and bench excavation.

2.4 Construction Ventilation and Dust Removal

The ventilation and dust removal concept for the top heading excavation comprised two extraction heads located at each side of the roadheader and close to the face. Fresh air was drawn to the tunnel face through the clear cross-section of the entry/exit tunnel by the negative pressure generated



9 Panoramabild (180°) Hauptkaverne Burgstrasse mit Abdichtungsarbeiten und Schalwagen (in der Mitte erkennt man den Ein- und Ausfahrtunnel)

Panorama image (180°) of Burgstrasse main cavern with sealing works and formwork (the entry and exit tunnel can be seen in the centre)

Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

10 3D-Fotomodell der Ortsbrust (mit rötlichem Mergelband) der geologischen Aufnahmen TU
3D photographic model of the face (with reddish marl band) from the DBC's geological surveys

An einer periodischen «Bausitzung Geologie» mit Baustellenbegehung werden die geologischen Aufnahmen des TU-Geologen und das beobachtete Gebirgsverhalten im Vortrieb mit dem Geologen des Bauherrn besprochen und die geologische Prognose für den verbleibenden Vortriebsbereich aktualisiert.

4 Überwachung und Alarmorganisation

Mit dem Angebotsprojekt wurde ein Vermessungs- und Überwachungskonzept abgegeben, das die Bereiche «Vermessung und Absteckung», «Gebäudesetzungen und -verkipnungen», «Bergwasserspiegel», «Konvergenzmessungen Untertag» und «Erschütterungen» umfasste.

Das hohe Risikopotenzial infolge geringer Überdeckung des Parkings unter historischer Bebauung machte ein umfassendes, präzises und permanent automatisch messendes Überwachungssystem erforderlich, um unerwünschte Ereignisse frühzeitig erkennen und mit geeigneten Massnahmen verhindern zu können. Die Überwachungsmessungen sind für den TU jederzeit in Echtzeit auf einer Online-Plattform abrufbar (Bild 11). Alarmwerte und ein mit dem Bauherrn abgestimmter Alarmplan mit Massnahmenkatalog regeln das Vorgehen bei einem Alarm. Würden die Interventionswerte erreicht, wird die «Fachgruppe Untertag» einberufen, die aus Spezialisten des Bauherrn und des TU besteht, um die erforderlichen Massnahmen gemeinsam zu definieren.

5 Stand der Arbeiten und bisherige Erfahrungen

Die Ausbrucharbeiten in den Kavernenkalotten sowie der Einbau der definitiven Gewölbe in einer Hauptkaverne sind im Oktober 2016 abgeschlossen worden. Zwischen Januar und ca. Juni 2017 läuft der Ausbruch mittels TSM in der Strosse, wobei zu Beginn des Jahres die Ausbrucharbeiten parallel zum Gewölbeeinbau in der anderen Hauptkaverne gelaufen sind.

at the face. A recirculating air system was used for the bench excavation. The air was cleaned through two and four extraction and dust removal systems respectively, before being discharged to the environment over the portal.

3 Quality Assurance

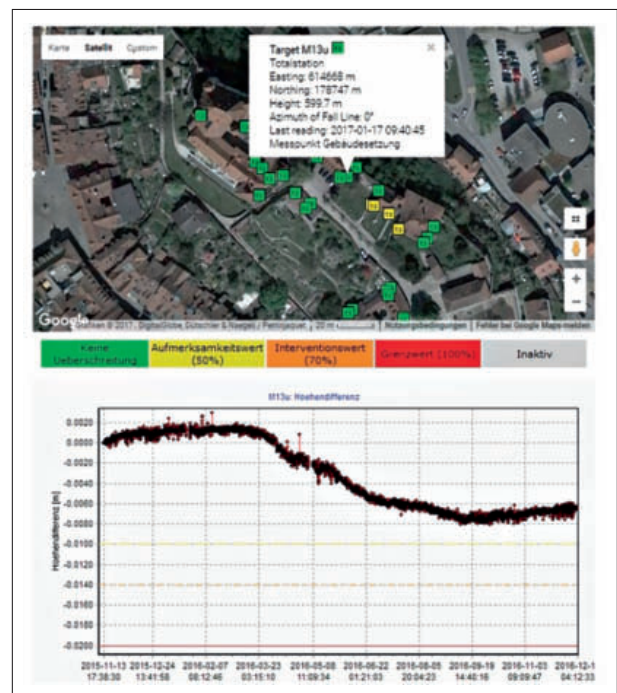
The conformity to the quality requirements is ensured by the inspection and testing plan. No separate site management is employed. The DBC performs internal quality assurance, and the DB designer, performing the function of the specialist engineer, is consulted on specific issues.

Geological monitoring and documentation is performed by the DBC geologists (Fig. 10). The geology and rock mass response are discussed and compared to the forecast in a weekly, internal DBC site meeting. If deviations are identified, the stabilisation class is changed and adapted or additional measures defined in collaboration with the DB designer.

In a periodic geology site meeting including a site inspection, the DBC geologists' geological logging and the observed rock mass response during driving are discussed with the client's geologists, and the geological forecast for the remaining driving zone is updated.

4 Monitoring and Alarm Organisation

A surveying and monitoring concept was submitted with the project offer and included the fields surveying and pegging out, building settlements and tilting, groundwater level, underground convergence measurements and vibrations.



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

11 Online-Plattform Überwachungsmessungen
Monitoring measurements web-based platform

Der Ausbruch mittels TSM hat sich bezüglich Abbauleistung, Verschleiss, Staubeentwicklung, Lärm und Erschütterungen bestens bewährt. Die Suva-Grenzwerte am Arbeitsplatz können eingehalten werden (lungengängiger Quarzstaub bei max. 80% des MAK-Grenzwerts). Die Erschütterungen auf die Umgebung sind, wie erwartet, minimal und unbedenklich. Als grosse Herausforderung hat sich der Lärmschutz der Anwohner herausgestellt. Massgebende Lärmemission ist die Baulüftung, die beim TSM-Vortrieb unter Vollast läuft.

Das Gebirge mit nur wenigen Trennflächen ist generell tragfähig und steif. Die gewählte Ausbruchsicherung hat sich bestens bewährt. Die Projektvorgaben betreffend Setzungen an der Oberfläche können eingehalten werden. Der erschütterungsarme und profilgenaue Abbau mittels TSM ist hinsichtlich der geringen Felsüberdeckung von Vorteil. Die Qualität der SCC-Betongewölbe ist überdurchschnittlich hoch (Bild 12).

6 Chancen und Risiken eines Untertagbau-TU-Auftrags

6.1 Chancen und Risiken für den Bauherrn

Um die funktionale Ausschreibung umfassend erstellen zu können, ist die Projektierung seitens des Bauherrn bis auf Stufe Vorstudie oder höchstens Vorprojekt erforderlich. Die technische Machbarkeit muss nachgewiesen werden. Das Auswahlverfahren betreffend Design und Baukonzepte kann auf ein Minimum beschränkt werden, da der Markt die technisch optimierte und wirtschaftlichste Ausführungsvariante aufzeigen wird. Somit ist der Projektierungsaufwand für den Bauherrn gering und er profitiert vom kostengünstigen Angebot.

Da das Baugrundrisiko (Baugrundverhältnisse ausserhalb der Prognose) auch bei einem TU-Projekt beim Bauherrn verbleibt, sind eine umfassende Grundlagenbeschaffung sowie eine detaillierte und nachvollziehbare Beschreibung und Beurteilung der geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Verhältnisse des Gebirges nach SIA 199 erforderlich und als Submissionsgrundlage beizulegen. Damit wird sichergestellt, dass alle Anbieter die gleichen Grundlagen verwenden und die Vergleichbarkeit der Offerten gegeben ist.

Mit dem Angebot gibt der TU üblicherweise einen Bauprojektentwurf ab. Es resultieren für den Bauherrn Vereinfachungen und Verkürzungen im Planungsprozess und somit Kosteneinsparungen. Der Sitzungsumfang und der allgemeine Personalaufwand sind reduziert. Beim vorliegenden Projekt werden jeweils ein Projektreview für jedes Planungspaket (z. B. Ausbruchsicherungspläne, Schalungspläne, Bewehrungspläne) sowie monatliche Bauherrensitzungen durchgeführt.

Mit der angebotenen Globale entfallen diverse administrative Aufgaben des Bauherrn (z. B. Ausmassbereinigungen

The high risk potential arising from low rock cover beneath historic buildings makes a comprehensive, precise and permanent, automatic data collecting and monitoring system necessary to recognise undesirable events at an early stage and prevent them by implementing suitable measures. The monitoring data are available to the DBC at any time, in real time, on a web-based platform (Fig. 11). Alarm values, coupled with an alarm plan with a catalogue of measures agreed with the client, regulate procedures if an alarm is raised. If the intervention values are achieved, the Underground Technical Group, consisting of client and DBC specialists, is called up to a meeting in order to jointly define the necessary measures.

5 Current Works Status and Previous Experience

The excavation works in the cavern top headings and installation of the final vault in one of the main caverns were completed in October 2016. Between January and approx. June 2017 the bench will be excavated by roadheader, whereby the excavation works were carried out in parallel to vault installation in the other main cavern earlier in the year.

Excavation by roadheader has been shown to be highly suitable in terms of excavation performance, wear, dust formation, noise and vibrations. The Suva workplace limit values can be adhered to (respirable quartz dust at max. 80% of the maximum workplace concentration limit value). Vibration impact on the surroundings is, as anticipated, minimal and harmless. The greatest challenge with regard to local residents has proven to be noise abatement. The governing noise emission relates to site ventilation, which runs at full load when excavating using the roadheader.

Containing only minor discontinuities, the rock mass is generally strong and stiff. The excavation stabilisation used has proven to be highly suitable. The project specifications with regard to surface settlement can be adhered to. With regard to the low rock cover, low-vibration excavation to a precise profile by means of roadheader is advantageous. The quality of the SCC vault is above average (Fig. 12).

6 Opportunities and Risks of an Underground Construction Design-Build Contract

6.1 Opportunities and Risks for the Client

In order to compile comprehensive functional procurement documents, it is necessary for the client to complete project planning to the preliminary study or pre-project stage. Technical feasibility must be demonstrated. Design and construction concept shortlisting can be reduced to a minimum, because the market will reveal the technically optimal and most economical option. This keeps the client's project planning costs low and he profits from the most cost-efficient bid.

Because the ground risk (ground conditions not as forecasted) remains with the client even in a Design-Build project, exhaustive background information must be collected, and a de-



Quelle/credit: Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf

12 SCC-Ortbetongewölbe der Hauptkaverne Obere Hauptgasse im Verschneidungsbereich mit der Querkaverne
In-situ SCC vault in the Obere Hauptgasse main cavern at the intersection with the transverse cavern

Bauleitung). Die Vergütung der TU-Leistungen erfolgt gemäss einem Zahlungsplan, welcher im Werkvertrag festgelegt ist.

Für den Bauherrn ist der TU der einzige Ansprechpartner in allen Fragen der Planung und des Baus. Ebenso liegt die Verantwortung für Planungsrisiken und vertraglich vereinbarte Baurisiken beim TU. In einem Schadensfall ist es Sache des TU, allfällige Planungsfehler mit den von ihm beauftragten Planern oder deren Versicherung zu klären.

Mit einer funktionalen Ausschreibung ist möglicherweise die Vergleichbarkeit der Angebote vermindert. Mit klaren technischen, gestalterischen und funktionsbedingten Vorgaben können die wesentlichen Vergleichswerte jedoch geschaffen werden.

Der Bauherr kann ein TU-Projekt weniger stark steuern als ein klassisches Projekt, ist weniger tief im Projekt involviert und entsprechend abhängig vom TU. Die Bedeutung des Auswahlverfahrens nimmt somit zu, weil der Bauherr nicht «nur» einen Unternehmer, sondern mit ihm ein Projekt und ein dazugehöriges Planungsteam beschafft. Bei einem komplexen Projekt wie dem vorliegenden braucht der Bauherr einen kompetenten und zuverlässigen Partner. Der Markt für geeignete Anbieter kann aber klein sein (beim Projekt «Parking Schlossberg Thun» wurden nur drei

tailed and clear description and assessment of the geological, hydrogeological and geotechnical rock conditions compliant with SIA 199 are necessary and must be provided as the basis of the procurement. This ensures that all bidders use the same background information and the bids are comparable.

It is usual for the DBC to submit a construction project draft with the bid. This results in simplification and shortening of the planning process and thus in cost savings for the client. The extent of meetings and the general manpower requirements are reduced. During this project one project review was performed for each respective planning parcel (e.g. excavation stabilisation plans, concrete formwork plans, steel reinforcement plans), as well as monthly client meetings.

The fixed price offered meant that diverse administrative tasks could be dispensed with by the client (e.g. reconciliation of site management quantity survey). DBC services were remunerated in line with a payment plan, which is defined in the Design-Build contract.

The DBC is the client's only contact in all questions relating to planning and construction. The DBC also carries responsibility for planning risks and contractually agreed construction risks. In case of loss or damage it is the responsibility of the DBC to clarify any design errors with their designers or respective insurance company.

Angebote eingereicht). Der Bauherr könnte bei einem suboptimal gewählten TU, der die Leistungen und Vorgaben laut Werkvertrag nicht erfüllt, den Vertrag auflösen – mit entsprechenden Kostenfolgen zur anderweitigen Projektfertigstellung.

6.2 Chancen und Risiken für den Totalunternehmer

6.2.1 Wirtschaftliches Angebot

Bei einer funktionalen Ausschreibung sind dem Anbieter bezüglich Design und Baukonzepten viele Freiheiten gegeben, die zu einem wirtschaftlichen Angebot führen. Aufgrund der eigenen Kostengrundlagen des TU ist die Entscheidungssicherheit hoch betreffend Wahl der Bestvariante für das Angebot. Nur die für den TU wirtschaftlich günstigste Variante wird ausgearbeitet. Die gleiche Ausführungsvariante wäre bei einem anderen Anbieter nicht zwingend ebenfalls die wirtschaftlichste Variante, da Inventar und Material, Verhandlungsspielraum mit Lieferanten, Erfahrungen und Personalressourcen unterschiedlich sind. Bei einem klassischen Projekt wird dem Unternehmer mit einem detaillierten Leistungsverzeichnis und einer manchmal zwingenden Amtslösung wenig Handlungsspielraum gelassen, um ein gesamtwirtschaftliches Angebot abzugeben, das die Möglichkeiten des Unternehmers voll ausschöpft.

Neben dem Angebotspreis waren das stützenfreie Parkingdesign und der erschütterungsarme TSM-Vortrieb als Teil der qualitativen Zuschlagskriterien wesentlich für den Auftragserfolg der ARGE Marti Schlossberg. Die unterlegenen Anbieter wurden für den hohen Aufwand zur Erarbeitung des Angebots vom Bauherrn zwar entschädigt, aber nicht kostendeckend.

6.2.2 Optimierungen im Ausführungsprojekt

Das Angebotsprojekt wird durch den TU-Planer in enger Zusammenarbeit mit dem TU ausgearbeitet und technisch sowie wirtschaftlich weiter optimiert, wobei die Anforderungen aus dem Projekt und den Normen, der Unversehrtheit der über dem Untertagbauwerk liegenden Bebauung und der Personen sowie der Arbeitssicherheit im Untertagbau erfüllt bleiben müssen.

Es wurden Szenarien und Entscheidungskriterien ausgearbeitet, um während der Ausführung eine Optimierung in Form einer raschen Anpassung an die angetroffenen Verhältnisse möglich zu machen. Zum Beispiel wurden Entscheidungskriterien wie Dicke, Tiefenlage, Festigkeit und Verformbarkeit von Mergelschichten festgelegt, um dann ohne Verzögerung die Notwendigkeit oder die Länge von Mikropfählen bestimmen zu können.

6.2.3 Optimierungen in der Ausführung

Mit einer guten Vorbereitung im Ausführungsprojekt ist eine rasche Anpassung an das angetroffene Gebirgsverhalten möglich. Dies betrifft einerseits die zu wählende Sicherungskategorie sowie andererseits Zusatzmassnahmen

The comparability of the offers may be reduced by a functional procurement. However, the principal data for comparison purposes can be achieved using clear technical, design- and function-related specifications.

The client can control a Design-Build project less closely than a traditional project, is less deeply involved in the project and correspondingly more dependent on the DBC. The importance of choosing the best Design-Builder therefore increases, because the client is not only selecting a contractor, but also procures a project and the associated planning team. In a complex project such as this one the client needs a competent and reliable partner. However, the market for suitable bidders may be small (only three bids were submitted for the Schlossberg Thun Carpark project). If the DBC proved to be suboptimal and unable to provide the services and meet the requirements in the Design-Build contract, the client would be able to dissolve the contract – with corresponding consequences for costs and the overall completion of the project.

6.2 Opportunities and Risks for the Design-Build Contractor

6.2.1 Economical Bid

In a Design-Build tender the bidder enjoys greater freedom in terms of design and construction concepts, leading to an economical bid. As a result of the DBC's own cost basis, decision-making reliability is high in terms of selecting the best option for the bid. Only the most economically favourable option for the DBC is developed. The same construction option would not necessarily be the most economical option for a different bidder, because the inventory and materials, scope for negotiating with suppliers, experience and personnel resources are different. In a traditional Design-Bid-Build project, with detailed specifications and mostly a compelling official solution, the contractor is given little room to manoeuvre when submitting an economical overall bid, which fully exhausts the contractor's potential.

In addition to the bid price, the column-free carpark design and the low-vibration roadheader excavation, which form part of the qualitative award criteria, were decisive for Marti Schlossberg JV's success in winning the contract. The defeated bidders were compensated by the client for the big effort involved in compiling the bid, but not enough to cover costs.

6.2.2 Construction Project Optimisation

The project bid is compiled by the DB designer in close cooperation with the DBC, and further optimised, both technically and economically. The demands arising from the project specifications and from standards, detailing the integrity of the buildings above the underground construction, and the health & safety at work of personnel in the underground construction, must be met.

Scenarios and decision-making criteria were compiled which would allow optimisation by means of rapid adaptation to the conditions encountered during construction. For ex-

wie z.B. Mikropfähle oder aktualisierte Einwirkungen für die Bemessung der Verkleidung. Durch die straffen Entscheidungswege zwischen TU und TU-Planer innerhalb des zugelassenen Handlungsspielraums des TU-Werkvertrags (z.B. innerhalb der Bandbreite der geologischen Prognose des Bauherrn) sind kurze Reaktionszeiten in der Umsetzung von Verstärkungsmassnahmen oder Optimierungen gegeben. Zudem ist der administrative Aufwand gering.

Beispielsweise wurden nach den ersten Erkenntnissen aus dem Vortrieb und zum geologischen Befund die Gefährdungsbilder aktualisiert und die Bewehrung der Gewölbe der Hauptkavernen in den Verschneidungsbereichen an die effektiv angetroffenen Gebirgsverhältnisse angepasst. Hierzu wurden die bestehenden aufwendigen 3D-FEM-Berechnungen aktualisiert mit dem Ergebnis, dass eine Bewehrung nur um die Öffnung zu den Querkavernen statisch erforderlich ist. So konnte Bewehrung eingespart und auf die aufwendige Montage und konstruktive Massnahmen wie z.B. Spezial-Gitterträger und abdichtungsdurchdringende Anker mehrheitlich verzichtet werden.

6.2.4 Risiken

Solange die Projektanforderungen an das definitive Bauwerk (Endprodukt) erfüllt bleiben und der TU sich in seinem Handlungsspielraum des Werkvertrags bewegt, kommen die Kosteneinsparungen aus den Optimierungen in Ausführungsprojekt und Ausführung dem TU zugute. Im Gegenzug trägt der TU ein grösseres Risiko als bei einem klassischen Projekt, da er innerhalb der vertraglich vereinbarten Baurisiken das Mengen-, Kosten- und Terminrisiko übernimmt wie auch gegenüber dem Bauherrn für die technische Qualität bzw. Planungsrisiken verantwortlich ist. Wie bei einem klassischen Projekt ist der TU für die Ausführungsqualität und die allfällige Mängelbehebung verantwortlich.

Der TU übernimmt den Teil des Baugrundrisikos innerhalb der geologischen Prognose des Bauherrn, der im Submissionsprojekt dokumentiert ist. Wichtig sind eine ausreichend tiefe Projektbearbeitung mit dem TU-Planer in der Angebotsphase sowie ein klarer Werkvertrag mit einer detaillierten, nachvollziehbaren und fairen geologischen Prognose des Bauherrn als Basis.

6.3 Chancen und Risiken für den TU-Planer

Ein TU kann wie in diesem Projekt einen (oder mehrere) Planer für eine Zusammenarbeit und ein Angebot anfragen und den Auftrag direkt vergeben. Die Auswahl erfolgt aufgrund von positiven Erfahrungen mit Ingenieurbüros in anderen Projekten sowie deren Referenzen, insbesondere hinsichtlich innovativer und wirtschaftlicher Ausführungslösungen. Für den TU-Planer bietet ein TU-Auftrag die grosse Chance, direkt mit einem Unternehmer zusammenzuarbeiten, um eine gemeinsame Ausführungslösung zu

ample, decision-making criteria such as thickness, depth, strength and the deformation capacity of the marl strata were defined in order to immediately identify the necessity for, or the required length of, micropiles.

6.2.3 Construction Optimisation

Given good construction project preparation, rapid adaptation to the encountered rock response is possible. On one side, this applies to the selected stabilisation class, and to additional measures such as micropiles or updated actions for lining design on the other. Thanks to the short decision-making path between the DBC and the DB designer within the room to manoeuvre permitted by the Design-Build contract (e.g. within the band of variation provided by the client's geological forecast), fast reaction times are possible in implementing reinforcing measures or in optimisation. The administrative burden is also kept low.

For example, the hazard scenarios were updated and the reinforcement of the intersections in the main cavern vaults adapted to suit the encountered effective rock conditions as a result of initial experience during excavation in conjunction with the geological findings. To achieve this, the existing, complex 3D FEM analyses were updated with the result that reinforcement is only structurally necessary around the openings leading to the transverse caverns. This allowed reinforcement savings, and it was generally possible to dispense with complex installation and structural measures such as special lattice girders and seal-penetrating anchors.

6.2.4 Risks

As long as the project requirements to the final structure (end product) continue to be met and the DBC remains within the scope of the service contract, the cost savings resulting from optimisation of the construction project benefit the DBC. Conversely, the DBC carries a greater risk than in a traditional project, because he also accepts the quantity, cost and deadline risks as part of the contractually agreed construction risks, as well as being responsible to the client for the technical quality and the design risks. Similar to a traditional project, the DBC is responsible for construction quality and rectification of any defects and deficiencies.

The DBC carries the component of the ground risk which is within the scope of the client's geological forecast, as documented in the procurement project of the client. Sufficiently close cooperation with the DB designer in the bidding phase is important, as well as a clearly formulated Design-Build contract based on a detailed, clear and fair client's geological forecast.

6.3 Opportunities and Risks for the Designer

Similar to the procedure adopted in this project, a DBC can make collaboration enquiries of a designer (or several), request a bid and award the contract directly. Selection is based on positive experience with consultants in other projects, as well as their references, in particular in terms of in-

entwickeln. Dadurch wird der aktuelle Stand der Technik in Erfahrung gebracht. Einerseits ist für die beteiligten Ingenieure die Projektarbeit an einem TU-Auftrag motivierend, da die Planung mehrheitlich geradlinig und mit kurzen Entscheidungswegen abläuft. Andererseits ist der Kontakt mit der Bauherrschaft und dadurch die Sichtbarkeit des Planers eingeschränkt.

Bei einem TU-Auftrag übernimmt der TU die Kostenkalkulation. Somit beschränkt sich die Arbeit für den TU-Planer auf eine Massenermittlung als Kalkulationsbasis für den TU. In der Angebotsphase müssen die kostentreibenden Elemente zusammen mit dem TU identifiziert und ausreichend untersucht werden, um spätere Überraschungen und damit in der Globale des TU nicht eingerechnete Zusatzkosten möglichst zu vermeiden. In einer TU-Konstellation ist der Optimierungsdruck von Seiten des TU sehr hoch. Im Vertrag zwischen TU und Planer wurde deshalb festgehalten, dass der beauftragte Planer sich zur wirtschaftlichen Optimierung des Projekts verpflichtet. Die Leistungs- und Verantwortungsabgrenzung zwischen TU-Planer und TU ist dabei von zentraler Bedeutung. Auch wenn eine Optimierungsidee vom TU stammt, bleibt die Planungsverantwortung beim TU-Planer, der somit auch «Nein» sagen können muss, sollte ein Optimierungsvorschlag «zu weit gehen».

Wie die Leistungen des TU werden auch die Leistungen des TU-Planers grösstenteils als Globale entschädigt. Diese Lösung bietet einerseits dem TU-Planer viel Freiheit in Bezug auf den Personaleinsatz, fordert andererseits jedoch eine effiziente Arbeitsweise.

7 Schlussfolgerungen

Ein TU-Projekt im Untertagbau kann grosse Vorteile für den Markt der Zukunft bieten, der immer kürzere Umsetzungszeiten und wirtschaftlichere Lösungen fordert. Indem viele Aspekte dem Know-how und der Erfahrung des TU überlassen werden, sind innovative und unternehmensspezifische Lösungen möglich, die zu einer effizienten Planung und Ausführung führen.

Infolge der grossen Abhängigkeit, welche der Bauherr vom TU hat, kann ein TU-Projekt für den Bauherrn mit dem falschen Partner in einem Fiasko enden. Nur eine sorgfältige Ermittlung des am besten geeigneten Partners bringt das gewünschte Vertrauen und die erforderlichen Kompetenzen, um ein TU-Projekt für alle Beteiligten erfolgreich abzuschliessen.

novative and economical construction solutions. For the DB designer, a Design-Build contract offers the great opportunity of collaborating directly with a contractor to develop a joint construction design. This provides experience of current best engineering practice. On one side, project work on a Design-Build contract is motivating for the engineers involved, because the designing work is generally straightforward and involves short decision-making paths. On the other hand, contact with the client, and thus the visibility of the designer, is limited.

In a Design-Build contract the DBC performs the costing. The work of the DB designer is therefore limited to quantity determination as the basis for costing by the DBC. In the bidding phase the cost-driving elements must be identified in collaboration with the DBC and be investigated sufficiently to prevent subsequent surprises and costs in addition to the DBC's fixed price calculations. The DBC's optimisation pressure is very high in a design-build project. In the contract between the DBC and the DB designer it was therefore stipulated that the contracted designer is obliged to economically optimise the project. The demarcation of services and responsibilities between DB designer and DBC is extremely important here. Even if an idea for optimisation originates from the DBC, design responsibility remains with the DB designer, meaning that the DB designer must also be allowed to say no if an optimisation proposal should go too far.

The services of the DB designer are generally compensated at a fixed price, as those of the DBC. This solution offers the DB designer a large degree of freedom in terms of manpower deployment on one side, but demands efficient procedures on the other.

7 Conclusions

An underground construction Design-Build project can provide numerous benefits for the market of the future, which is constantly demanding faster implementation and more economical solutions. By leaving numerous aspects down to the know-how and experience of the DBC, innovative and contractor-specific solutions are facilitated, leading to efficient design and construction.

Because the client is to a large extent dependent on the DBC, a Design-Build project with the wrong partner can end in a fiasco for the client. Only careful identification of the most suitable partner delivers the required confidence and expertise necessary to successfully complete a Design-Build project to the satisfaction of all concerned parties.

Jörn Schwarze, Dipl.-Ing., Vorstand Kölner Verkehrs-Betriebe AG, Köln/DE

Ulrich Sieler, Dipl.-Ing., TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH, Grundbauinstitut, Nürnberg/DE

Die Stadtbahn Köln: Ursachen des Einsturzes

Erkenntnisstand aus Sicht der Kölner Verkehrs-Betriebe AG

Im Zuge des Baus der Nord-Süd-Stadtbahn in Köln ist das Kölner Stadtarchiv eingestürzt. Als Ursache konnte aufgrund indirekter Untersuchungen vor Ort, intensiver Auswertung der Bauunterlagen und letztendlich durch eine Freilegung der Schadensstelle 30 m unter Gelände und 20 m unter dem Grundwasserspiegel eine Fehlstelle in der Schlitzwand unterhalb der ehemaligen Baugrubensohle identifiziert werden.

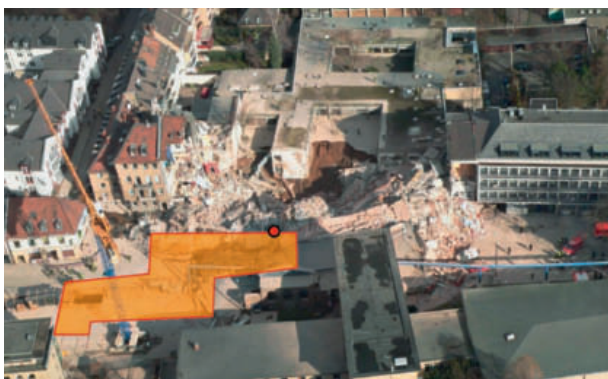
Cologne Stadtbahn Light Rail System: The Causes of the Collapse

Latest Findings from Kölner Verkehrs-Betriebe AG

During the construction of the north-south Stadtbahn light rail system in Cologne, the Historical Archive of the City of Cologne collapsed. Based on indirect inspections performed on site, intensive assessment of the construction documents and finally the exposure of the damage location – 30 m below the surface and 20 m below the groundwater level – it was possible to identify the cause: a flaw in the diaphragm wall beneath the former invert of the construction trench.

1 Einleitung

Am 3. März 2009 stürzte das Historische Archiv der Stadt Köln infolge eines erheblichen Wasser- und Bodeneintrags in die ca. 28 m tiefe Schlitzwandbaugrube des Gleiswechselbauwerks Waidmarkt ein (Bild 1). Zwei Menschen starben durch den Einsturz eines weiteren Nachbargebäudes. Das Gleiswechselbauwerk (Bild 2 und 3) selbst stellt einen Teil der Nord-Süd-Stadtbahn der Stadt Köln dar und befindet sich im Severinsviertel der Kölner Innenstadt zwischen den Haltestellen Heumarkt und Severinstraße. Zum Zeitpunkt der Havarie war die Schlitzwandumschließung der 28 m tie-



Quelle/credit: Feuerwehr Stadt Köln, Grafik/graphic from TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH

1 Aufsicht nach Havarie mit Grundriss Baugrube
Overhead view following incident with basic layout of construction trench

1 Introduction

On 3 March 2009, the Historical Archive of the City of Cologne collapsed into the diaphragm wall construction trench of the Waidmarkt track crossover construction (trench depth approx. 28 m) as a result of significant water and soil infiltration (Fig. 1). Two people were killed when another neighbouring building collapsed. The track crossover construction itself (Figs 2 and 3), which forms part of the north-south Stadtbahn light rail system in Cologne, is located in the inner-city Severinsviertel district between the stations at Heumarkt and Severinstraße. At the time of the incident, the diaphragm wall support in the 28 m deep construction trench was fully completed, the tunnels were connected to the fronts and the top-down excavation was almost entirely finished. In the north section, work was already being performed on installing the invert of the construction.

It became clear relatively quickly that the collapse was the result of an incident at the Waidmarkt construction trench, but it was not immediately apparent how the soil beneath the Historical Archive had made its way into the construction trench. For a long period, the potential causes of the failure were seen as a breakthrough resulting from a 'vent' (erosion-related ground seepage) around the bottom of the diaphragm wall or a breakthrough resulting from a flaw in the diaphragm wall in the area. The further possibility of classic hydraulic ground seepage had been ruled out on the basis

Tramway de Cologne: les causes de l'effondrement

Connaissances actuelles du point de vue de la société « Kölner Verkehrs-Betriebe AG »

L'une des causes possibles à la survenue du défaut est que, lors de la réalisation d'une lamelle de la paroi moulée, on avait essayé d'enlever un bloc de pierre du mur latéral à hauteur de la couche en béton prévue. Cela avait entraîné une importante quantité de béton périphérique sur la surface de la lamelle arrière. Ce béton périphérique a été clairement identifié lors des recherches. Dans un contexte de délais très serrés, une fente plus étroite a été réalisée avec un grappin plus étroit lors de la réalisation de la lamelle voisine. En raison d'un protocole d'accord béton trompeur, le béton minoritaire de cette lamelle n'a pas été reconnu. À la fin des travaux de déblai de la fosse de construction, le sol s'est effondré.

La metropolitana di Colonia: le cause del crollo

Livello delle conoscenze dal punto di vista della Kölner Verkehrs-Betriebe AG

Una possibile causa per l'origine dell'imperfezione è identificabile nel fatto che, per la produzione di una lamina del diaframma, è stato tentato di allentare un blocco di pietra dalla parete di pietra, circa all'altezza della progettata soletta dello scavo di fondazione. Questo ha portato quindi a una spiccata presenza di calcestruzzo circolante liberamente nella superficie della lamina successiva. La presenza di questo calcestruzzo circolante liberamente è stata in ogni caso identificata senza dubbio in fase di esplorazione. Sotto una grande pressione temporale, nella produzione della lamina adiacente è stata scavata solo una fessura più piccola con una benna mordente più piccola. A causa di un protocollo di cementazione ingannevole, la carenza di calcestruzzo in questa lamina non è stata identificata. Nella fase di scavo finale dello scavo di fondazione si è verificato un cedimento del suolo.

fen Baugrube vollständig fertig, die Tunnelröhren waren in die Stirnseiten eingebunden und der Aushub in Deckelbauweise fast vollständig getätigt. Die Arbeiten zum Einbau der Sohle des Bauwerks waren im Norden bereits im Gange.

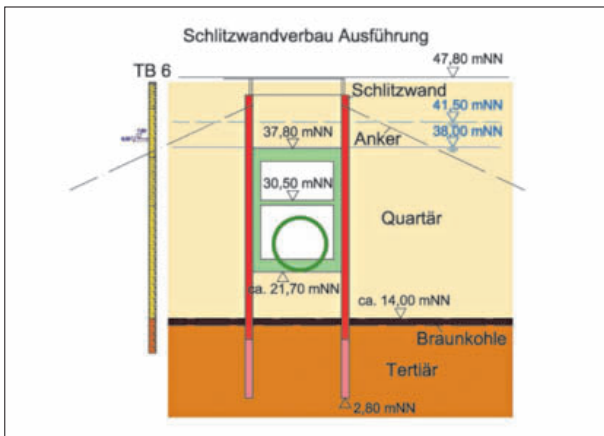
Relativ schnell war klar, dass der Einsturz Folge einer Havarie der Baugrube Waidmarkt war, nicht unmittelbar erkennbar war jedoch der Weg, auf dem der Boden unterhalb des Stadtarchivs in die Baugrube gelangte. Hier standen lange Zeit die Versagensmöglichkeiten Durchbruch infolge eines «Schlots» (Erosionsgrundbruch) um den Schlitzwandfuss herum sowie Durchbruch infolge einer Fehlstelle in der Schlitzwand im Raum. Die weitere Möglichkeit eines klassischen hydraulischen Grundbruchs konnte zwischenzeitlich durch die umfangreichen geotechnischen Untersuchungen vor Ort ausgeschlossen werden. Es war relativ rasch die übereinstim-

of the comprehensive geotechnical inspections performed on site. Given the extent of the damage and the importance of the results of the investigation, the experts involved agreed relatively quickly that a conclusive explanation of the cause of the damage could only be achieved by means of a direct visual inspection of the damage location. Following discussions, Cologne District Court issued a ruling in 2010 that compelled the claimants in the independent evidence-gathering procedure – Kölner Verkehrs-Betriebe AG and the City of Cologne – to create an external viewing construction trench bordering the track crossover construction in accordance with the preliminary planning of the experts involved in the evidence-gathering procedure.

Based on the apparent geometry of the soil that had entered the construction trench of the track crossover construction



2 Mittelabschnitt Los Süd
Central section of south lot



Quelle/credit: TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH

3 Schnitt Bereich Lamelle 11
Section in the area of panel 11

mende Auffassung der beteiligten Sachverständigen, dass eine letztendliche Klärung der Schadensursache angesichts der Höhe des Schadens und der Tragweite der Ergebnisse der Erkundung nur durch eine direkte Inaugenscheinnahme der Schadensstelle erfolgen könne. Hierzu wurde nach Diskussionen im Jahr 2010 ein Beschluss des Landgerichts Köln erlassen, der die Antragsteller im selbstständigen Beweisverfahren, die Kölner Verkehrs-Betriebe AG und die Stadt Köln, verpflichtete, eine aussenliegende, an das Gleiswechselbauwerk angrenzende Besichtigungsbaugrube nach der Vorplanung des Sachverständigen im Beweisverfahren zu erstellen.

Nach der augenscheinlichen Geometrie des in die Baugrube des GWB eingedrungenen Bodens und den umfangreichen, der Erstellung der Besichtigungsbaugrube vorlaufenden Untersuchungen ist die Schadensstelle im Bereich der Lamelle 11 der Schlitzwand zu suchen. Die Lage dieser Lamelle ist in Bild 1 markiert. Es handelt sich hier um eine einstichig hergestellte Schliesserlamelle mit einer Länge von 3,40 m, einer Breite von 1,0 m und einer Tiefe von ca. 45 m. Analytierte Unregelmässigkeiten bei der Herstellung der Lamelle 11, insbesondere im Zusammenspiel mit der Herstellung der Lamelle 10, lassen die begründete Annahme zu, eine, wenn nicht die Begründung für den Einsturz des Stadtarchivs gefunden zu haben.

2 Sollgeometrie der Schlitzwände

Ausgeführt wurde die Umschliessung der Baugrube mittels einer Schlitzwand, deren Auslegung und Dimensionierung zu unterschiedlichen Schlitzwanddicken, insbesondere in den Eckbereichen des Gleiswechselbauwerks, und zu unterschiedlichen Einbindungslängen in das Tertiär führten. Die im Fokus bezüglich des Schadenereignisses stehenden Lamellen 10 und 11 befinden sich in der südöstlichen Ecke des Gleiswechselbauwerks, in direkter Nachbarschaft des Kölner Stadtarchivs. Geplant ist die Lamelle 10 bezüglich ihrer Sollgeometrie als eine dreistichige, 8,60 m breite sowie die Lamelle 11 als 3,4 m breite einstichige Lamelle. Die Lamellenlänge, berechnet ab GOK, beträgt jeweils ca. 45 m.



Quelle/credit: TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH

4 Lamelleneinteilung GWB
Arrangement of panels in track crossover construction

and the comprehensive inspections performed prior to the creation of the viewing construction trench, the damage location was believed to be in the area of slat panel 11 of the slurry wall diaphragm wall. The position of this panel is highlighted in Fig. 1. It is a single-recessed closing panel with a length of 3.40 m, a width of 1.0 m and a depth of approx. 45 m. Analysed irregularities in the production of panel 11, especially in the context of the production of panel 10, justify the assumption that this represents one reason, if not the reason, for the collapse of the Historical Archive.

2 Desired Geometry of Diaphragm Walls

The support of the construction trench was implemented using a diaphragm wall featuring a design and dimensions that led to varying diaphragm wall thicknesses, especially in the corner areas of the track crossover construction, and to varying embedding lengths in the Tertiary geology. Panels 10 and 11, which are the focus of attention in relation to the damage event, are located in the south-east corner of the track crossover construction directly adjacent to the Historical Archive of the City of Cologne. In terms of its desired geometry, panel 10 is designed as a triple bite panel with a



Quelle/credit: ARGE Los Süd (south lot consortium)

5 25.04.2005, Stoss Lamelle 22, Stich 22.03
25/04/2005, connection of panel 22, recess 22.03

Aufgrund ihrer Länge sind sie mit einem zweigeteilten Korb bewehrt und binden in unterschiedlicher Länge in das Tertiär bis zu einer Tiefe von 2,8 m NN ein. Die Lamellen 10 bis 12 sind bis zu einer Tiefe von 2,8 m NN ausgeführt. Dargestellt ist hier exemplarisch die Herstellung der Übergreifung des Korbs der Lamelle 22.

Die Stösse der Lamellen wurden als Flachfuge konzipiert, die letztendlich mit einem Fugenblech in Dicke von 5 mm entsprechend der in Bild 6 dargestellten Geometrie ausgeführt wurde.

Hier sei angemerkt, dass das tatsächlich zur Ausführung gekommene Fugenblech nicht der geplanten Ausführung und der nach dem Unglück von der bauausführenden Firma übergebenen Zeichnung entspricht. Geplant war eine Fugenkonstruktion aus U-Profilen mit einer Stegdicke von 9 bis 14 mm. Ausgeführt wurden 5 mm dicke Fugenbleche nach Bild 6 und Bild 7.

Bild 8 zeigt die Einbausituation mit dem Übergang zwischen den Lamellen 11 ($l = 1,0$ m) und 12 ($l = 1,50$ m).

Die tatsächlich zur Ausführung gekommene Fugenkonstruktion ist in Bezug auf die Länge der Schlitzwandkonstruktion als wenig robust zu bezeichnen und ist mit entsprechender Umsicht beim Greifern und Meisseln während der Bauausführung zu behandeln. Dieses profilierte Fugenblech diente als Abschalelement der vorlaufenden Lamelle und hätte eine Führung zur Reinigung der Fugenfläche mit einem Meissel geboten, für dessen Einsatz allerdings jeder Nachweis fehlt.

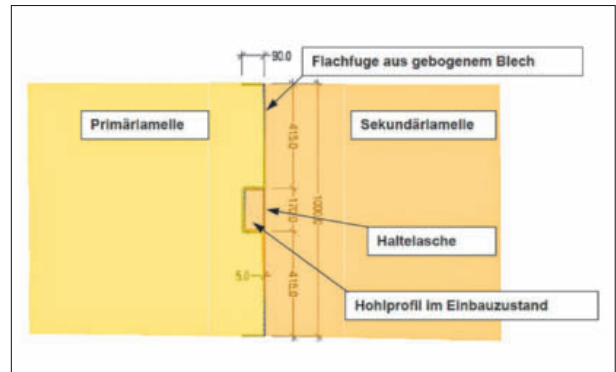
3 Unregelmässigkeiten bei der Herstellung der Lamelle 11/Lamelle 10

3.1 Herstellfolge

Da der ursprüngliche Bauablaufplan zur Herstellung der einzelnen Schlitzwände uns nicht vorliegt, sei an dieser Stelle nur grundsätzlich angemerkt, dass die tatsächlich am Gleiswechselbauwerk ausgeführte Baufolge dazu geführt hat, dass die Lamelle 11 als Schliesserlamelle ausgeführt wurde. Grundsätzlich ist dies möglich, setzt aber eine erhöhte Sorgfalt und ggf. veränderte Ausführungsschritte voraus, da eine einstichige Lamelle als Schliesserlamelle den Nachteil hat, dass Masstoleranzen in der Schlitzlänge praktisch nicht oder nur sehr eingeschränkt ausgeglichen werden können. In der Regel wird in der Praxis der Bauausführung eine einstichige Schliesserlamelle vermieden.

3.2 Aushub der Lamelle 10

Für die Herleitung der Unregelmässigkeiten sei zunächst auf Schwierigkeiten bei der Herstellung der Lamelle 10 hingewiesen. Hier tauchten erste Schwierigkeiten bei der Herstellung der Lamelle 10, Stich 10.3, in einer Tiefe von ca. 22,8–21,8 m NN auf. Nach Zertrümmerung eines Gesteinsblocks mittels Meissels konnte der Aushub fortgesetzt und erfolgreich zum Abschluss gebracht werden. Im Anschluss wurde



6 Darstellung Fuge mit Fugenblech «as built»
Depiction of joint with joint sheet as built



7 Flachfugenelemente 1000 mm vor dem Einbau
1,000 mm flat joint element prior to installation

width of 8.60 m and panel 11 as a single bite panel with a width of 3.4 m. Calculated from the top ground surface, the panels each measure around 45 m in length.

Due to their length, they are reinforced with a two-part reinforcement cage and embedded in the Tertiary at different lengths up to a depth of 2.8 m above sea level. Panels 10 to 12 are deployed up to a depth of 2.8 m above sea level. The production of the overlap of the cage for panel 22 is shown here as an example.

The connections of the panels were conceived as flat joints that were ultimately designed with a 5 mm thick joint sheet in accordance with the geometry shown in Fig. 6.

It is noted at this point that the joint sheet that was actually supplied for construction did not correspond to the planned design or the drawing provided by the constructing contractor following the accident. The plan was for a joint construction of U-profiles with a web thickness of 9 to 14 mm. What was actually constructed were 5 mm thick joint sheets as in Fig. 6 and Fig. 7.

Fig. 8 shows the installation situation with the overlap between panel 11 ($l = 1.0$ m) and panel 12 ($l = 1.50$ m).

Quelle/credit: ARGE Los Süd, Grafik/graphic from Dietz Geotechnik Consult GmbH

Quelle/credit: Kölner Verkehrs-Betriebe AG BÜ 202



Quelle/credit: TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH

8 Ausgeführte Fuge 1500 mm/1000 mm
Completed joint 1,500 mm/1,000 mm

die Lamelle ohne Auffälligkeiten betonierte. Nicht dokumentiert und erst im Zuge der Freilegung der Schlitzwand von aussen festgestellt wurde, dass ein grosser Block in der Fuge verblieben war, den man offensichtlich versucht hatte, von oben zu umgreifen. Dies ist nicht gelungen. Diese Arbeitszone in der Fläche der späteren Lamelle 11 füllte sich selbstverständlich bei der Betonage der Lamelle 10 mit Beton und bildete ein zumindest für die Mannschaft vor Ort vorhersehbares Hindernis für die Herstellung der Lamelle 11. Der grundsätzliche zeitliche Ablauf der Herstellung der Lamelle 11 ist im Schaubild (Bild 9) dargestellt.

Bei der Herstellung der Lamelle 11 wurde nach dem Antreffen eines ersten Hindernisses zwischen 38,10 und 28,85 m NN der Greifer gewechselt. Dieses erste Hindernis ist mit grosser Wahrscheinlichkeit auf eine Minderbreite der

The joint construction that was actually deployed featured a low level of robustness with regard to the length of the diaphragm wall construction and needed to be handled with appropriate caution when using grabs and chisels during the construction process. This profiled joint sheet acted as a shuttering element for the upstream panel and could have acted as a guide for cleaning the joint surface with a chisel, although there is no evidence of it being used for this purpose.

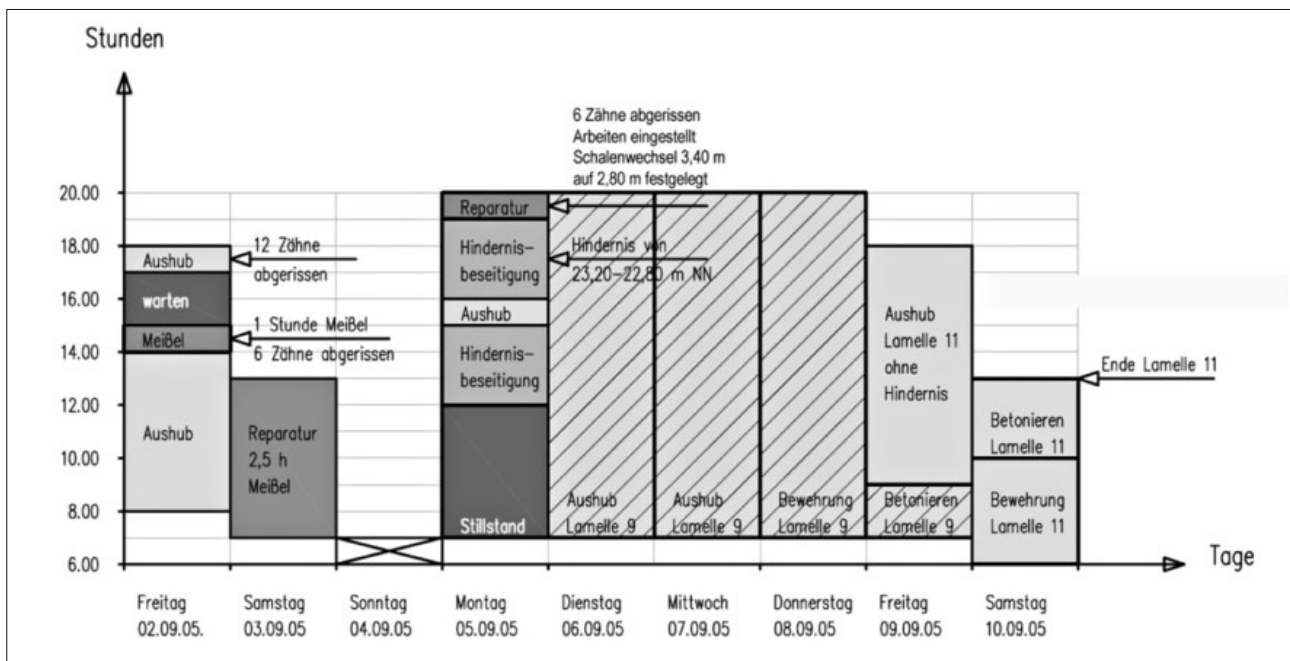
3 Irregularities in the Production of Panel 11/Panel 10

3.1 Production Sequence

As we do not have access to the original construction schedule for the production of the individual diaphragm walls, we will simply note at this point that the construction sequence that was actually implemented for the track crossover construction led to panel 11 being designed as a closing panel. This is a viable option in principle, but one that demands greater caution and potentially requires certain adjustments to the working steps. This is because the disadvantage of using a single bite panel as a closing panel is that the dimensional tolerances in the panel length are practically impossible to offset, or can only be offset to a very limited extent. In practice, a single closing panel is generally avoided during the construction process.

3.2 Excavation of Panel 10

While attempting to identify the source of the irregularities, the initial focus was concentrated on the difficulties that arose during the production of panel 10. The first problems in the production of panel 10, bite 10.3, were experienced



9 Zeitlicher Ablauf Herstellung Lamelle 11
Chronology of the production of panel 11

Quelle/credit: Dietz Geotechnik Consult GmbH

Lamelle wegen der Herstellertoleranzen der Nachbarlamellen 10 und 12 zurückzuführen. Bei diesem ersten Hindernis wurde jedoch – nach Zeugenaussagen und den Beobachtungen im Zuge der Beweisaufnahme inzwischen zweifellos festgestellt – das Fugenblech zwischen Lamelle 10 und Lamelle 11 abgerissen. Damit wurde auch die Möglichkeit zum Einfädeln eines Meissels in die Führung zerstört.

Ein zweites Hindernis wurde in der Tiefenlage 23,2 bis 22,8 m NN angetroffen. Unmittelbar darunter war bei der vorlaufenden Herstellung der benachbarten Lamelle 10.3, also angrenzend an die Lamelle 11, ein Hindernis in Form eines Gesteinsblocks geborgen worden. Genau in dieser Höhenlage wurde im Zuge der Beweisaufnahme in der Fuge zwischen den Lamellen 10 und 11 ein Gesteinsblock mit Abmessungen von etwa 0,6 m × 0,6 m × 1,0 m angetroffen, der geologisch als Trachyt angesprochen wurde. Dieser Gesteinsblock reicht nur unwesentlich mit gerader Begrenzung in die Lamelle 10, jedoch noch etwa 60 cm in die Fläche der Lamelle 11. Darüber, also oberhalb und im Bereich des protokollierten Hindernisses in der Lamelle 10, wurde Umlaufbeton in einer Dicke bis 60 cm angetroffen. Auf diesen traf mit grosser Wahrscheinlichkeit der Greifer bei der Herstellung der Lamelle 11. Jedenfalls wurde in der Lamelle 11 bei 22,8 m NN der Greifer gewechselt. Nunmehr wurde ein Greifer mit einer Breite von 2,8 m in dem planmässig 3,4 m langen Schlitz eingesetzt. Die Höhenkote 22,8 m NN liegt wenig über der geplanten Endaushubtiefe der Baugrube, die in diesem Bereich bei etwa 21,7 m NN geplant war. Mit dem schmalen Greifer wurde die noch verbliebene Resttiefe von etwa 20 m Schlitzwand ausgehoben, was bis zum späten Freitagnachmittag erfolgte.

Die in den jeweiligen Tiefen eingesetzten Greifer und die während der Baufolge entstandenen Schädigungen an den Zähnen und Zahnleisten sind in Bild 10 dargestellt.

Aufgrund des eingesetzten schmalen Greifers ist mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit ein etwa 60 cm breiter bodengefüllter Bereich in der Lamelle 11 verblieben. Dieser Schlitzwanddefekt erstreckt sich wahrscheinlich bis zur planmässigen Endaushubtiefe. An dieser Stelle sei nur angemerkt, dass der Defekt aufgrund mangelhaft erstellter Schlitzwandprotokolle nicht aufgefunden bzw. bemerkt wurde.

3.3 Einbau des Bewehrungskorbs

Der Einbau des Bewehrungskorbs erfolgte zwischen 6 Uhr und 10 Uhr am Samstag, da zu dieser Zeit mit der Betonage begonnen wurde. Bekannt geworden sind Manipulationen der Umschliessungsbügel, die zum Teil aufgetrennt wurden, und der unplanmässige Entfall von Teilen der Schubbewehrung. Nach derzeitigem Kenntnisstand haben diese Manipulationen keinen Einfluss auf den Schadensverlauf gehabt.

Bei der Analyse der tatsächlich eingebauten Schubbügel, deren Kenntnis bzgl. der tatsächlichen Belastbarkeit der Schlitzwand von Bedeutung ist, wurde in geöffneten Fenstern eine ausserordentlich unruhige und unsystematische



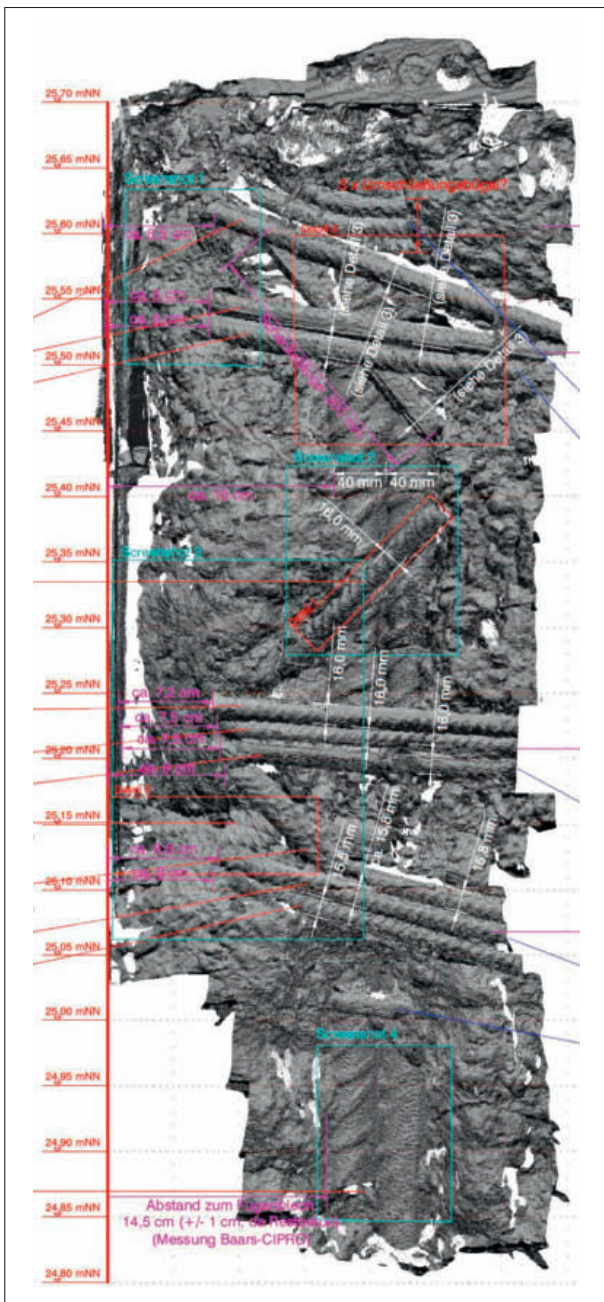
10 Eingesetzte Greifer und Schäden
Grabs used and damage caused

at a depth of approx. 22.8-21.8 m above sea level. After a stone block had been demolished with a chisel, the excavation could be continued and completed successfully. The panel was then concreted without any anomalies. There was one issue that was not documented and was only identified while the diaphragm wall was being exposed from the outside: a large block remained present in the joint and there appeared to have been an attempt to grab this from above. This attempt had been unsuccessful. This working zone in the area of what was to become panel 11 was of course filled with concrete during the process of concreting panel 10, forming an obstacle for the production of panel 11 that could have been foreseen – at least by the on-site team. The basic chronology of the production of panel 11 is shown in the diagram (Fig. 9).

During the production of panel 11, the grab was replaced after an initial obstacle was encountered between 38.10 and 28.85 m above sea level. It is highly likely that this initial obstacle can be traced back to the insufficient width of the panel due to the construction tolerances for the neighbouring panels 10 and 12. However, this initial obstacle led to the joint sheet between panel 10 and panel 11 being torn away – this observation was made in eyewitness accounts and has been confirmed beyond any doubt during the evidence-gathering procedure. This also made it impossible for a chisel to be threaded into the guide.

A second obstacle was encountered at a depth of 23.2 to 22.8 m above sea level. An obstacle in the form of a stone block was located immediately below this during the prior production of the neighbouring panel 10.3, adjacent to panel 11. During the evidence-gathering procedure, a stone block featuring dimensions of around 0.6 m × 0.6 m × 1.0 m was encountered at this exact height in the joint between panels 10 and 11. The block was geologically identified as trachyte. Although this stone block extended only an insignificant amount into panel 10 with a straight edge,

Quelle/credit: Dietz Geotechnik Consult GmbH, Bildmaterial/ image material from ARGE Los Süd (south lot consortium) und/and Kölner Verkehrs-Betriebe AG BU 202



Quelle/credit: Kempfert Geotechnik GmbH

11 Erkundete Lage der Schubriegel im Bereich Hindernis
Location of the thrust bars determined in the area of the obstacle

Lage der Schubriegel festgestellt. Diese ist unseres Erachtens darauf zurückzuführen, dass die Baumannschaft sicher sein wollte, dass der Bewehrungskorb eine ausreichende Endtiefe erreicht. Die aufgrund des in die Fläche der Lamelle 11 ragenden Umlaufbetons verbliebene Restbreite des Schlitzes betrug noch 2,80 m und entsprach damit genau der Breite des Bewehrungskorbs ohne Toleranz. Wir gehen davon aus, dass der Korb aus der Kranhalterung in angemessener Höhe ausgeklinkt und in den Schlitz fallen gelassen wurde. Der Korb ist gegenüber seiner Soll-Lage um ca. 30 cm in Richtung Süden versetzt eingebaut worden. Dieses Mass entspricht der geplanten seitlichen Betonüberdeckung. Der Korb berührte also, zumindest fast, das Fugenblech der südlichen Lamelle 12.

it penetrated around 60 cm into the area of panel 11. As a result, concrete that had flowed around the joint strip was encountered with a thickness of up to 60 cm both above and in the area of the recorded obstacle in panel 10. It is highly likely that this was struck by the grab during the production of panel 11. In any case, the grab was replaced in panel 11 at 22.8 m above sea level. From that point on, a grab featuring a width of 2.8 m was deployed in the slot with a planned length of 3.4 m. The height of 22.8 m above sea level was slightly above the planned final excavation depth of the construction trench, which was planned at around 21.7 m above sea level in this area. The narrow grab was used to excavate the remaining depth of around 20 m of diaphragm wall in a process that lasted until late on the Friday afternoon.

The grabs used at the various depths and the damage to the teeth and the toothed bars that occurred during the construction sequence are shown in Fig. 10.

The narrow grab that was deployed made it a near-certainty that a soil-filled area with a width of around 60 cm would remain in panel 11. It is likely that this defect in the diaphragm wall extended through to the planned final excavation depth. It is merely noted at this point that the defect was not identified and/or not noted due to poorly generated diaphragm wall reports.

3.3 Installation of the Reinforcement Cage

The reinforcement cage was installed on the Saturday between 06:00 and 10:00, as the concreting process was begun at this time. It is known that there were manipulations of the support bars, some of which were separated, and that certain parts of the thrust force reinforcement were omitted in a deviation from the plan. Our current knowledge suggests that these manipulations did not influence the damage progression.

During the analysis of the cage thrust bars that were actually installed, the knowledge and actual load-bearing capacity of which is important in terms of the diaphragm wall, the positioning of the thrust bars was noted as being particularly unstable and unsystematic in open windows. In our opinion, this can be traced back to the construction team wanting to be certain that the reinforcement cage would reach a sufficient final depth. The residual depth of the vent, caused by the concrete that had flowed around the joint strip and extended into the area of panel 11, was still 2.80 m and therefore corresponded exactly to the width of the reinforcement cage without any tolerance. We assume that the cage was released from the crane bracket at a suitable height and allowed to fall into the slot. The cage was installed around 30 cm south of its intended location. This distance corresponds to the planned concrete covering at the side. The cage was therefore at least nearly in contact with the joint sheet of south panel 12.

3.4 Betonage der Schlitzwand

Die Betonage der Schlitzwand erfolgte dann, wie erwähnt, am Samstagmorgen ab 10 Uhr. Aufgrund des Bauablaufs und des sehr begrenzten zur Verfügung stehenden Zeitfensters gibt es Zweifel über die fachgerechte Reinigung der Suspension. Die Betonage war am Samstag, 10. September 2005, um etwa 13 Uhr beendet. Aufgrund eines nicht fachgerecht ausgeführten und fehlerhaft ausgefüllten Betonierprotokolls wurde der Minderverbrauch, der sich aufgrund der Ausbildung des Schlitzwanddefekts und damit des verbliebenen Restmaterials in der Fuge ergeben musste, nicht bemerkt.

Damit war die Herstellung der Schlitzwände am Waidmarkt beendet und die Baukolonne konnte, wie geplant, ihre Arbeit an der Baustelle der Haltestelle Heumarkt, Nord-Süd-Stadtbahn, aufnehmen.

4 Aushub der Baugrube bis zum Einsturz

4.1 Beginn der Arbeiten

Im November 2006 begann der Aushub von der Ebene der Ankerherstellung auf das Niveau 36,00 m NN zur Ausführung des Deckels. Damit begann der Aushub unter den Grundwasserspiegel, sodass am 21. November 2006 die vorbereitete Wasserhaltung in Betrieb ging. Die Aushubtiefe für die Bodenplatte war bis zu 20 m NN vorgesehen. Das bedeutet, dass im Endaushubzustand eine freie Fugenhöhe von ca. 18 m vom Grundwasser belastet wurde.

Während der gesamten Aushubarbeiten sind immer wieder Undichtigkeiten an verschiedenen Schlitzwandfugen festgestellt worden. Dies ist für Schlitzwandfugen nicht untypisch, in dieser Häufigkeit jedoch auffällig. Die undichten Stellen wurden jeweils mit baupraktischen Hilfsmitteln wie Holzwohle, Holzkeilen, Stahlplatten oder Verpressen mit geeigneten Injektionsmitteln verschlossen.

4.2 Wasserhaltung

Wie beschrieben kam es beim Aushub der Baugrube zu verschiedenen Undichtigkeiten und Unregelmässigkeiten bei der Wasserhaltung. Sie sind nach aktuellem Kenntnisstand bzgl. des Schadenshergangs nicht relevant, eine vollständige Darstellung ist in diesem Beitrag nicht leistbar. Allerdings ergibt sich bei der Analyse der Problembeseitigungen ein erkennbares Handlungsmuster im Umgang mit der Beseitigung von Wasser, das auf der jeweiligen Aushubsohle, aus welchen Gründen auch immer, zu fassen war. Es wurden Pumpensümpfe erstellt, deren Tiefe jeweils etwa 1–2 m erreichte. Oberhalb der Aushubsohle wurden die undichten Fugen, im Einzelfall auch Fehlstellen in der Schlitzwand, verpresst.

4.3 Abläufe am Unglückstag

Die wesentlichen Vorgänge bis zum Schadensereignis spielten sich vor der Lamelle 11 ab. Genauere Angaben zur Aushubhöhe zu Beginn der Arbeiten am 3. März 2009 und zu der am Schadenstag erfolgten Absenkung des Aushubniveaus liegen nicht vor. Nach allen uns vorliegenden Informatio-

3.4 Concreting of the Diaphragm Wall

As mentioned, the concreting of the diaphragm wall was performed on the Saturday morning from 10:00. The workflow and the very limited time frame that was available mean that there are doubts as to whether the suspension was properly cleaned. The concreting was completed on Saturday 10 September 2005 at around 13:00. As the concreting report was not generated properly and there were errors made when filling it in, there was a failure to identify the insufficient consumption of resources that must have resulted from the formation of the diaphragm wall defect and the residual material that subsequently remained in the joint.

This marked the end of the production of the diaphragm walls at Waidmarkt, with the construction team commencing its work as planned at the site located at Heumarkt station on the north-south Stadtbahn light rail system.

4 Excavation of the Construction Trench until the Collapse

4.1 Start of Work

The extraction from the level of the rock bolt production to the level 36.00 m above sea level was commenced in November 2006 for the purpose of constructing the cover. The excavation therefore began below groundwater level, with the prepared dewatering entering operation on 21 November 2006. The planned excavation depth for the ground slab was up to 20 m above sea level. This means that, in the final state of the excavation, a free joint height of around 18 m was burdened with the groundwater.

Throughout the excavation work, leaks were repeatedly identified at various joints on the diaphragm wall. Although this is not atypical for diaphragm wall joints, the frequency with which this occurred was unusual. Each of the leaks was sealed using resources that were practical for the construction, such as wood shavings, wooden wedges and steel plates, or by means of injection grouting using suitable injection agents.

4.2 Dewatering

As described, there were various leaks and irregularities in terms of the dewatering during the excavation of the construction trench. Our current knowledge suggests that these were not relevant to the damage progression, but we are unable to provide a complete overview within the scope of this contribution. However, by analysing the manner in which the problems were remedied, it was possible to identify a pattern of action that was followed when removing the water that could be collected from the respective excavation invert – regardless of how it came to be there. This involved the creation of sumps, each featuring a depth of around 1-2 m. Above the excavation invert, the leaking joints – or the flaws in the diaphragm wall in individual cases – were grouted.

nen war die Schlitzwand im Bereich der Lamelle 11 bis zum 2. März 2009 abends trocken und unauffällig. Um 7 Uhr wurden die Aushubarbeiten mit dem Ziel fortgesetzt, ein Feinplanum im gesamten Block 3 herzustellen. Bereits zu Beginn der Schicht wurde von der beauftragten Firma ein Wasserzutritt 1–2 m vor der Lamelle 11 festgestellt.

Nachdem festgelegt worden war, weiterzuarbeiten, verstärkte sich der Wasserzutritt gegen 10 Uhr bis 10.30 Uhr.

Gegen 12.30 Uhr fand dann ein ARGE-interner Termin an der Lamelle 11 zur Festlegung von Massnahmen zur Behandlung des Wasserzutritts vor der Lamelle 11 statt. Inzwischen war um die Wasserlache ein Wall aufgeschüttet worden, damit das Wasser nicht unkontrolliert auf das bereits fertiggestellte Rohplanum nördlich und südlich der Lamelle 11 fließen konnte.

Es wurde festgelegt, dass ein Pumpensumpf von einer oder zwei Schachtringtiefen ca. 50–100 cm unterhalb der geplanten Aushubsohle hergestellt werden sollte. In diesem Sumpf sollte anschliessend eine Pumpe installiert werden, um das Wasser entsprechend abzuführen.

Die Situation vor Ort zum Zeitpunkt der Besprechung ist in Bild 12 gezeigt.

Eine Information an den Bauherrn über die Situation und die Entwicklung am 3. März 2009 erfolgte nicht.

Nach der Mittagspause der Mitarbeiter der ARGE vor Ort begann der Aushub des Pumpensumpfs vor der Lamelle 11 gegen 13.30 Uhr. Ab ca. 13.40 bis 13.50 Uhr begann die Situation nach einigen Baggerschaufeln ausser Kontrolle zu geraten, da vermehrt und unkontrollierbar Wasser in die Baugrube eindrang.

Kurz danach wurde die aussichtslose, lebensgefährliche Situation erkannt. Um 13.58 Uhr ging ein erster Notruf bei der Feuerwehr ein und um 14.00 Uhr ein zweiter mit der Information, dass das Stadtarchiv eingestürzt sei.



Quelle/credit: Brunnenbau Conrad (BBC), bearbeitet/edited by Dietz Geotechnik Consult GmbH

12 Wasserzutritte vor Fuge 10/11 am Unglückstag
Ingress of water upstream of joint 10/11 on the day of the accident

4.3 Processes on the Day of the Accident

The main procedures that were performed in the run-up to the damage event took place upstream of panel 11. There is no specific information available in terms of the excavation height at the start of the work on 3 March 2009 and the lowering of the excavation level that took place on the day of the damage event. All the information available to us states that the diaphragm wall in the area of panel 11 was dry and normal until the evening of 2 March 2009. The excavation work was resumed at 07:00 with the aim of generating a fine subgrade throughout block 3. At the start of the shift, the contracted company detected an ingress of water 1-2 m upstream of panel 11.

Once the decision had been taken to continue work, the ingress of water intensified at around 10:00 to 10:30.

At around 12:30, an internal meeting of the joint venture (ARGE) was held at panel 11 to determine the measures for dealing with the ingress of water upstream of panel 11. By that time, an embankment had been heaped around the puddle of water to prevent an uncontrolled flow of water onto the previously completed raw subgrade north and south of panel 11.

It was determined that a sump comprising one or two shaft ring depths needed to be generated around 50-100 cm beneath the planned excavation invert. A pump then needed to be installed in this sump in order to discharge the water accordingly.

The situation on site at the time of the discussion is shown in Fig. 12.

The client was not informed of the situation or the development on 3 March 2009.

Once the employees of the joint venture (ARGE) who were on site had finished their lunch break, the excavation of the sump upstream of panel 11 began at around 13:30. From around 13:40 to 13:50, the situation began to spiral out of control after a few bucket loads of earth had been removed by the excavator. Increased amounts of water were entering the construction trench in an uncontrollable manner.

This hopeless situation, posing a danger to life, was identified shortly afterwards. The first emergency call to the fire service was made at 13:58, with a second occurring at 14:00 to announce that the Historical Archive had collapsed.

5 Results of the Investigation

With complete hydraulic ground seepage being ruled out relatively quickly as a cause of the damage, the investigations addressed two hypotheses. The first hypothesis, which was also supported relatively quickly by the results of geo-

5 Untersuchungsergebnisse

Nachdem ein vollständiger hydraulischer Grundbruch relativ schnell als Schadensursache ausgeschlossen werden konnte, erstreckten sich die Untersuchungen auf zwei Hypothesen. Die eine Hypothese, relativ rasch auch durch die Ergebnisse geophysikalischer Erkundungen gestützt, war ein Durchbruch durch eine Fehlstelle in der Schlitzwand. Ebenfalls noch diskutiert wird ein Erosionsgrundbruch, der zu einem Schlot um die Schlitzwand herum geführt haben könnte.

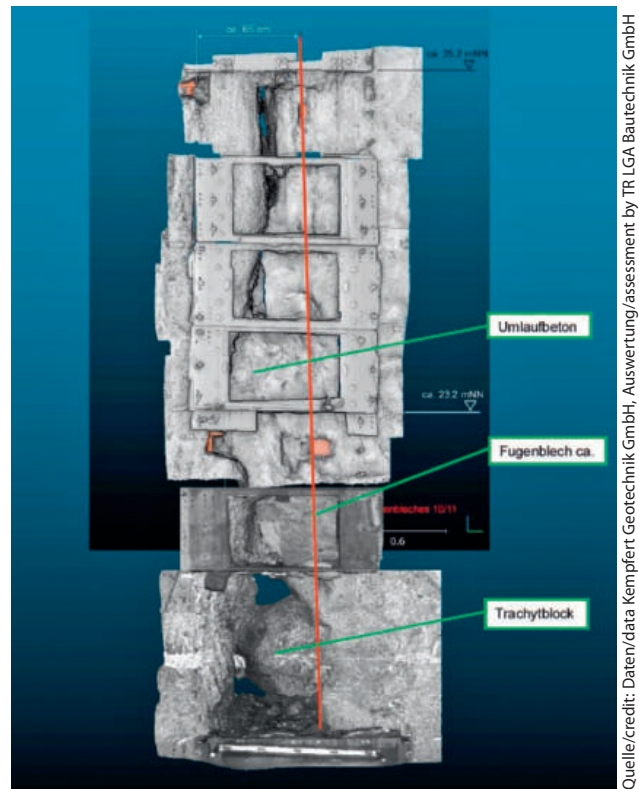
Alle aktuell vorliegenden Erkenntnisse weisen auf ein Loch in der Schlitzwand hin, in einer Tiefenlage wenig unter der Baugrubensohle. Die Entstehung dieser Fehlstelle lässt sich, wie dargestellt, sehr gut durch die Probleme bei der Herstellung der Schlitzwand erklären.

Bild 13 zeigt deutlich den Umlaufbeton, an dem der 3,40 m breite Greifer nicht vorbeikommen konnte, weshalb in der Folge ein 2,80 m breiter Greifer eingesetzt wurde. Dies führte wie beschrieben zu dem sich öffnenden Schlitzwanddefekt.

Der in diesem Bild erkennbare Trachytblock war mit größter Wahrscheinlichkeit geogenen Ursprungs. Blöcke als Hindernisse waren jedoch im Kölner Quartär in Einzelfällen zu erwarten. Unabhängig von dem Trachytblock hat die mangelhafte Ausführung der Lamelle 11 durch die ARGE zu der Havarie geführt.

Literatur/References

- [1] Tunnel – Offizielles Organ der STUVA, Sonderheft Nord-Süd-Stadtbahn, Bauverlag BV GmbH, Gütersloh, 2007
- [2] Schwarze, J.; Pabst, R. (2011): Unglück Waidmarkt Nord-Süd-Stadtbahn Köln, Sachstand und Konsequenzen, Berge- und Besichtigungsbaugrube, Weiterbau. Beitrag STUVA-Tagung 2011, Hrsg. Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., STUVA 12/2011, S. 87–92
- [3] Sieler, U.; Pabst, R.; Moormann, Ch.; Neweling, G. (2012): Der Einsturz des Stadtarchivs in Köln: Bauliche Maßnahmen zur Bergung der Archivalien und zur Erkundung der Schadensursache. Vorträge der Baugrundtagung 2012 in Mainz, Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Essen, 135–141
- [4] Moormann, Ch.; Sieler, U.; Kahlen, G.; Schwarze, J. (2014): Herstellung der 34 m tiefen Besichtigungsbaugrube am Waidmarkt in Köln – Spezialtiefbau unter besonderen Anforderungen. Vorträge zum 10. Hans Lorenz Symposium 2014 an der TU Berlin, 4. September 2014, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 64, 139–163



13 Fugenverlauf im Bereich Baugrubensohle
Alignment of joints in the area of the construction trench

physical investigations, was a breakthrough via a flaw in the diaphragm wall. The other hypothesis still under discussion involves erosion-related ground seepage that could have led to a chimney in the diaphragm wall.

All currently available findings point to a hole in the diaphragm wall at a depth slightly below the invert of the construction trench. As has been shown, the problems that arose during the production of the diaphragm wall serve as a very good explanation of how this flaw came about.

Fig. 13 clearly shows the concrete that had flowed into the joint strip which the 3.40 m grab could not get past, leading to the subsequent usage of a 2.80 m wide grab. As described, this led to the opening of the defect in the diaphragm wall.

The trachyte block that can be identified in this image was most likely of geogenic origin. However, blocks were to be expected as obstacles in the Cologne Quaternary in individual cases. Regardless of the trachyte block, the poor-quality construction of panel 11 by the consortium (ARGE) is what led to the incident.

Quelle/credit: Daten/data Kempfert Geotechnik GmbH, Auswertung/assessment by TR LGA Bautechnik GmbH

*Claude Risch, ingénieur civil EPFL, Emch+Berger SA Lausanne, Lausanne/CH
Jean-Michel Burnier, ingénieur civil EPFL, Stucky SA, Lausanne/CH*

Le projet Hongrin-Léman plus (FMHL+)

Une nouvelle centrale hydroélectrique construite dans un environnement exigeant

Les Forces Motrices Hongrin-Léman SA (FMHL) ont décidé d'augmenter la puissance de l'aménagement hydroélectrique existant en réalisant une nouvelle centrale souterraine de 240 MW. La construction de cette nouvelle centrale a été exécutée dans un environnement très exigeant dû à la proximité de l'usine, d'infrastructures existantes, du lac Léman ainsi que de la configuration des lieux, dont il a fallu tenir compte lors de la conception des différents ouvrages. L'article passe en revue les principales difficultés et mesures prises pour la réalisation de ce projet.

The Hongrin-Leman Plus Project (FMHL+)

A New Hydroelectric Plant Built in a Challenging Environment

Forces Motrices Hongrin-Léman SA (FMHL) decided to increase the capacity of the existing hydroelectric development by building a new 240 MW underground plant. This new plant was built in an environment that was very challenging because it was close to the Veytaux 1 plant, other existing infrastructure, and Lake Geneva, and because of the site's configuration; the various works were planned with all this in mind. The present article looks at the main difficulties experienced and measures taken in implementing this project.

1 Introduction

L'aménagement hydroélectrique de pompage-turbinage des Forces Motrices Hongrin-Léman SA (FMHL) a été mis en service en 1971. Cet aménagement de pompage-turbinage est constitué principalement du lac d'accumulation de l'Hongrin, d'une capacité utile de 52 Mm³ et situé à 1 250 m d'altitude environ, d'une galerie d'amenée de 8 km de long, d'une cheminée d'équilibre, d'un puits blindé de 1,2 km de long et de la centrale souterraine de Veytaux 1 située au niveau de la restitution constituée par le lac Léman à 372 m d'altitude. La centrale de Veytaux 1 est équipée de quatre groupes de pompage-turbinage de puissance unitaire de 60 MW pour une puissance totale installée de 240 MW.

Les Forces Motrices Hongrin-Léman SA (FMHL), propriétaires de l'aménagement, ont décidé d'augmenter la puissance de l'aménagement hydroélectrique existant en réalisant une nouvelle centrale souterraine de 240 MW, nommée Veytaux 2, comprenant deux groupes de pompage-turbinage de 120 MW. La puissance installée totale est de 480 MW, dont 420 MW en service et 60 MW en réserve. L'aménagement hydro-électrique Hongrin-Léman peut ainsi produire environ un milliard de kWh de pointe par année, soit près du double de la production initiale.

Le nouvel aménagement se compose des ouvrages souterrains suivants:

1 Introduction

The pump-turbine hydroelectric power plant owned by Forces Motrices Hongrin-Léman SA (FMHL) began operating in 1971. The main components of this pump-turbine plant are: the Lac d'Hongrin reservoir with a capacity of 52 Mm³, located at approximately 1,250 m altitude; an 8 km long headrace tunnel; a surge drum; a 1.2 km long penstock; and the Veytaux 1 underground plant situated at the discharge level of 372 m altitude – the level of Lake Geneva. The Veytaux 1 plant has four pump turbine sets with a capacity of 60 MW each, giving a total installed capacity of 240 MW.

The plant's owner Forces Motrices Hongrin-Léman SA (FMHL) decided to increase the capacity of the existing hydroelectric development by building a new 240 MW underground plant called Veytaux 2 comprising a further two pump turbine sets, each with 120 MW capacity. The resulting total installed capacity is 480 MW, of which 420 MW is operational and 60 MW acts as a reserve. The Hongrin-Léman development as a whole will therefore be able to produce around a billion kWh of peak energy annually, almost double its initial production.

The new plant is made up of the following underground works:

- Hydraulic and access tunnels totalling approximately 1,400 m in length;

Das Projekt Hongrin-Léman plus (FMHL+)

Ein neues Wasserkraftwerk unter schwierigen Rahmenbedingungen

Die neue Anlage von FMHL, an der Romande Energie SA, Alpiq Suisse SA, Groupe E und das städtische Energieversorgungsunternehmen von Lausanne beteiligt sind, besteht aus Zugangs- und Wasserstollen mit einer Gesamtlänge von ca. 1400 m sowie einem Kraftwerk in einer unterirdischen Kaverne von 57 m Höhe, 25 m Umfang und 98 m Länge (Aushubvolumen ca. 90000 m³). Da sich die Schachtgrube etwa 30 m unter dem Grundwasserspiegel des Genfersees befindet, waren erhebliche Injektionsarbeiten für die Ausschachtung der Grube der Kaverne erforderlich.

Die Integration dieses neuen Kraftwerks in eine bestehende Anlage hat neue Druckrohre (hydrostatischer Druck 875 mWS) und eine Rohrabzweigung auf dem vorhandenen gepanzerten Druckschacht erfordert. Genauso wurde der Anschluss des nachgeschalteten Hydraulikkreislaufs an den bestehenden Ableitungskanal in Modellversuchen getestet, um die Hydraulikformen zu optimieren. Die Erhöhung der Leistung von 240 MW auf 480 MW hat den Bau eines neuen Wasserschlosses in Sonchoux erfordert. Es besteht aus einem Vertikalschacht von 170 m Höhe und einem Innendurchmesser von 7,20 m sowie mehreren Nebenstollen. Mit der Planung und Betreuung des Projekts wurde das Konsortium GIHLEM beauftragt, das sich aus Stucky SA, EDF-CIH und Emch+Berger SA zusammensetzt.

Il progetto Hongrin-Léman plus (FMHL+)

Una nuova centrale idroelettrica realizzata in un ambiente complesso

Il nuovo impianto della società Forces Motrices Hongrin-Léman (FMHL), i cui azionisti sono Romande Energie SA, Alpiq Suisse SA, Groupe E e Services Industriels di Losanna, è composto da gallerie idrauliche e di accesso per una lunghezza totale di circa 1'400 m e da una centrale in caverna alta 57 m, con una portata di 25 m e una lunghezza di 98 m (volume scavo ca. 90'000 m³). Per consentire lo scavo della fossa per la caverna, sono stati necessari consistenti lavori di consolidamento. Il fondo di fossa, infatti, è situato a circa 30 m sotto il livello dell'acquifero fessurato, alimentato dal lago Lemano.

L'integrazione della nuova centrale nell'impianto esistente ha richiesto nuove condotte forzate (pressione idrostatica 875 mCE), nonché l'intercettazione del pozzo blindato esistente. Inoltre, il collegamento del circuito idraulico a valle sul canale di scarico esistente è stato oggetto di test su modello per ottimizzare le forme idrauliche. L'intervento per portare a 480 MW la potenza installata dell'impianto, inizialmente di 240 MW, ha richiesto la costruzione di un nuovo pozzo piezometrico a Sonchoux, costituito da varie gallerie e da un pozzo verticale, alto 170 m, con un diametro interno finito di 7,2 m. Gli studi e il controllo della realizzazione del progetto sono stati affidati al gruppo GIHLEM, composto da Stucky SA, EDF-CIH e Emch+Berger SA.

- Des galeries d'accès et hydrauliques, pour une longueur totale d'environ 1400 m.
- Une centrale en caverne, d'une hauteur de 60 m, d'une portée de 25 m et d'une longueur de 98 m (volume excavation env. 90 000 m³), avec un fond de fosse situé 30 m environ sous le niveau de la nappe fissurale, ce qui a nécessité d'importants travaux d'injection. La nouvelle centrale est équipée de deux groupes ternaires à vitesse synchrone à axe vertical, constitués chacun d'un alternateur-moteur, d'une turbine Pelton, d'un coupleur mécanique et d'une pompe.
- Des conduites en pression (pression hydrostatique 875 mCE), y compris un piquage sur le puits blindé existant.
- Un circuit hydraulique aval pour le raccordement de la nouvelle centrale sur le Léman: canaux de fuite à surface libre d'une longueur totale de 350 m environ; ces ouvrages ont fait l'objet d'essais sur modèle au LCH-EPFL et au VAW-ETHZ.
- Une nouvelle cheminée d'équilibre à Sonchoux: un puits vertical d'une hauteur de 170 m et de diamètre intérieur fini de 7,20 m.

- An underground cavern 60 m tall, spanning 25 m in width and 98 m in length (volume excavated approx. 90,000 m³), with a floor some 30 m below the water table in fissured rock, which required major grouting work; two synchronous-speed, vertical-axis ternary groups, each comprising an alternator/motor, a Pelton turbine, a mechanical coupler and a pump;
- Pressure lines (hydrostatic pressure 875 mCE), including a connection to the existing penstock;
- A hydraulic tail race circuit to connect the new plant to Lake Geneva: open-channel tail races totalling around 350 m in length – this circuit was modelled during tests at the Hydraulic Constructions Laboratory LCH-EPFL and at the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology VAW-ETHZ;
- A new surge tank at Sonchoux – a standpipe 170 m high with a final inner diameter of 7.20 m.

2 The Local Conditions and Their Impact on Planning the Works

This new plant was built in an environment that was very challenging because it was close to the Veytaux 1 plant,

2 Description des conditions locales et de leurs incidences sur la conception des ouvrages

La construction de cette nouvelle centrale a dû être exécutée dans un environnement très exigeant dû à la proximité de l'usine hydroélectrique de Veytaux 1, d'infrastructures existantes (autoroute, route cantonale, voie CFF), du lac Léman ainsi que de la topographie du lieu.

Les principales contraintes dont il a fallu tenir compte lors de la conception des ouvrages sont les suivantes :

- L'intégration des nouveaux ouvrages dans l'aménagement hydroélectrique existant, en branchant la nouvelle centrale en by-pass de l'existante, avec un raccordement côté amont sur le puits blindé et côté aval sur le canal de fuite existants. Il s'agit ici de la particularité la plus marquante du projet, laquelle a eu des conséquences directes sur le choix du type des équipements hydromécaniques et aussi sur le dimensionnement hydraulique de la cheminée d'équilibre et du canal de fuite existants, qui ont dû faire l'objet de travaux d'adaptation conséquents.
- La proximité des ouvrages de la centrale hydroélectrique existante lors des travaux, avec des contraintes de limitation d'ébranlements lors des tirs d'abattage et de réduction au minimum des arrêts d'exploitation de l'usine existante.
- La présence d'une nappe fissurale alimentée directement par le lac Léman, situé à environ 300 m de la nouvelle centrale à réaliser. Tous les ouvrages étant positionnés sous le niveau du lac (373,4 m.s.m), soit toute la partie basse de la caverne ainsi que le circuit hydraulique aval et une partie du circuit hydraulique amont, ont nécessité des injections d'étanchement préalable du rocher afin de limiter les venues d'eau lors de l'excavation et à l'état final (pour la caverne).
- La nouvelle centrale est implantée sous un versant assez pentu. L'orientation de la caverne a été choisie en fonction de la direction des contraintes naturelles principales mesurées avant les travaux.
- La proximité d'ouvrages de tiers et notamment des fondations du viaduc de Chillon de l'autoroute A9, de la villa Louise ainsi que de la route cantonale et des voies CFF.
- Travaux à proximité du château de Chillon, ouvrage touristique d'importance nationale.

3 Choix du type d'équipement

La particularité la plus marquante du projet est le fait que la nouvelle centrale est branchée sur le puits blindé existant, sans adaptation nécessaire de ce dernier, puisqu'il offrait assez de capacité hydraulique pour l'augmentation des débits d'exploitation prévus avec le nouvel aménagement. Cette opportunité a donc évité la réalisation d'un nouveau puits blindé, mais, d'un autre côté, a imposé des contraintes sur le choix des équipements hydromécaniques pour permettre de respecter les surpressions maximales admissibles sur le puits blindé lors des manœuvres (transitoires hydrauliques).

existing infrastructure (motorway, route cantonale, SBB railway) and Lake Geneva, and because of the site's topography.

The main constraints which had to be considered when planning the works were:

- Integrating the new works into the existing hydroelectric development, by connecting the new plant as a by-pass of the existing one, with connections on the headwater side to the penstock and on the tailwater side to the existing tail race. This was the most unusual feature of the project, and had an immediate impact on both the type of hydro-mechanical equipment chosen and the hydraulic capacity of the existing surge drum and tail race, which needed to be adapted as a result;
- The close proximity of these works to the existing hydroelectric plant brought constraints relating to limiting shock during blasting, and keeping downtime for the existing plant to a bare minimum;
- The fissures at ground water level fed directly by Lake Geneva, which was around 300 m away from the building site for the new plant. All works were situated below the level of the Lake (373.4 m above sea level): the lower part of the cavern, the hydraulic tail race circuit, and part of the hydraulic head race circuit. Injection grouting of the rock was therefore required prior to the works, so as to limit water ingress both during excavation and after completion (of the cavern);
- The new plant is situated beneath a rather steep slope. The main natural constraints were measured prior to the works, and the cavern was oriented on the basis of these;
- The close proximity of third-party works, in particular the foundations for the Chillon viaduct on the A9 motorway and the Villa Louise, and the route cantonale and SBB railway tracks;
- The close proximity of Chillon Castle, a major national tourist attraction.

3 The Type of Equipment Chosen

The most striking feature of this particular project is the fact the new plant connects to the existing penstock, without the need for the penstock to be adapted: it has sufficient hydraulic capacity to accommodate the predicted increase in flow when the new development is in operation. Although no new penstock was required, this did impose constraints on the type of hydromechanical equipment used, in order to keep below the maximum allowable overpressure for the penstock during some workings (transient hydraulics).

Thus the choice of hydromechanical equipment was essentially dictated by this criterion, whereas it is usually dictated by the criteria of optimising costs, operation and maintenance, and the penstock is in turn usually designed in relation to the overpressure generated by the equipment chosen.

		Groupe ternaire		Groupes séparés (groupes pompes multi-étages+ groupe Pelton)		Groupe réversible monoétage réglable			Groupe réversible biétage réglable			Groupe réversible multi-étages sans réglage	
		Sans réglage de puissance en pompe	Avec réglage de puissance en pompe par court circuit hydraulique sur même groupe	Sans réglage de puissance en pompe	Avec réglage de puissance en pompe par court circuit hydraulique avec le groupe Pelton associé	Sans réglage de puissance en pompe	Avec réglage de puissance en pompe par vitesse variable	Avec réglage de puissance en pompe par court circuit hydraulique avec turbines de Veytaux 1	Sans réglage de puissance en pompe	Avec réglage de puissance en pompe par vitesse variable	Avec réglage de puissance en pompe par court circuit hydraulique avec turbines de Veytaux 1	Sans réglage de puissance en pompe	Avec réglage de puissance en pompe par court circuit hydraulique avec turbines de Veytaux 1
180 MW	1x180	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible
	2x90	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible
	3x60	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible
	4x45	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible
240 MW	1x240	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible
	2x120	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible
	3x80	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible
	4x60	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible	Possible

Matrice des solutions possibles

Crédit/credit: GIHLEM

Tableau 1 Matrice des choix d'équipements hydromécaniques envisagés

Table 1 Matrix showing the proposed choice of hydromechanical equipment

Le choix des équipements hydromécaniques a donc été dicté essentiellement par ce critère, alors que d'habitude il est dicté par des critères d'optimisation économique ainsi que d'exploitation et de maintenance et que le puits blindé est ensuite dimensionné par rapport aux surpressions générées par les équipements retenus.

Les équipements étant déterminants pour les dimensions de la centrale, les études de l'avant-projet ont commencé par un recensement et une analyse des équipements possibles. La matrice des configurations étudiées, ainsi que quelques coupes type montrant les différences entre ces solutions, sont données dans le **tableau 1** et dans la **figure 1**.

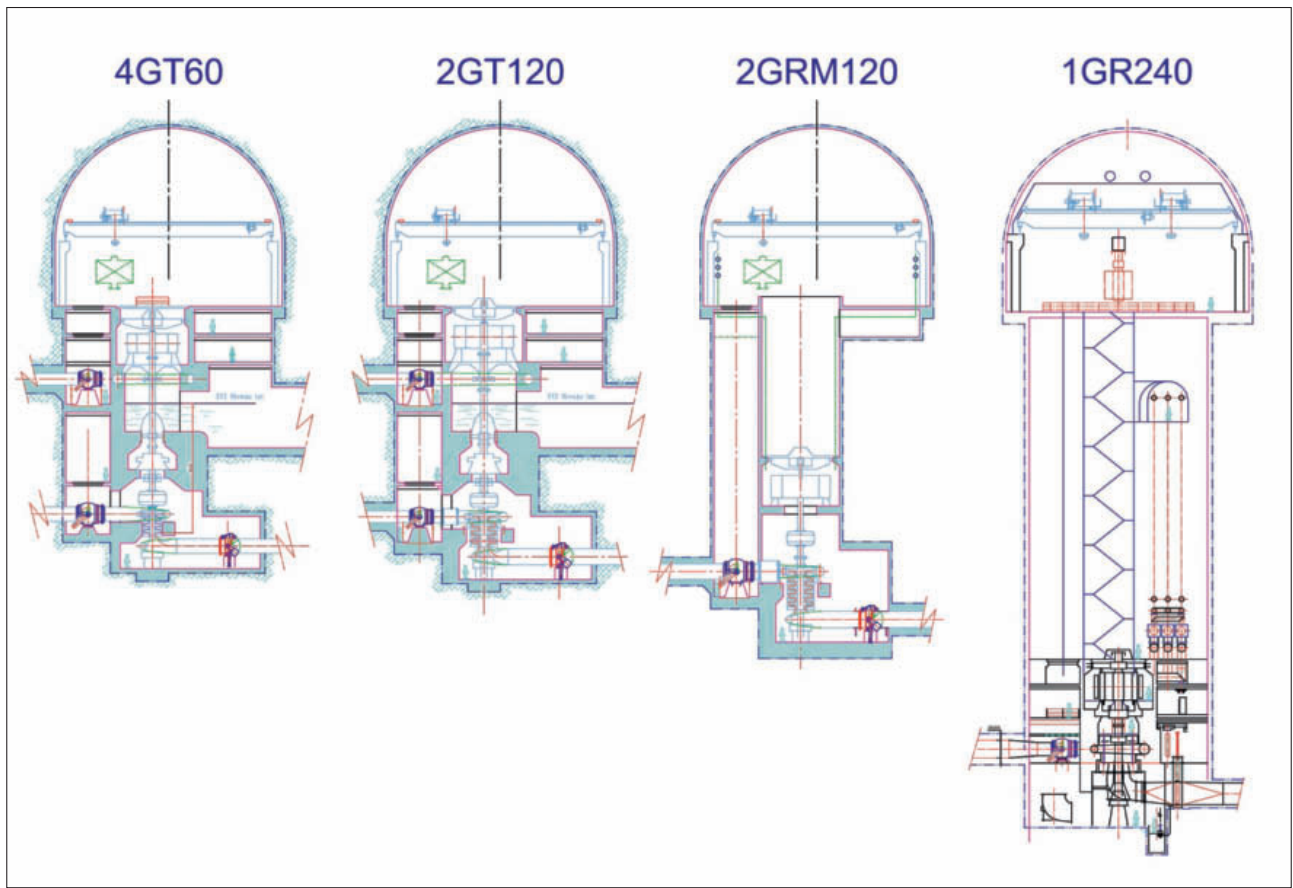
Le choix s'est finalement porté sur deux groupes ternaires de 120 MW à axe vertical, comportant chacun un alternateur/moteur, une turbine Pelton, un coupleur mécanique ainsi qu'une pompe à 5 étages. A noter que, pour prévenir tout risque de cavitation, la pompe doit être située environ 30 m sous le niveau du bassin aval constitué par le lac Léman.

A relever également le choix d'une pompe à corps libre, c'est-à-dire non enrobé dans du béton. Cet arrangement ajoute des contraintes dans la conception pour assurer la transmission des efforts de la pompe au génie civil, mais

As the equipment determined the dimensions of the plant, the preliminary studies began with a survey and analysis of the possible equipment. The matrix showing the configurations examined, as well as some typical sections showing the differences between these, can be found in **Table 1** and **Fig. 1** respectively.

In the end, two 120 MW vertical-axis ternary groups were chosen, each comprising an alternator/motor, a Pelton turbine, a mechanical coupler and a five-stage pump. It should be noted that in order to prevent any risk of cavitation, the pump must be located around 30 m below the level of the tail water (in this case Lake Geneva).

Furthermore a 'free' pump was chosen: a pump not encased in concrete. This arrangement restricts the design because it must ensure the forces created by the pump are transmitted to the civil engineering components, but it does mean neither installing the pump nor undertaking the civil engineering works depends on the other while they are in progress. In the long term, the arrangement also separates the civil engineering works and the geology from the body of the pump and thus prevents them having any impact on it. This separation allows some flexibility in operation in terms of adjusting the pump's alignment.



Crédit/credit: GHILEM

1 Coupes type des différents types d'équipements étudiés
Typical sections of the various equipment types studied

il permet d'éviter l'interdépendance entre le montage de la pompe et la réalisation du génie civil pendant les travaux; sur le long terme, il permet également de séparer l'influence éventuelle du génie civil et de la géologie sur le corps de pompe. Cette séparation assure également de la souplesse en exploitation pour le réglage de l'alignement de cette dernière.

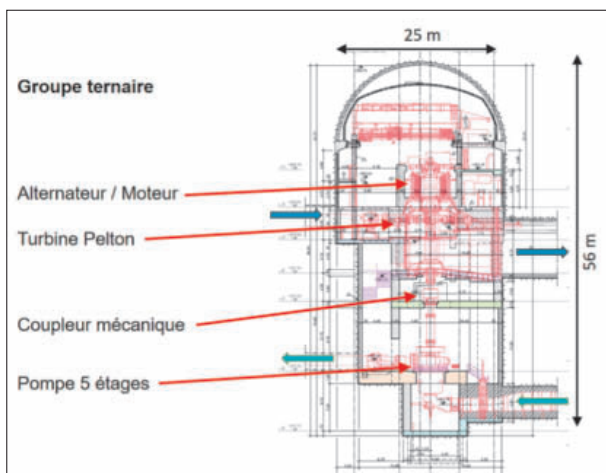
A typical cross-section of the plant and the main dimensions of the cavern are shown in Fig. 2. The total length of the cavern is approximately 100 m.

4 Orienting the Cavern

The orientation of the cavern was the second major choice to be made during the preliminary studies, with two opposing factors to consider. The first was a geotechnical factor relating to the topographical configuration of the site: the development is located under a rather steep slope descending towards Lake Geneva, a natural, asymmetrical constraint. Given the large size of the cavern and the particular plans to support it, the clear choice appeared to be to orient the shortest side of the cavern in the direction of the greatest main stresses.

On the other hand, the position and configuration of the existing works favoured orienting the new cavern at right angles to the existing cavern, and therefore parallel to the slope.

In view of the above factors, the decision was made to measure the initial stresses in the rock mass. Three 50 m deep holes were bored from an existing adit: 101 A (vertical), 101 B (at a 45° angle) and 101 C (at a 45° angle). A total of



Crédit/credit: GHILEM

2 Coupe transversale de la caverne avec équipements hydro-mécaniques
Cross section of the cavern, with hydromechanical equipment

La coupe type de la centrale et les dimensions principales de la caverne sont données dans la [figure 2](#). La longueur totale de la caverne est d'environ 100 m.

4 Orientation de la caverne

L'orientation de la caverne a été le deuxième choix important de l'avant-projet avec deux enjeux contradictoires. Un premier d'ordre géotechnique provenant de la configuration topographique du site, avec un aménagement situé sous un versant assez pentu plongeant en direction du lac Léman, ce qui devait se traduire a priori par un état naturel de contrainte asymétrique. Au vu des dimensions importantes de la caverne et du concept de soutènement envisagé, il apparaissait évident de devoir orienter le plus petit côté de la caverne par rapport à la direction de la contrainte principale maximale.

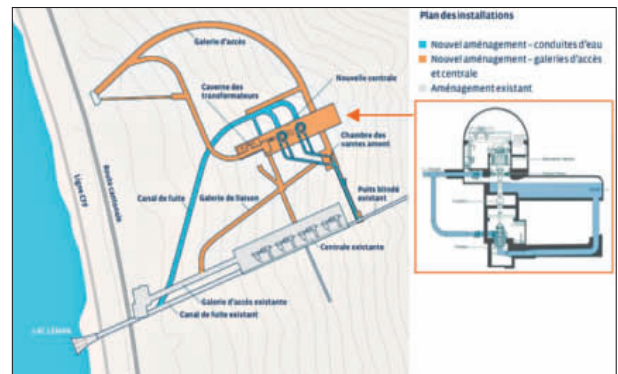
D'un autre côté, la position et la configuration des ouvrages existants favorisaient une orientation de la caverne perpendiculaire à la caverne existante et donc parallèle à la pente du versant.

Compte tenu de ces enjeux, il a donc été décidé de réaliser des mesures de l'état de contrainte initial dans le massif. Trois forages 101 A (vertical), 101 B (incliné à 45°) et 101 C (incliné à 45°) de 50 m de profondeur ont été exécutés à partir d'une galerie d'accès existante. Au total, 23 tests d'hydrofracturation ont été conduits pour déterminer la pression induisant l'ouverture de fractures. Ils ont confirmé les attentes et mis en évidence une contrainte horizontale principale deux fois plus importante dans le sens de la pente du versant par rapport à celle agissant en parallèle au versant. Le rapport mesuré entre la contrainte horizontale maximale et la contrainte verticale est de 1,18.

La grande différence entre les efforts horizontaux mesurés a abouti à orienter la longueur de la centrale dans le sens de la pente, afin de minimiser les efforts et le soutènement à mettre en place, en acceptant les inconvénients liés à cette orientation. La disposition générale de l'aménagement est donnée dans la [figure 3](#).

5 Soutènement de la caverne

Bien que les conditions géologiques du site soient relativement bien connues grâce aux ouvrages existants, le MO a accepté d'investir dans des forages complémentaires afin de parfaire les connaissances, ce qui a permis de limiter les surprises lors des travaux. La roche en place au niveau de la future centrale de Veytaux 2 et des ouvrages attenants est constituée de calcaires marneux durs en gros bancs à intercalations de calcschistes et de schistes argileux du BAJOCIEN. Les bancs calcaires prédominent largement (80 à 90 %) sur les schistes argilo-calcaires (10 % à 20 %) et possèdent une épaisseur comprise entre 0,1 et 1 m, exceptionnellement 1,5 m.



Crédit/credit: ALPIQ

3 Disposition générale de l'aménagement perpendiculaire à la pente du versant

Overall layout of the development, at right angles to the slope

23 hydraulic fracturing tests were conducted to determine the pressure which would cause fractures to open up. These tests confirmed expectations and demonstrated a major horizontal stress, twice as great in the direction of the slope as parallel to the slope. The maximum horizontal stress was measured to be 1.18 times the vertical stress.

The major difference between the horizontal stresses measured led to the conclusion that the plant would be oriented lengthways in the direction of the slope. This would minimise the stress and the supporting work required, although it was accepted that this orientation was inconvenient in some respects. The overall layout of the development is shown in [Fig. 3](#).

5 Supporting the Cavern

Although the geological conditions at the site are relatively well known due to the existing works, the client agreed to invest in additional bores to gain a more complete understanding, and this kept surprises to a minimum during the new works. The rock where the future Veytaux 2 plant and accompanying works were to be implemented was hard, marly limestone in wide layers interspersed with calc schist and shale from the Bajocian age. The limestone layers are much more widespread (80 to 90 %) than the calc schist and shale (10 to 20%), and they are between 0.1 and 1 m thick, or 1.5 m in exceptional cases.

The fracturing in the rock mass is well developed and relatively uniform. Three fracture systems are present here and were found in all the underground works already undertaken, which led to the conclusion that corners might fall off during excavations.

The vault for the existing plant was built as a passive vault formed of a shotcrete shell and prestressed anchors. As this type of support has been tried and tested in the existing works, studies were performed to check if this concept could be used again in the new development, in particular for the roof section. For the lower part of the cavern (floor), the de-

La fracturation du massif est développée et relativement uniforme. Trois systèmes de fractures sont présents et ont été mis en évidence dans tous les ouvrages souterrains déjà réalisés, ce qui laissait craindre la chute de dièdres lors de l'excavation.

La voûte de la centrale existante a été réalisée comme voûte passive constituée d'un revêtement en béton projeté et d'ancrages précontraints. Ce type de soutènement ayant donc fait ses preuves pour l'ouvrage existant, des études ont été réalisées pour vérifier si ce concept pouvait être repris pour le nouvel aménagement, notamment pour la calotte; pour la partie basse de la caverne (fosse), le concept prévoit la mise en place d'un soutènement provisoire constitué de clous passifs et de béton projeté. Les efforts à long terme sont repris par le béton de structure de la centrale.

Les calculs ont été réalisés en plusieurs phases et accompagnés par un expert. Après une première analyse empirique avec des méthodes reconnues, les calculs ont été affinés avec des modèles d'éléments finis pour l'appréciation de la stabilité d'ensemble de la caverne et des modèles d'éléments discontinus pour apprécier les risques localisés d'instabilités de dièdres (voir figure 4).

Les calculs effectués ont permis de vérifier la faisabilité d'une voûte passive. Le soutènement/revêtement retenu consiste en une coque de béton projeté de 30 à 40 cm d'épaisseur armée avec deux nappes de treillis avec renforcement du massif avec des clous passifs permanents (triple protection contre la corrosion selon norme sia 267) de 6,5 m de longueur et de 32 mm de diamètre. La maille du clouage est de 2 x 2 m.

Le clouage a été mis en place au fur et à mesure de l'excavation de la voûte avec application d'une première couche de béton projeté. L'épaisseur finale de la coque de béton projeté a été réalisée à la fin de l'étape 1 d'excavation.

Le concept a bien fonctionné, même si le clouage a dû être localement renforcé pour des raisons géologiques. Les déformations ont été contrôlées par des mesures de convergence optiques (mesures ponctuelles) et par des extensomètres posés à l'avancement (mesures en continu). Le comportement réel de la cavité (voir figure 5) a été proche des prévisions.

A noter, pour la partie basse de la caverne, qu'il a été difficile de maîtriser les formes d'excavation en cas d'angles rentrants, malgré les étapes d'excavation de hauteur réduite et le clouage des faces. En effet, suite à la décompression subie par le massif lors des excavations, le rocher avait tendance à se déliter le long des surfaces de discontinuité présentes.

sign incorporated temporary support formed of rock bolting and shotcrete. The long-term stresses are held by the structural concrete of the plant itself.

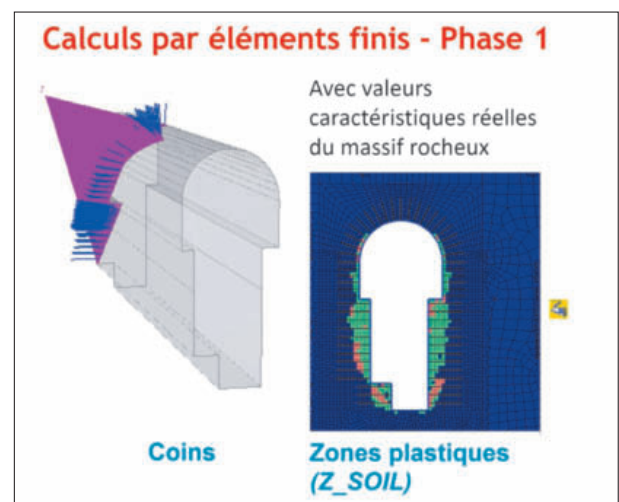
The calculations were performed in several stages, with input from an expert. Following initial empirical analysis using recognised methods, the calculations were refined using model final components in order to assess the overall stability of the cavern and using model discontinuous components to assess the localised risk of corners being unstable (see Fig. 4).

The calculations performed allowed the feasibility of a passive vault to be checked. The support/coating chosen comprises a shotcrete shell 30 to 40 cm thick, reinforced with two mesh sheets, and the rock mass is reinforced by permanent rock bolting (threefold corrosion protection in accordance with sia standard 267) 6.5 m in length and 32 mm in diameter. The wire mesh panels are 2 x 2 m.

The rock bolting was installed as the vault was excavated, along with an initial layer of shotcrete. The final thickness of the shotcrete shell was reached at the end of stage 1 excavation.

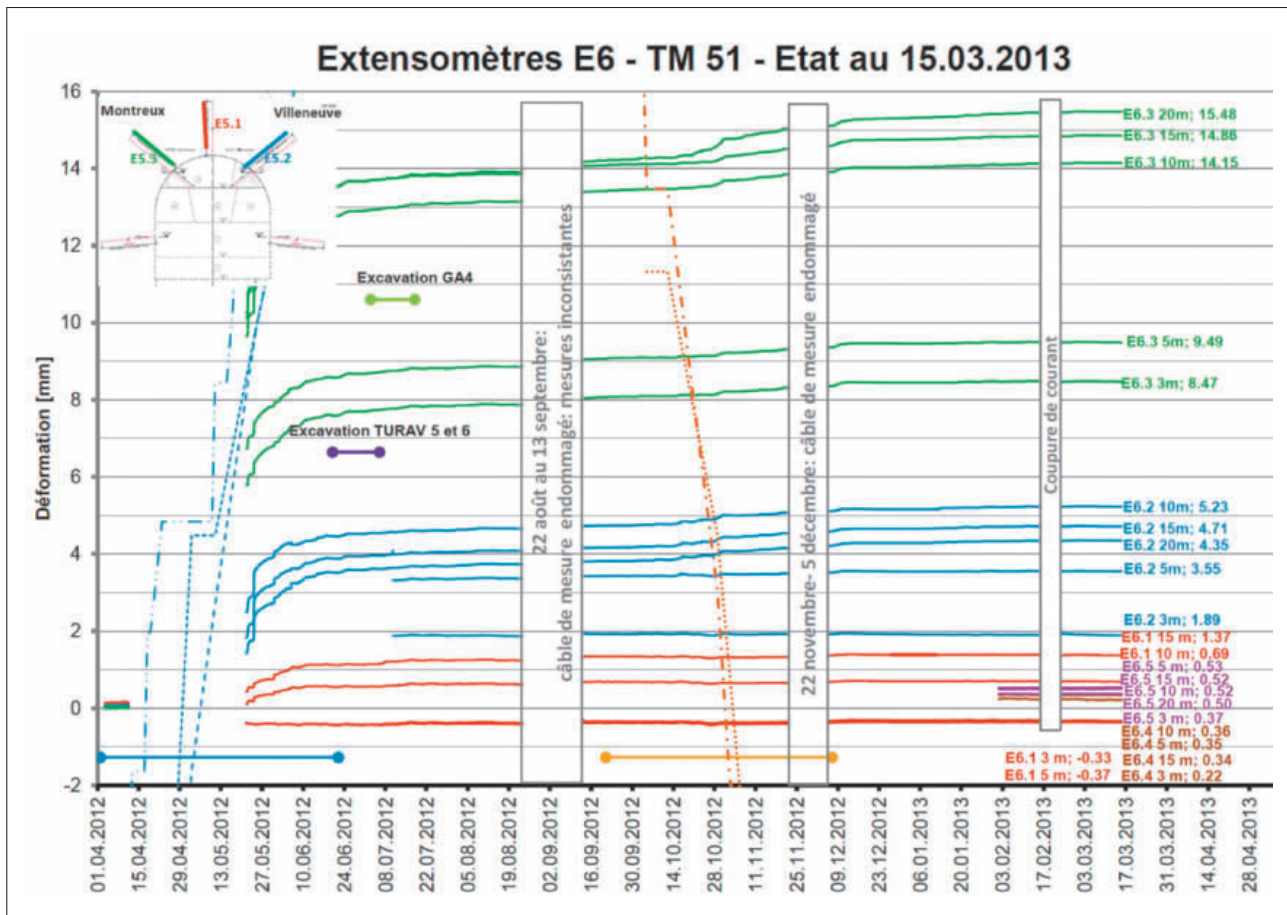
The design worked well, although the rock bolting needed local reinforcement due to the geology. Deformation was monitored using optical convergence measures (spot checks) and extensometers fitted in advance (ongoing measures). The actual behaviour of the cavity (see Fig. 5) was close to its predicted behaviour.

It should be noted that, in the lower part of the cavern, it was difficult to achieve the shapes for excavation where there were corners pointing inwards, despite the steps taken to excavate at lower height and the rock bolting used on the surfaces. In fact, because pressure on the rock mass was released during excavations, the rock tended to split along the cleavage plane on the discontinuous surfaces present.



4 Modèles de calcul utilisés
Calculation models used

Crédit/credit: GIHLEM



Crédit/credit: GIHLEM

5 Graphique du suivi des déformations de la caverne au moyen d'extensomètres
Graph showing deformation monitored in the cavern using extensometers

6 Injections d'étanchement

La figure 3 montre la proximité de l'ouvrage par rapport au lac Léman constituant le bassin aval de l'aménagement. Cette proximité combinée avec la fissuration du massif explique la présence d'une nappe fissurale directement alimentée par le lac à l'emplacement du futur aménagement. Selon le rapport géologique, la nappe présente un gradient de 0,5% en direction du lac. Compte tenu de la forte perméabilité du rocher estimée de l'ordre de $k = 10^{-4}$ à 5×10^{-5} m/s, de fortes venues d'eau étaient à craindre lors de la réalisation des parties d'ouvrage situées sous cette nappe (niveau env. 373,6 m.s.m). Les parties d'ouvrage concernées sont la fosse de la caverne, le circuit hydraulique aval ainsi que les galeries de pompage amont.

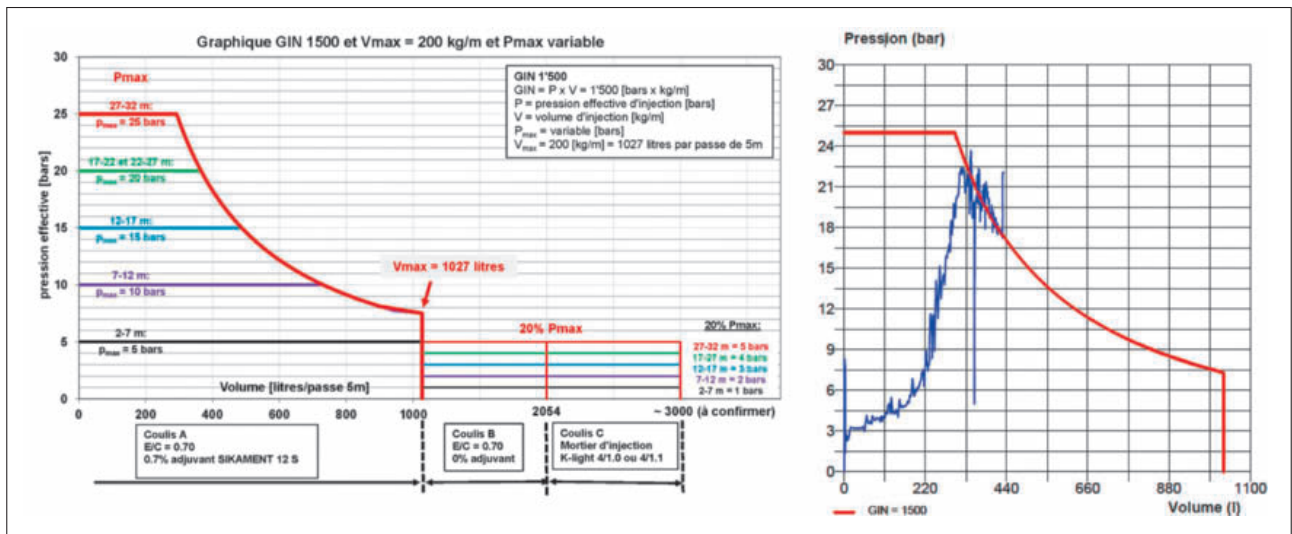
L'objectif de protection était double. D'une part, il fallait réduire les venues afin de créer des conditions acceptables pour la réalisation de toutes ces parties d'ouvrage et, d'autre part, il fallait en plus réduire le débit d'infiltration résiduel dans la caverne, puisque celui-ci doit être évacué par pompage depuis le fond de la centrale avec une hauteur de relevage d'environ 30 m de manière permanente pendant les travaux et lors de l'exploitation de la centrale.

6 Pressure Grouting

Fig. 3 shows how close the works are to Lake Geneva, which forms the tail water for this development. This close proximity, combined with the fissures in the rock mass, explains the water table present at the future development site which is directly fed by the lake. According to the geological report, the water table slopes towards the Lake at a gradient of 0.5%. Given that the rock is highly permeable, at around $k = 10^{-4}$ to 5×10^{-5} m/s, major water ingress could be expected when parts of the works were undertaken located below this water table (approx. 373.6 metres above sea level). Those parts of the works were: the floor of the cavern, the hydraulic tail race circuit, and the head race pumping tunnels.

Protection was undertaken with two aims in mind. The first was to reduce ingress so as to create acceptable conditions in which to undertake all parts of the works; the second was to reduce the rate of residual seepage into the cavern, as this must be pumped out from the floor of the plant and upwards around 30 m on a permanent basis, both during the works and while the plant is operating.

These twin aims, combined with the need to make the area watertight even before excavating, prompted the engineers to choose pressure grouting with cement.



Crédit/credit: GIHLEM

6 Paramètres GIN utilisés
GIN parameters used

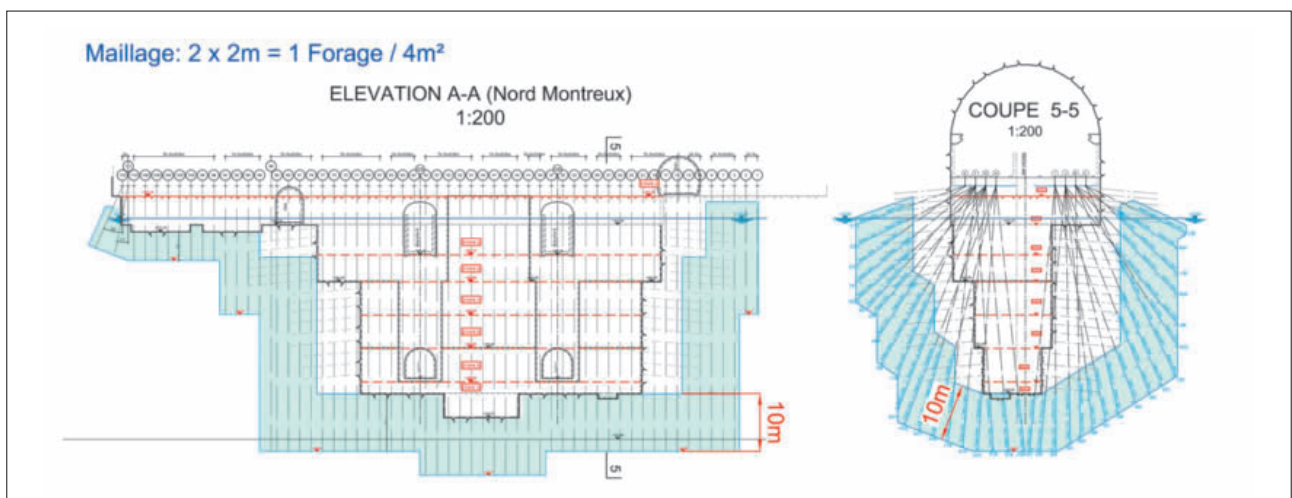
Ce double objectif temporel, avec la contrainte de réaliser une étanchéité avant même d’excaver, a incité les ingénieurs à choisir des injections d’étanchéité au ciment.

L’optimum économique a été déterminé à une limitation du débit résiduel de l’ouvrage à 10 l/s, ce qui impliquait un objectif de réduction de la perméabilité du rocher entourant la caverne à une valeur jugée réalisable de $k = 10^{-6}$ m/s. La mise en place d’une étanchéité complète de la partie inférieure de la centrale a également été analysée, mais jugée économiquement non rentable.

Les injections ont été réalisées en appliquant la méthode GIN (Grout Intensity Number) développée par le professeur Lombardi. Cette méthode consiste à piloter les injections en maintenant constante l’intensité de l’injection, ou autrement dit le produit du volume et de la pression d’injection, avec utilisation de coulis stables à base de ciment. Cette

The economic optimum was determined as limiting the residual flow at the works to 10 l/s, which involved an aim of reducing the permeability of the rock surrounding the cavern to $k = 10^{-6}$ m/s which was deemed to be achievable. The possibility of achieving complete watertightness in the lower part of the plant was also analysed, but was not deemed economically viable.

The injections were conducted by applying the GIN method (Grout Intensity Number) developed by Professor Lombardi. This method involves monitoring injections while maintaining a steady pumping rate (in other words the product of the volume and the pumping pressure) using stable, cement-based grout. This method is especially well suited to rock masses with fissures, and allows the quantities pumped and the spread of the grout into the rock mass to be monitored and limited. The GIN parameters used for pressure grouting are shown in Fig. 6.



Crédit/credit: GIHLEM

7 Schéma d’injection de la centrale
Diagram of the grout injections for the plant

méthode est particulièrement bien adaptée à des massifs fissurés et permet de limiter et de contrôler les quantités injectées et l'extension du coulis d'injection dans le massif. Les paramètres GIN utilisés pour l'injection sont donnés dans la figure 6.

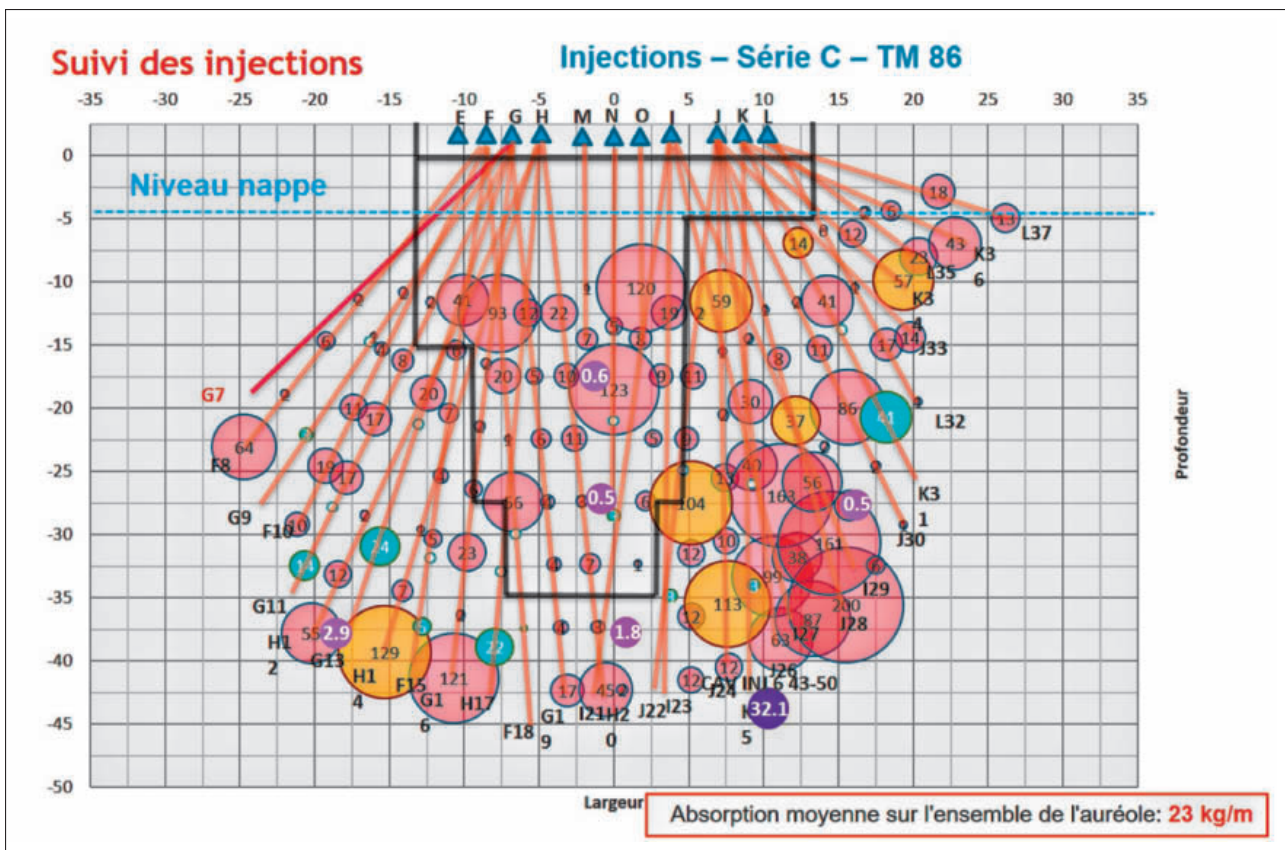
Les injections ont été menées en trois phases (primaire, secondaire et ternaire) avec une densification successive des forages de phase en phase. Localement, des phases quaternaires et quinaires ont été nécessaires. La longueur maximale des forages a atteint 55 m. La densité moyenne de la maille d'injection atteinte à la phase ternaire était de 2 m. Le but a été de traiter une épaisseur de l'ordre de 10 m de rocher tout autour de la fosse de la caverne et de créer ainsi une auge la plus étanche possible. Le dispositif décrit a nécessité environ 100 km de forages, dont environ 60 000 m ont été injectés pour une quantité de ciment de 2300 t correspondant en moyenne à 40 kg/m de forage utile. La phase d'injection de la caverne a duré 5 mois avec un travail en 3 postes par jour et partiellement du travail continu 7 jours sur 7.

Les schémas d'injection utilisés ainsi que la configuration du voile d'injection réalisé pour la caverne sont donnés dans la figure 7. Pour les autres parties d'ouvrage (circuits hydrauliques amont et aval), les densités de forage étaient similaires, mais avec des forages généralement plus courts, de l'ordre de 10 m.

Pressure grouting was conducted in three phases (primary, secondary and tertiary) with the boring becoming progressively denser from one phase to the next. Quaternary and quinary phases were required in localised areas. The maximum bore length was 55 m. The average density of the injection grid achieved in the tertiary phase was 2 m. The aim was to treat a thickness of around 10 m of rock spanning outwards in all directions from the floor of the cavern, thus creating the most watertight trough possible. The above model required 100 km of boring, of which some 60,000 m were grouted with 2,300 t of cement, equivalent to an average of 40 kg/m of operational bore. The grouting phase for the cavern lasted five months, with work undertaken at three stations by day, and some continuous operation seven days a week.

The location of the grout injections used for the cavern and the shape of the injection area created are shown in Fig. 7. For the other parts of the works (head and tail race hydraulic circuits), the boring densities were similar but the bores were generally shorter, at around 10 m.

The grouting needed resources to be made available relatively consistently, and needed monitoring constantly by the local construction management to analyse the results of the phases already implemented and to establish whether any subsequent phases would be required. The local construction management developed monitoring graphics so they



8 Suivi et interprétation des résultats des injections
Monitoring and interpreting the results of the pressure grouting

Crédit/credit: GILLEM



Crédit/credit: GHILEM

9 Réalisation du puits vertical de la cheminée d'équilibre
Making the standpipe for the surge drum

Les travaux d'injection ont nécessité la mise en place de moyens assez conséquents et un suivi permanent de la part de la DLT afin d'analyser les résultats des phases déjà réalisées et de définir les éventuelles phases ultérieures encore nécessaires. La DLT a développé des graphiques de suivi pour suivre en temps réel l'évolution des injections et des quantités de coulis absorbées (voir figure 8).

L'efficacité des injections a été contrôlée régulièrement avec des essais de perméabilité Lugeon, qui ont montré que l'objectif de réduction de la perméabilité du massif rocheux mentionné plus haut était atteint. L'atteinte de l'objectif a

could follow the progress of the injections and the quantities of grout absorbed in real time (see Fig. 8).

The effectiveness of the injections was monitored regularly using Lugeon permeability tests, which showed that the aim stated above of reducing permeability in the rock mass had been achieved. Achievement against this aim was also checked when the lower part of the cavern was excavated, when the residual flow in fact proved slightly lower than expected (at around 6 l/s).

7 Modifications to the Existing Surge Drum

From the very first hydraulic calculations to check the head race hydraulic circuit, it emerged that the existing surge drum was not sufficient to absorb the water mass oscillations and protect the head race tunnel from overpressure caused by certain workings of the hydromechanical equipment.

The existing surge drum therefore needed to be relieved using a new vertical tank around 170 m high and 7.2 m in final inner diameter, fully reinforced up to 1,285 m above sea level, or around 30 m above the maximum dam level, to prevent any water ingress into the rock mass during the pumping phase (see Fig. 9). The significant fracturing in the rock prevented the raise-drill technique being used, and the penstock had to be approached in the conventional way as a descending counter-excavation.

The new tank is upstream of the existing drum, directly connected to the headrace tunnel, which is also reinforced at this point. An adit was also created to provide access to the foot of the surge drum. Given the significant fracturing in the rock, this adit was fitted with arch supports along its entire length.

8 Proximity of Foundations for the Chillon Viaduct

Fig. 3 indicates how close the Chillon viaduct on the A9 motorway is. It also shows the position of two piles for this viaduct, immediately beside the only available place from which to start boring the adit to access the new plant. The position of these foundations directly influenced the plans for the adit and the design for supporting the trench at the entrance.

The fact that the adit passes close to the piles for the viaduct meant the foundations for the piles needed to be monitored for deformations and for shocks caused during blasting, with very low upper limits being imposed (the limit value of 6 mm/s was seldom reached, see Fig. 10).

9 Study and Monitoring of Vibrations at the Surrounding Infrastructure Produced by the Works

When the Veytaux 1 hydroelectric plant was being built in the 1960s, work on the motorway was undertaken in par-

également été vérifiée lors de l'excavation de la partie basse de la caverne avec un débit résiduel même légèrement plus faible que prévu (de l'ordre de 6 l/s).

7 Modifications de la cheminée d'équilibre existante

Dès les premiers calculs hydrauliques de vérification du circuit hydraulique amont, il s'est avéré que la cheminée d'équilibre existante serait insuffisante pour absorber les oscillations de masse et protéger la galerie d'amenée des surpressions engendrées lors de certaines manœuvres des équipements hydromécaniques.

La cheminée d'équilibre existante a donc dû être doublée avec une nouvelle cheminée verticale d'environ 170 m de hauteur et 7,2 m de diamètre intérieur fini, entièrement blindée jusqu'à la cote 1 285 m.s.m, soit environ 30 m au-dessus du niveau maximal du barrage pour prévenir toute infiltration d'eau dans le massif lors de phase de pompage (voir [figure 9](#)). La forte fracturation du rocher a empêché l'utilisation de la technique du raise-drill, et le puits a dû être excavé de manière classique en attaque descendante.

La nouvelle cheminée est située en amont de l'existante et raccordée directement à la galerie d'amenée, également blindée à cet endroit. De plus, une galerie d'accès au pied de la cheminée d'équilibre a été réalisée. Compte tenu de la forte fracturation du rocher, la galerie a été cintrée sur toute sa longueur.

8 Proximité des fondations du viaduc de Chillon

La position du viaduc de Chillon de l'autoroute A9 est indiquée sur la [figure 3](#). Cette figure montre également la position de deux piles de ce viaduc à proximité immédiate de l'unique endroit disponible pour amorcer la galerie d'accès à la nouvelle centrale. La position de ces fondations a directement influencé le tracé de la galerie d'accès et le dimensionnement du soutènement de la fouille du portail.

Le passage de la galerie d'accès à proximité des piles du viaduc a nécessité une surveillance des fondations de ces dernières tant au niveau des déformations que des ébranlements produits lors des tirs de mines, avec des valeurs limites à respecter très faibles (la valeur d'annonce de 6 mm/s n'a été atteinte que de rares fois, voir [figure 10](#)).

9 Etude et suivi des vibrations générées lors des travaux sur les infrastructures environnantes

Dans les années 1960, lors de la construction de la centrale hydroélectrique de Veytaux 1, les travaux de l'autoroute se réalisaient en parallèle de l'aménagement des FMHL. En 2008, lors du début des études du projet FMHL+, l'impact des minages d'excavation sur les infrastructures existantes

allait avec ce développement par FMHL. En 2008, lorsque les études pour le FMHL+ ont commencé, l'impact de l'excavation sur les infrastructures existantes a été étudié à l'avance, pour garantir le succès du projet. Des essais de déflagration ont été réalisés dans une galerie près de la centrale de Veytaux 1, afin de mesurer les chocs générés et de les mesurer sur les piles de viaduc et les équipements électromécaniques en fonctionnement à la centrale de Veytaux 1. Ces essais et mesures ont été suivis par un spécialiste en géologie, et des discussions approfondies ont été menées avec les propriétaires des différentes infrastructures. Tout cela a été intégré au système de surveillance, qui a été installé et adapté au fur et à mesure des travaux. Des capteurs de vibration ont été installés sur les piles de viaduc, sur la voie et sur les fondations; ces capteurs ont également été installés sur les équipements électromécaniques de la centrale de Veytaux 1. Ces capteurs ont formé un réseau de surveillance des chocs, et ont été connectés au système GSM afin que les lectures puissent être disponibles rapidement.

Après chaque déflagration, des spécialistes (ingénieurs et géologues) ont effectué une analyse détaillée pour évaluer tout changement de chocs et déterminer si le plan d'excavation devait être modifié. Près des infrastructures, les sections de déflagration ont été réduites de 3 à 1,5 m, et les charges explosives ajustées; dans les zones les plus critiques, des déflagrations à moitié section ont également été effectuées. [Fig. 11](#) ci-dessous montre où les géophones ont été installés et donne un exemple de mesures de choc.

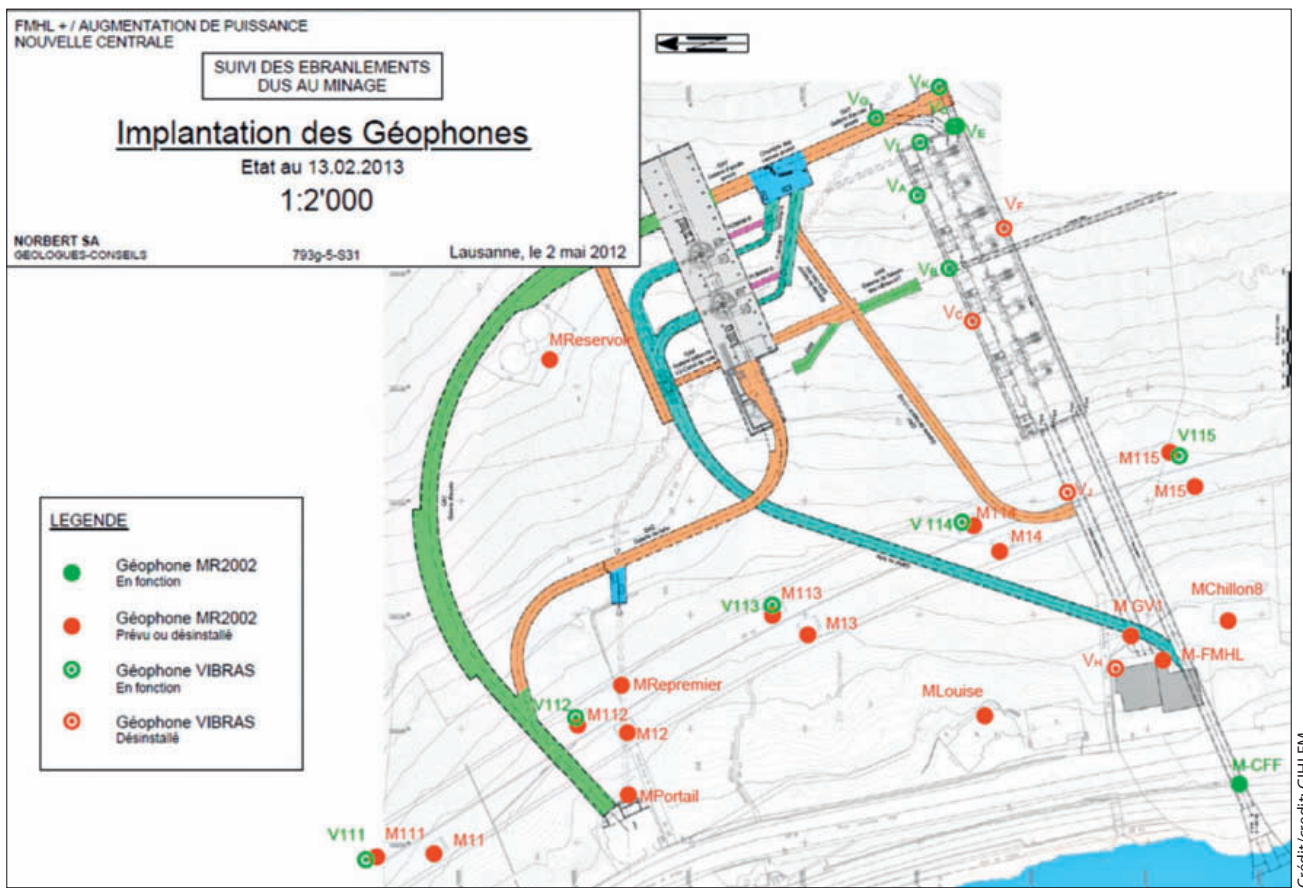
10 Progress on the Works

Les travaux ont commencé en 2011 avec l'excavation des adits, de la caverne et du réservoir de surpression. Le groutage pour la centrale a été effectué de janvier à fin mai 2013, et le bétonnage de la centrale a commencé en février 2014, à la fin de l'excavation de la caverne. Les travaux de structure et l'installation des équipements électromécaniques ont été terminés au début 2016, suivis de la mise en service des groupes. La mise en service effective des groupes a eu lieu en septembre et novembre 2016. La cérémonie d'ouverture de la centrale est prévue pour mai 2017.



10 Photo du portail avec les deux fondations des piles du viaduc autoroutier lors d'un minage d'excavation de la galerie d'accès
Photo of adit entrance during excavation blasting, with two pile foundations for the motorway viaduc

Crédit/Credit: GHLEW



Crédit/credit: GHLEM

11 Système de surveillance des vibrations par géophones (à gauche), exemple de mesures et résultats des ébranlements
 Vibration monitoring system using geophones (left), sample measurements and results of shock monitoring

a été étudié très en amont afin d'assurer la réussite du projet. Des minages d'essai réalisés dans une galerie située près de la centrale de Veytaux 1 ont permis de déterminer les ébranlements générés par les minages sur les piliers de l'autoroute ainsi que sur les équipements électromécaniques en service dans la centrale de Veytaux 1. Ces essais et mesures, suivis par un bureau de géologues spécialisés, ainsi que les discussions intenses avec les propriétaires des différentes infrastructures ont permis de déterminer le système de surveillance qui a été installé et adapté au fur et à mesure de la progression des excavations. Des capteurs de vibration ont été installés dans les piles du viaduc, dans le tablier ainsi que sur les fondations; de même, ces capteurs ont été installés sur les équipements électromécaniques de la centrale de Veytaux 1. Tous ces capteurs constituaient un réseau de surveillance des ébranlements, et grâce à leur raccordement au système GSM, les valeurs étaient disponibles très rapidement.

Après chaque minage, les spécialistes (ingénieurs et géologues) effectuaient une analyse détaillée pour évaluer la progression des ébranlements et déterminer s'il fallait modifier le schéma d'excavation. A proximité d'infrastructures, les volées ont dû être réduites de 3 à 1,5 m et les charges d'explosif adaptées; dans les zones les plus critiques, des excavations en demi-section ont aussi été réalisées. La figure 11 ci-après

A total of three downtimes were required to connect the new plant to the existing works and to commission the new equipment.

Références/References

- [1] De Cesare G., Candolfi S., Wickenhäuser M., Micoulet G. – Flow and waves in a common tailrace channel of two pumped-storage plants–physical and numerical simulations. Simhydro 2012 Nice, Session 12: 3D flows in the near field of structure.
- [2] Lucas J., Wickenhäuser M., Kriewitz C.R., Lais A. – Lufttransport im unterwasserkanal des Pumpspeicherwerks FMHL+. Wasserbau Symposium 2012 Graz, Thema A: Forschung und Lehre.
- [3] Lippold F., Hellstern N. – Hongrin-Léman hydroelectric pumped storage plant, Veytaux II powerhouse – Developing a new generation of multistage pump. Hydro 2012 Bilbao, Session 9B, Pumped storage: case studies.
- [4] Müller Olivier – Pumpspeicherkraftwerk FMHL+: Ausführung der Zentralenkaverne. Kolloquium Untertagbau für wasserbauliche Anlagen, 12 décembre/December 2012, ETH Zürich
- [5] Laurier P., Herbivo S., Micoulet G., Thackray P. – Hydro-mechanical equipment of the FMHL+ extension project

donne l'emplacement des géophones ainsi qu'un exemple de mesures d'ébranlement.

10 Déroulement des travaux

Les travaux ont débuté en 2011 par les excavations des galeries d'accès, de la caverne et de la cheminée d'équilibre. Les travaux d'injection de la centrale se sont déroulés de janvier à fin mai 2013 et les travaux de bétonnage de la centrale ont débuté en février 2014, à la fin des excavations de la fosse de la caverne. Le gros œuvre et le montage des équipements électromécaniques ont été terminés début 2016 et ont été suivis par les essais de mise en service des groupes. La mise en service industrielle des groupes a eu lieu en septembre et novembre 2016. L'inauguration de l'aménagement est prévue en mai 2017.

Au total, trois arrêts d'exploitation ont été nécessaires pour raccorder la nouvelle centrale sur les ouvrages existants et pour la mise en service des nouveaux équipements.

of the Hongrin-Léman power plant, Switzerland. Hydro 2013 Innsbruck, Session 20B: hydro plants rehabilitation and refurbishment

- [6] Nicolet C., Taulan J-P., Burnier J-M., Bourrilhon M., Micoulet G., Jaccard A. – Transient Analysis of Hongrin-Léman Pumped-Storage Power Plant for New Surge Tank Design". SHF April 2014
- [7] Micoulet, Herbivo, Burnier – FMHL+ extension project of the existing power plant – on going works and interaction challenges SHF April 2014.
- [8] N. Rouge, A. Jaccard, G. Micoulet – FMHL+: power extension of the existing Hongrin-Léman power plant – from the first idea to the first kWh, Hydro 2016, Montreux
- [9] N. Rouge, A. Jaccard, G. Micoulet – FMHL+: de l'idée à la mise en service – Doublement réussi de la puissance de pompage-turbinage de la centrale FMHL. Bulletin SEV/VSE 11/2016
- [10] N. Rouge, A. Jaccard, G. Micoulet – FMHL+: défis et expériences de pompage-turbinage de la centrale FMHL. Bulletin SEV/VSE 2/2017

Enrique Fernandez, tunnelling technical director, Dragados, Madrid/ES
Francisco Gonzalez, Seattle project manager, Dragados/USA
Roger Escoda, construction manager, Dragados/USA

Lessons from the Alaskan Way Tunnel

Seattle's New Shoreline

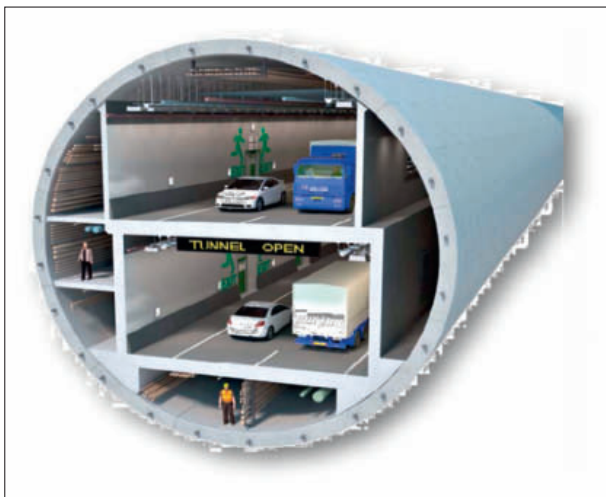
The 2001 Nisqually earthquake caused damage to the Alaskan Way Viaduct (AWV) in Seattle. A bored tunnel was the solution to replace it and the largest TBM (tunnel boring machine) ever built was manufactured in Japan for the task. Shallow cover, non-cohesive soils and numerous buildings and viaduct foundations were, among others, the challenges to overcome in order to dramatically change the city's shoreline for the citizens' benefit.

1 Introduction

On 28 February 2001, the Nisqually earthquake shook the city of Seattle with a magnitude of 6.8 on the Richter scale. The existing SR 99 AWV, which runs along the Seattle shoreline, was severely damaged. From the three alternatives – repairing the viaduct, building a cut and cover tunnel, or building a bored tunnel – the bored tunnel was selected to replace it. This solution has allowed the building of new infrastructure while the viaduct continues to operate after some remedial works were implemented.

The Japanese manufacturer Hitachi Zosen built an EPB (earth pressure balance) machine 17.48 m in diameter fitted with proven technologies able to deal with the difficult geology expected along the alignment. The tunnel lining with precast tunnel lining segments, 9 + 1 universal shape, has the following dimensions:

- Outer diameter: 17.07 m
- Inner diameter: 15.85 m
- Segment length: 1.98 m
- Segment thickness: 0.61 m



1 Tunnel design

The SR 99 bored tunnel alignment runs along a complex, highly variable geological environment, comprised of a heterogeneous mixture of glacial and non-glacial or interglacial deposits below the water table. These soils feature clays, silts, sands, gravels, cobbles and boulders along the geotechnical profile.

Based on the geotechnical information provided in the GBR (geotechnical baseline report) and summarised above, an EPB machine was clearly the most highly recommended solution to excavate these anticipated soils as well as to operate in mixed face (mixed soils) conditions.

The tunnel is 2.825 m long and runs entirely below the city along a south–north alignment. In order to minimise the ramps at the portal structures, shallow cover at these areas was a must for the design. Due to the extraordinary size of the TBM, a very detailed analysis of ground treatments and preventive protections at the launch portal were developed. Also, a careful monitoring plan and settlement analysis were performed in order to control the impact on buildings and other structures along the alignment.

Considering the minimal overburden of 4 m at the launch portal as well as the poor, unconsolidated residual soils encountered at the beginning of the tunnel, the ground improvement included three safe havens, an anti-buoyancy concrete slab, tangent pile walls and massive jet grouting treatment to improve the tunnel crown for the first 442 m of tunnel.

The purposes of these treatments were the following:

- To avoid buoyancy: jet grouting and a concrete slab 1.5 m thick
- To protect the existing viaduct: tangent piles on side walls
- To protect other structures: jet grouting and micro-piles as barriers
- To allow cutterhead inspection: safe havens

Erkenntnisse aus dem Bau des Alaskan Way Tunnel

Seattles neue Uferlinie

Für den Ersatz des beschädigten Viadukts wurden drei Alternativen untersucht: die Instandsetzung des Viadukts, der Bau eines Tunnels in offener Bauweise und die Errichtung eines gebohrten Tunnels. Letztere Alternative wurde als Ersatz für den Viadukt beschlossen und ein Konzept für einen grossen, einröhrigen Tunnel wurde entwickelt. Die Bohrung eines 17,5 m Tunnels in lockerem Grund mit einer Überdeckung von 0,25 D am Portal bis hin zu 4 D an der tiefsten Stelle unterhalb der Baufundamente sowie die Durchquerung des Viadukts mit einer Überdeckung von 1 D erforderten den Einsatz innovativer Techniken. Diese ermöglichten den Tunnelbau, ohne diese Strukturen zu beschädigen.

Les enseignements de l'Alaskan Way Tunnel

Le nouveau visage du littoral de Seattle

Trois alternatives ont été étudiées pour remplacer le viaduc endommagé. Parmi celles-ci: réparation du viaduc, construction d'un tunnel en tranchée couverte ou construction d'un tunnel foré. C'est l'option du tunnel foré qui a été retenue. Suite à cette décision, un concept de forage unique de grand diamètre a été élaboré. Le creusement d'un tunnel de 17,5 m dans des sols non cohésifs avec des couvertures allant de 0,25 Ø au portail à 4 Ø dans la section la plus profonde, au-dessous des fondations de l'ouvrage, et traversant le viaduc doté d'une couverture de 1 Ø, impliquait la mise en œuvre de technologies innovantes ainsi que de méthodes de travail qui permettent de construire le tunnel sans affecter ces structures.

Le lezioni tratte dalla galleria «Alaskan Way»

La nuova linea costiera di Seattle

Per sostituire il viadotto danneggiato sono state analizzate tre alternative. Le opzioni erano rappresentate dalla riparazione del viadotto, dalla costruzione di una galleria artificiale e dallo scavo di una galleria naturale – si è optato per lo scavo meccanizzato di una galleria in sostituzione del viadotto e si è quindi sviluppato il concetto di un grande foro unico. Lo scavo di una galleria di 17,5 m in un terreno non coesivo – con coperture da 0,25 D in corrispondenza del portale a 4 D nella porzione più profonda sotto le fondazioni della costruzione – e l'attraversamento del viadotto con copertura 1 D hanno richiesto l'uso di tecnologie e procedure di lavoro innovative, che hanno fatto sì che la costruzione della galleria avesse successo senza intaccare dette strutture.

This improved area has also been the training zone for securing the crossing under critical structures. Extremely careful EPB operation is required in general in urban tunnels under poor ground conditions, but in the present case, the operation was enhanced by its size.

2 Cutterhead

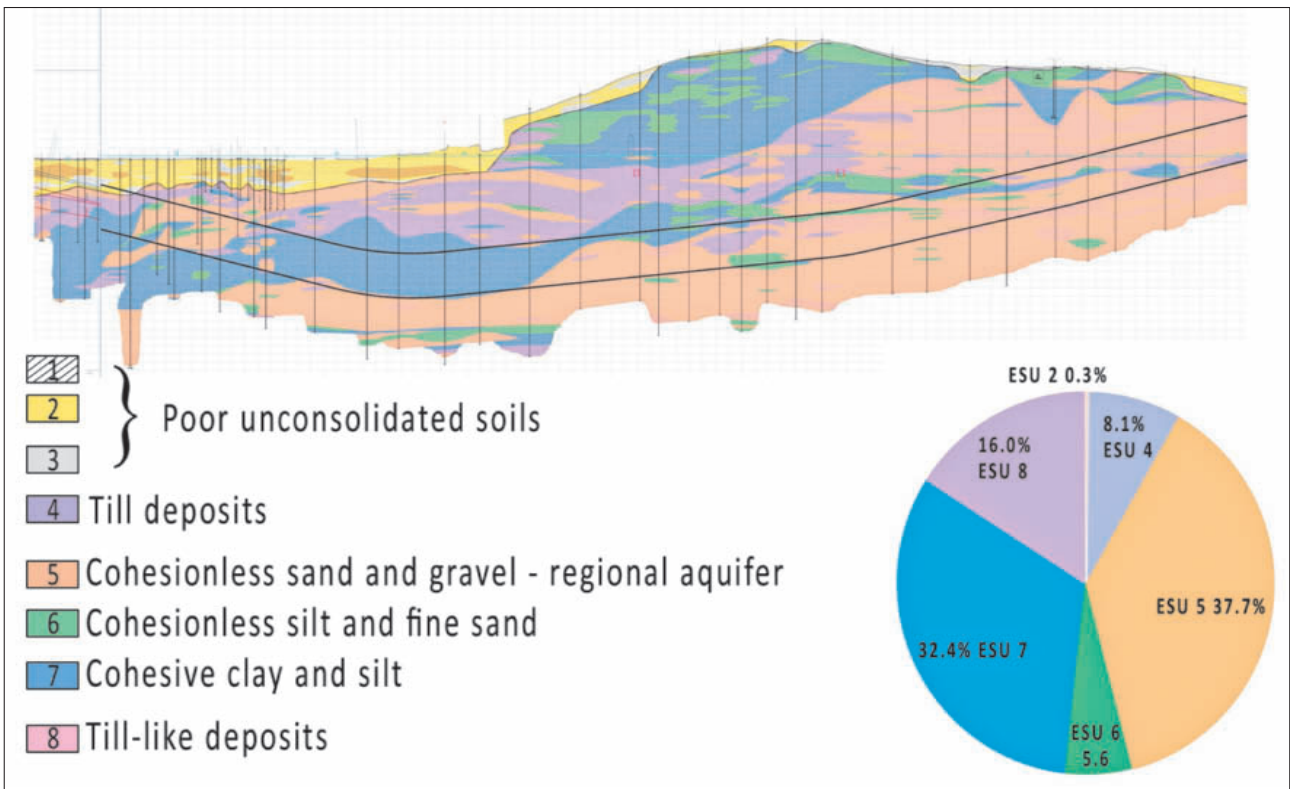
The usual way to inspect and replace the cutting tools in an EPB machine is the so-called hyperbaric intervention. These interventions are tough operations that work against productive time and increase the risk of local ground instability. With the aim of minimising the hyperbaric interventions, the cutterhead arms are accessible at atmospheric pressure allowing the replacement of the tools located along the arms.

The free-air intervention system is the most innovative solution in western tunnels despite it has being applied in Japan for more than 15 years. To replace the cutting tools, the tool is retracted in order to isolate it from the ground pressure by rotating the closure device. After draining the bentonite remaining inside the tool container, the tool can be removed from the back and replaced. Not all the cutting tools

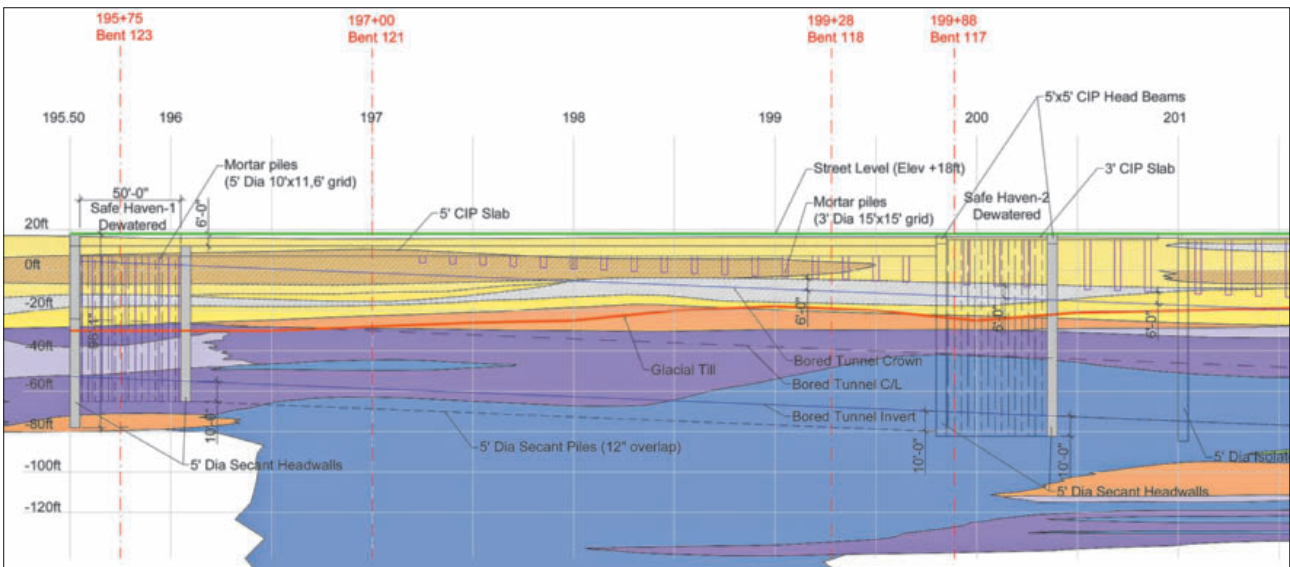
are accessible in atmospheric pressure: rather, only the ones located at the centre of the spokes, which represent 25% of the total number. Despite this number not being very high, it is enough for operation as sacrificing replaceable tools prevents the wear of the other non-accessible tools. The procedure has shown its effectiveness in Seattle where the operation pressure has been higher than 4 bar at the spring line for a significant length of the tunnel and where hyperbaric interventions could generate substantial delays to the excavation progress.

3 Ribbon Screw Conveyor

Another relevant feature of the Seattle TBM is the ribbon screw. The multistage screw conveyor is able to work at a pressure of 7 bar and an advance speed of 80 mm/min. Its maximum performance is 1,690 m³/h and it is able to cope with high pressures of up to 10 bar at a moderate TBM advance rate by opening and closing its multiple guillotine gates. The ribbon screw type was envisaged to be able to handle the presence of boulders, which were described on the GBR, up to 920 mm in size during the excavation. It is a fact that ribbon type conveyors do not allow the control of the muck material extracted as easily as the shaft screw



2 Geology



3 Ground treatments in the launch area

allows, but the indicated presence of boulders in the contract documents recommended its use.

At the time of writing this paper, 2,080 m of tunnel have been excavated (73.6%) and the ribbon screw has proved its efficiency, and a peak production of fourteen rings (28 m) in 24 hours have been achieved. The very careful control of ground conditioning is required in order to avoid clogging inside the large cutterhead chamber but also to limit the flow rate through this ribbon screw conveyor.

4 Surface Settlement Analysis

The immediate settlement caused by tunnelling is usually characterised by “volume loss”, V_L , which is the volume of the surface settlement trough per unit length, V_S , expressed as a percentage of the theoretical excavated volume of the tunnel (per unit length), A . The expression relating V_S and V_L is

$$V_L(\%) = \frac{V_S}{A}$$

where A is the area of the excavated section of the tunnel. In our case, the Washington State Department of Transportation (WSDOT) specified $V_L = 0.5\%$, which is valid for the entire alignment. After the project award and for design purposes, an effort was made to accurately determine this important parameter. The volume loss causing settlement at the surface level is due to the development of a series of mechanisms which appear during the construction of a tunnel using an EPB.

The excavation of a tunnel using EPB is based on the equilibrium established at the tunnel face between earth and water pressure and the pressure exerted by the ground contained in the mixing chamber. The pressure exerted by the EPB shield must be controlled and depends on the rotation speed of the cutterhead, the force applied by the thrust cylinders, the penetration, the speed of extraction of excavated material through the screw conveyor and its level of fluidity, and the injection pressure of the bulking fluids (foam and polymers) that are provided to fill the voids between soil particles.

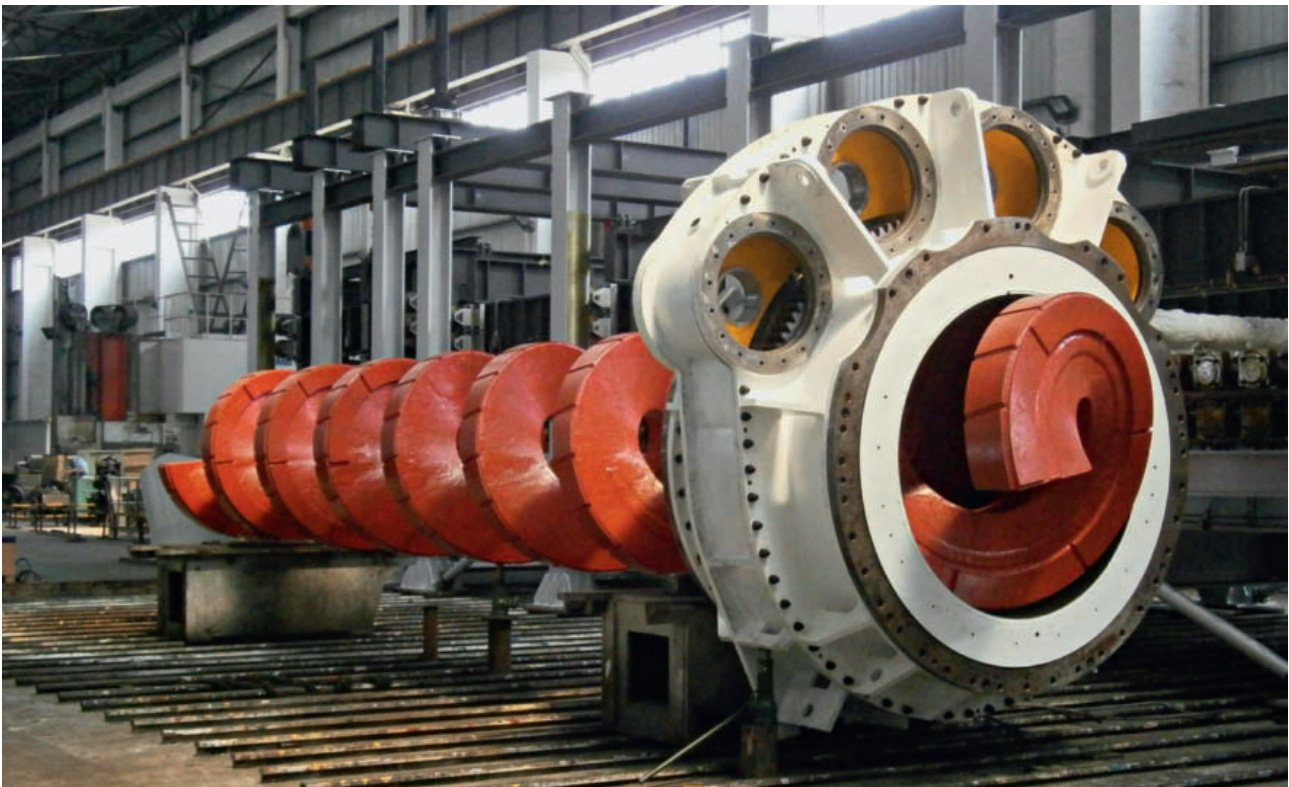
The settlement along the shield, V_2 , is due to the gap existing between the ground and the shield. Some manufacturers used to design cone-shaped shields and others have a cylinder shape, but they always have a gap proportional to the size of the cutterhead. Through injection ports distributed radially around the shield and at two different stations (one just behind the cutterhead and the other behind the articulation zone), bentonite is pumped in order to fill this



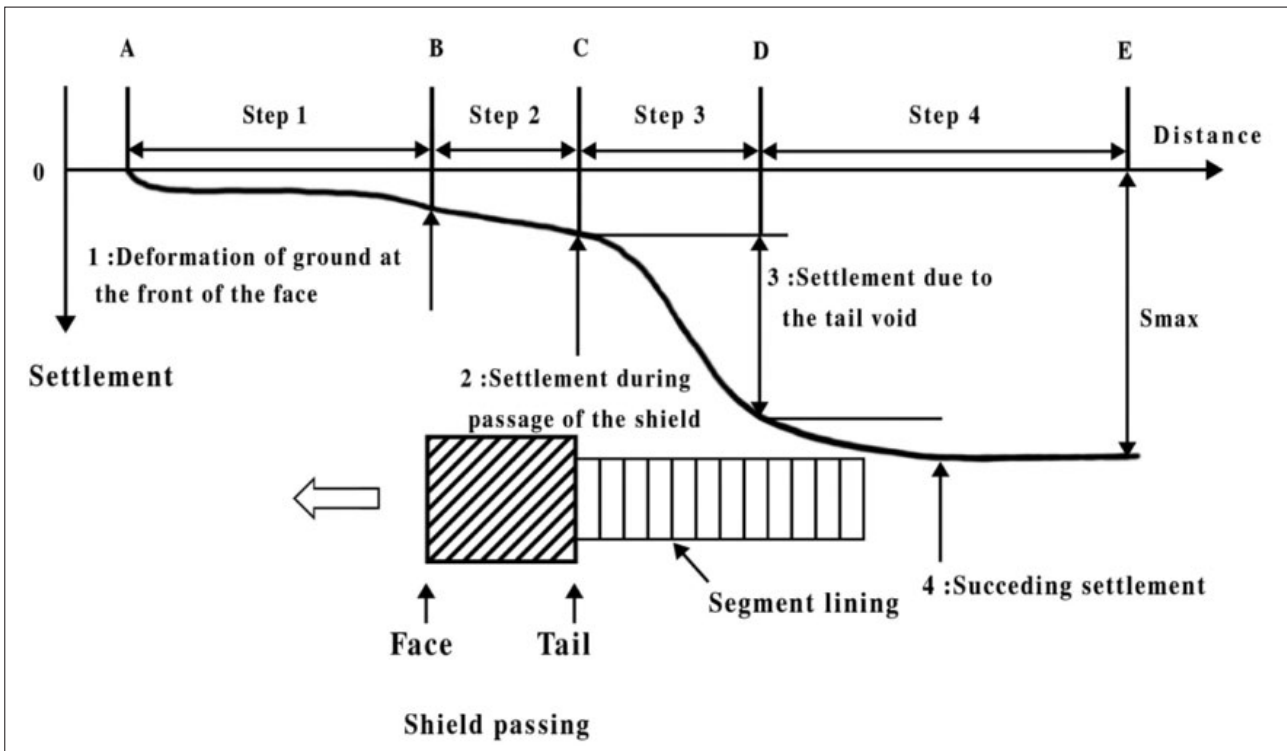
4 Hollow arm to access and replace cutting tools in atmospheric pressure

gap along the shield perimeter. This technique allows the settlements to be reduced dramatically, because the greatest part of the tunnelling-induced settlement develops along the length of the shield. For a shield gap of 3 cm in a 17.5 m TBM and assuming that the settlement affects only the upper 120° of the tunnel crown, the V_L obtained without injecting is already 0.2% – almost half of the V_L allowed by contract. That's why the injection of bentonite at this stage is so important.

Despite the efforts made to minimise settlement on top of the shield, in the poorest non-cohesive soils the extensometers have shown settlement in the range of 12.5 to 25 mm on some anchors located 1.5 m above the tunnel crown but



5 Ribbon screw



6 Settlement caused by excavation using an EPB machine

almost none on the ones located 6 m (20 feet) below the surface. These anchors usually return to their previous state once the tail grout has been made at the required pressure. The methodology applied has been effective in preventing settlement and has allowed for the minimisation of ground treatments under critical structures.

Settlement at the tail, V_3 , occurs due to the gap (tail void) between the outer diameter of the lining and the surrounding soil, starting at the tail of the EPB. This gap is filled with a two-component mix from the tail of the EPB. The quality of the two-component product, the volume and the pressure applied for this injection have prevented additional settlement and, as indicated above, have returned the ground to the values before the tunnel operation.

The settlement caused by lining deflection, V_4 , is relatively small – almost negligible – and is due to the soil loads applied on the segment lining and long-term effects caused by ground consolidation.

The total vertical settlement of tunnel at surface level, V_L , can be expressed as

$$V_L = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

Note that the greatest portion of settlement is attributed to V_2 (along the shield) and V_3 (at the tail). Generally, accepted values are 10 to 20% of settlement taking place at the face of the tunnel and beyond (V_1), 40 to 50% along the shield (V_2) and 30 to 50% at the tail ($V_3 + V_4$).

5 Crossing below the Viaduct

The poor structural conditions of the viaduct forced the contractor to exercise extreme caution while operating the TBM along this stretch of the tunnel drive. Pile footings were 5 m above the tunnel crown. Micro-pile barriers were as close as 1.5 m to the TBM perimeter. Isotropic ground was not expected through the tunnel face. Ravelling sands and silts were present above and within the TBM face. Till, till-like deposits, layers of clay and boulders were likely to be encountered on this constantly saturated soil. Fig. 7 is the geologic profile below the viaduct and shows the location of the viaduct footings (bents) in relation to the tunnel.

Every single footing was therefore a challenge and minor ground loss could potentially induce some differential settlement that might compromise the viaduct's structural stability.

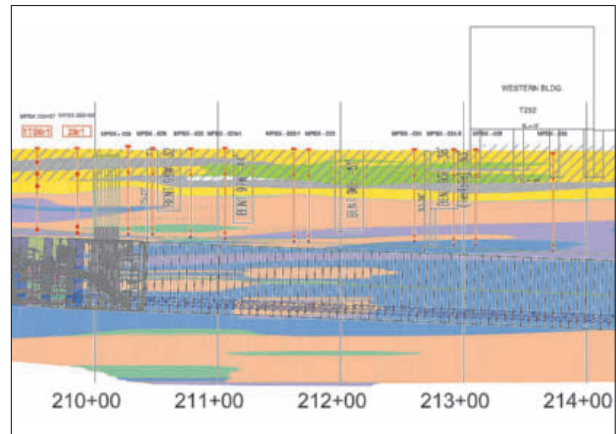
Three different calculations were made to determine the target face pressure, and the more conservative was chosen. Keeping the TBM cutting chamber full of muck at all times was paramount and, as such, two motorised 8 in. purge lines were fitted to the TBM bulkhead during the Safe Haven 3 stoppage. A polymer-bentonite pressure-driven system was ready to continuously inject viscous fluid into the TBM overcut. This gap backfill and, much more importantly, the grout backfill around the concrete rings were injected following pressure criteria, rather than theoretical volume. Secondary grouting was feasible should the theoretical minimum volume not have been achieved and was performed systematically every other ring as a precautionary measure and backup.

Some features were added to the TBM cabin display to help the operation. For example, a screen showing the face pressure distribution from top to bottom to allow the crew to visualise and maintain linear, therefore hydrostatic, pressure throughout the height of the chamber, preventing any air bubbles from forming in the upper section. Similarly, on the operator displays different screens were added to provide and visualise “real-time” measurements of the material excavated in comparison with the theoretical values. Should the deviation be higher than 1%, a red alarm would pop up on the cabin screens, alerting of potential over-excavation. Additionally, weight and volume reconciliation were undertaken twice per ring.

In summary, the EPB mode was controlled and monitored by

- Face pressure control: by keeping the chamber full of muck; plotted pressure lines on the screens and purge valves values
- Shield pressure control: by continuously injecting a pressurised, viscous bentonite-polymer fluid
- Weight reconciliation: by fitting real-time weight comparison screens and sampling the excavated material to perform weight and volume reconciliation twice per ring
- Tail backfill: by injecting bi-component grout following pressure criteria and secondary grouting as a backup measure
- Briefing the crews: by providing bespoke training on the risks being faced and the tools in place to mitigate those risks for the whole mining crew

On 29 April 2016, the challenge started. This industry knows that continuous operation is considered good practice in



7 Tunnel under the viaduct footings (bents)

order to mitigate settlement, and an agreement was made to operate in 24/7 tunnelling conditions under the AWW. Traffic was suspended by WSDOT as a precaution and it was envisaged to resume by 15 May.

On 11 May, the more critical section had been completed and vehicle traffic did resume. 123 m had been successfully tunnelled in 12 days, with an average of 10.25 m (5.2 rings) a day.

6 Analysis of the Ground Settlement Results

The information obtained from the monitoring instruments was compared with the EPB control readings (face, shield and tail pressures) during construction. The plan view below shows the crossing layout.



8 Crossing plan view

The WSDOT Technical Requirements (TR) called for a maximum of 25.4 mm transverse and 12.7 mm longitudinal differential settlement in the bents. The structure was partially strengthened and ground improvement in the form of micro-pile barriers was put in place prior to tunnelling. Phased FEA models were carried out taking the historical settlement the structure incurred during the last years into consideration, and the potentially induced settlement from the tunnel assumed a 0.2% ground loss. With those outputs, the actual structure was then checked, and it was considered that if the tunnelling settlement was within the predicted values, the viaduct would continue being operative.

Rather than a generic ground loss number, the FEA held us to an extremely small differential settlement between adjacent columns. The oblique tunnel–viaduct crossing made the operation even more challenging.

The automated and manual survey data installed in the bents provided real-time data which were collected and analysed. In the ground itself, the extensometers and inclinometers were providing accurate readings in real time as well.

It should be noted that several events caused displacement in the area before the TBM excavation (such as deferred displacement caused by the 2001 earthquake). In bents with previous movements, those are in general significantly higher than the TBM-induced displacement. Because of the earthquake damage to each of the bents and the historical settlement in the area, bents 95, 96 and 97 were the most critical.

Tunnel-induced vertical settlement had been assessed at approximately 25.4 mm in some of the columns of these bents (FEA models), which, combined with the induced settlement

in the two adjacent columns, resulted in a 12.7 to 15.2 mm differential for each of these pairs.

These numbers didn’t allow any room for error. In the next tables, the tunnelling-induced settlement is shown for both the expected and the actual cases in the three critical bents – 95, 96 and 97. The numbers shown as “expected” in the table, and are the limits that our designer and the owner considered “upper limits” to safely reopen the viaduct.

None of the columns settled the expected inch; rather, all of them heaved 4 to 5 mm. On the same note, differential settlements, expected in the 13 mm region, were actually in the 2 mm range.

The light-green series in Fig. 9 corresponds to Bent 97 West, showing a heave of approximately 4.3 mm (0.17 in.). The displacement occurred while the TBM advanced under the bent. The injection through the shield caused a response similar to compensation grouting, with upwards displacement on the surrounding ground that was transmitted to the structure to be protected.

The heave induced in Bent 97 West suggests not only an effective “passive” control of ground displacement through face pressure, shield bentonite injection and two-component grouting at the tail to fill the corresponding gaps, but the ability to actively induce displacement on the ground through pressurised injections, similar to what compensation grouting would provide.

The displacement induced in the viaduct during the crossing is one order of magnitude lower than design predictions. The chamber full of pressurised muck, the bentonite-polymer pressurised overcut and the pressurised grout/tail gap injection did the work.

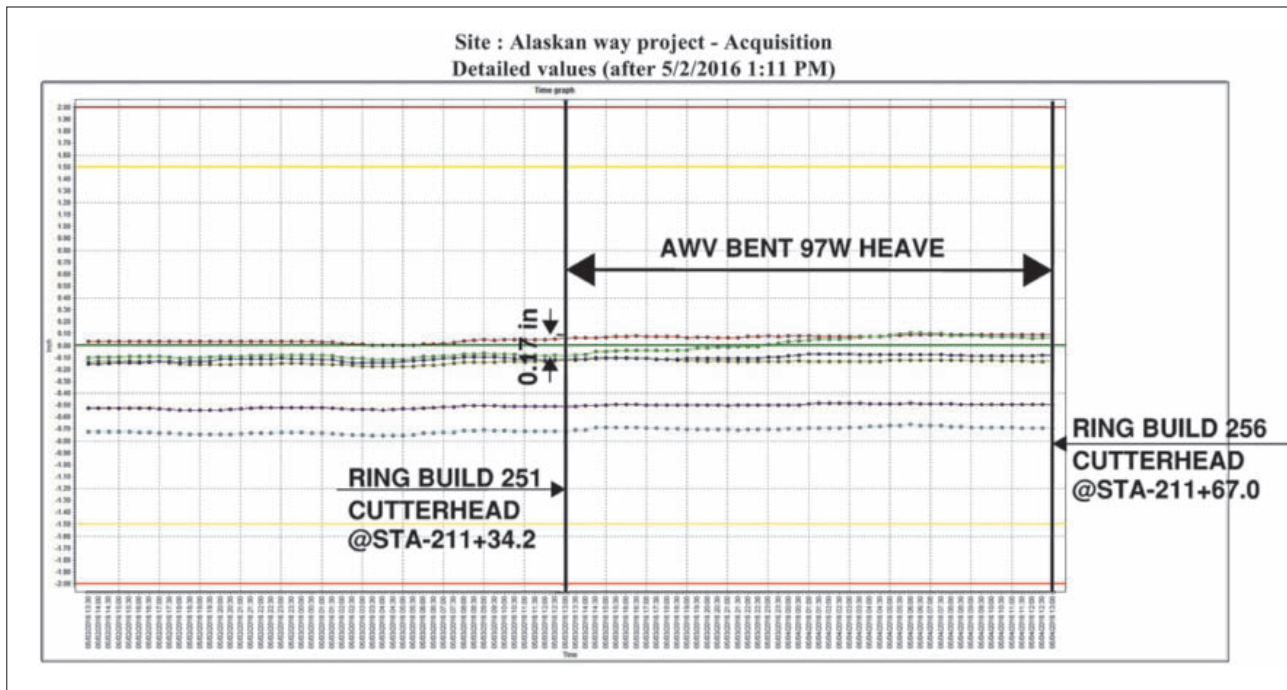
(mm)	Bent 95			Bent 96			Bent 97		
	95E	Differential	95W	96E	Differential	96W	97E	Differential	97W
Expected	-22.4	-16.05	-6.35	-22.9	-12.99	-9.91	-9.65	13.95	-23.6
Actual	5.59	1.02	4.57	4.06	-1.53	5.59	4.06	-0.51	4.57

Table 1 Absolute and relative movements, transverse direction

(mm)	Bent 95/96E			Bent 96/97E		
	95E	Differential	95W	96E	Differential	96W
Expected	-22.4	0.5	-22.9	-22.9	-13.25	-9.65
Actual	5.59	1.53	4.06	4.06	0.00	4.06

(mm)	Bent 95/96W			Bent 96/97W		
	95E	Differential	95W	96E	Differential	96W
Expected	-6.35	3.56	-9.91	-9.91	13.69	-23.6
Actual	4.57	-1.02	5.59	5.59	1.02	4.57

Table 2 Absolute and relative movements, longitudinal direction



9 Displacement on viaduct's bents

7 Seattle's New Shoreline

In the past, TBMs were limited in size and consequently not able to dig the large tunnels required to accommodate the required envelopes in urban tunnels. Now the current technology – with the SR 99 tunnel as the perfect sample – is ready to provide a tailored tunnel in accordance with the city needs.

Once the tunnel is completed, the viaduct will be demolished and new green areas will be implemented along the city's shoreline. Citizens and visitors will have a new space to rest, walk and relax. Pollution from exhaust gases, noise and visual of the thousands of vehicles that actually travel along the shore daily will be eliminated and a much cleaner air will

be breathable in the area, which will serve as a base for a sustainable growth.

The Alaskan Way Viaduct Replacement Program has provided technical solutions and rational working modes which were applied in this tunnel. The large pressurised TBMs are the perfect tools for the construction of new urban tunnels in poor ground conditions and non-cohesive soils in a safe and fast way. Social demand for urban underground infrastructures can be solved by bored tunnels and the technology to be applied can be selected from a wide range of non-disruptive technical solutions in accordance with the ground conditions and the local circumstances.

Roberto Leonardi, M.Eng. Mine Engineer, C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa, IT
Pier Francesco Paglini, M.Eng. Civil Engineer, C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa, IT
Francesco Barra, M.Eng. Civil Engineer, C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa, IT
Alberto Antonelli, PhD, Civil Engineer, ACS Ingegneri, IT

The Caltanissetta Twin Tunnels in Sicily

The Challenges of Design and Excavation with a 15.08 m Diameter EPB TBM in Hard Geological and Hydrogeological Conditions

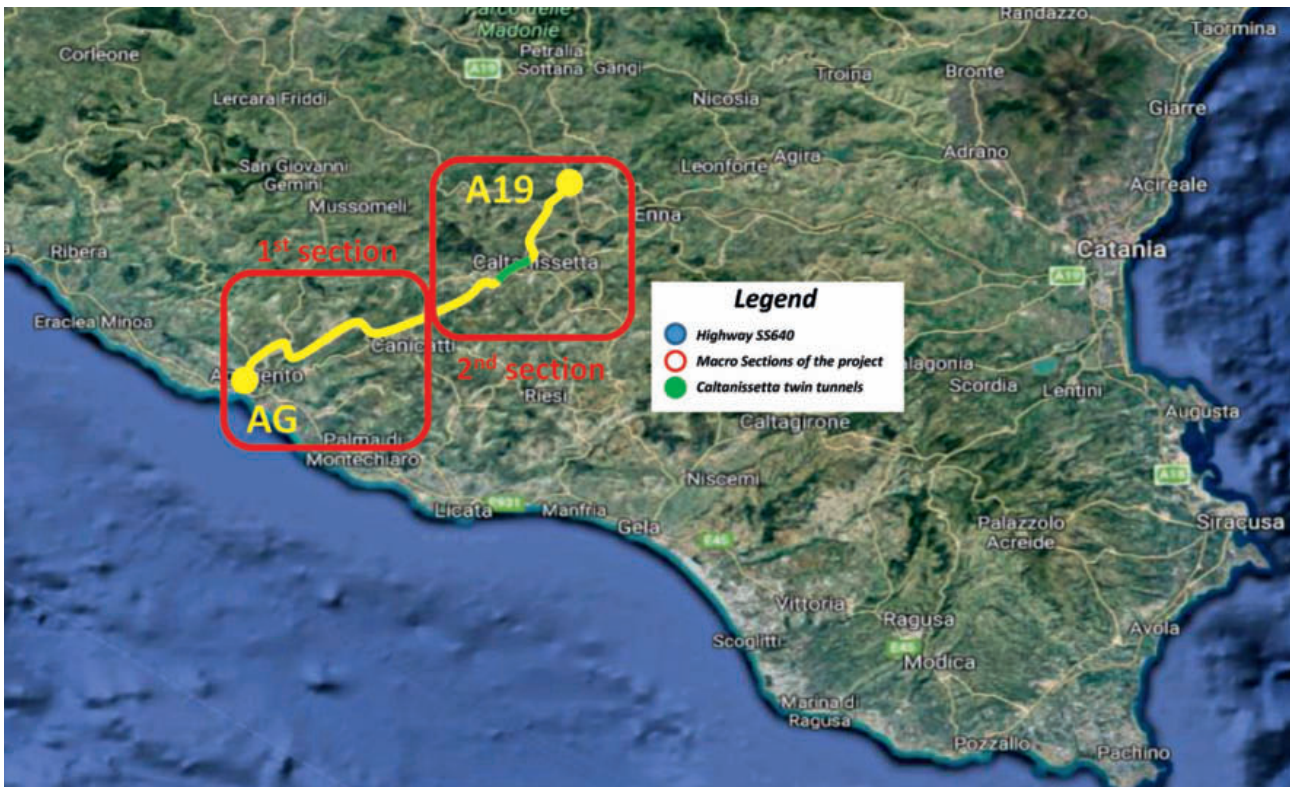
The Caltanissetta twin tunnels are the main installation of the second section of the SS640 highway renovation project. The tunnels' excavation, the alignment of which passed under the urbanised area of Caltanissetta, has been carried out by means of a 15.08 m diameter EPB in a difficult geological context. The overall approach to the tunnels' realisation has required a big design effort since the first steps of the project.

1 Project Overview

The Caltanissetta tunnel project is part of the works for the renovation and the upgrading of the SS640 Caltanissetta–Agrigento (Sicily, Italy) route. The renovation project of the SS640 started from Porto Empedocle (AG) to the intersection with the motorway A19 Catania–Palermo and includes upgrading about 62 km of existing highway in Sicily. The overall project consists of two major sections (two contracts, both carried out by joint ventures headed by C.M.C.), where the second major section (works started in October 2012)

includes the most challenging infrastructure of the entire project represented by the Caltanissetta tunnels, which were excavated by an EPB (earth pressure balance shield) TBM with a diameter of 15.08 m named “Barbara”. The highway passes under the urbanised area of Caltanissetta city. Each of the tunnels has an average length of about 3.9 km, with a maximum overburden of 120 m (Figs 1 and 2).

The overall approach to the tunnel realisation required a big design effort since the beginning of the project. Many



1 Overview of the SS640 renovation project

Die Caltanissetta-Zwillingstunnel auf Sizilien

Herausforderungen beim Design und Vortrieb mit einem 15,08-m-Durchmesser-Erddruck-Schild (EPB TBM) unter harten geologischen und hydrogeologischen Bedingungen

Die Sanierung des zweiten Abschnitts der Schnellstrasse SS640 ist ein Projekt im Besitz der italienischen Strassenbehörde ANAS. Das Bauprojekt wurde 2010 über die Zweckgesellschaften Empedocle und Empedocle 2 an die Firma CMC aus Ravenna vergeben. Der Projektwert liegt bei ca. 740 Millionen Euro. Die Caltanissetta-Zwillingstunnel – zwei Tunnel von jeweils 3900 m Länge – wurden unter sehr schwierigen geologischen Bedingungen in vorwiegend Ton, Tonmergel und Kalkstein unterhalb des Grundwasserspiegels gebohrt. Nicht zuletzt verlaufen die Tunneltrassees unter der Stadt Caltanissetta, einer Stadt im Süden Siziliens.

Les tunnels jumeaux de Caltanissetta, en Sicile

Défis posés par la conception et les travaux d'excavation au moyen d'un tunnelier EPB dans un contexte géologique et hydrogéologique difficile

La rénovation de la deuxième section de la route nationale SS640 est un projet de l'ANAS (Autorité publique italienne de gestion des autoroutes), attribué en 2010 à l'entreprise CMC de Ravenna par le biais des sociétés Empedocle et Empedocle 2. Ce projet représente un coût d'environ 740 millions d'euros. Les tunnels jumeaux de Caltanissetta – deux tunnels mesurant chacun 3900 m de long – ont été forés dans des conditions géologiques très difficiles, caractérisées par la présence d'argile, de marne argileuse et de calcaire au-dessous de la nappe phréatique. Enfin et surtout, le tracé des tunnels passe sous la ville de Caltanissetta, dans le sud de la Sicile.

La galleria doppia Caltanissetta in Sicilia

Le sfide della progettazione e dello scavo con una fresa meccanica a piena sezione EPB con un diametro di 15,08 m in condizioni geologiche e idrogeologiche difficili

L'adeguamento e l'ammodernamento della SS640, che nella nuova configurazione prevede due carreggiate separate a doppia corsia per senso di marcia, riguarda 62 km di strada ed è diviso in due lotti, entrambi affidati da ANAS alla Cooperativa Muratori e Cementisti – CMC di Ravenna attraverso due società di scopo, i Contraenti Generali Empedocle ed Empedocle 2. Il valore del progetto relativo al secondo lotto è di circa 740 milioni di euro. L'opera più significativa di questo lotto è la galleria a doppia canna Caltanissetta, della lunghezza di 3.900 m per canna, il cui tracciato passa sotto la città di Caltanissetta. L'esecuzione dell'opera è avvenuta in condizioni geologiche molto difficili, caratterizzate dalla presenza di argille rigonfianti, argille marnose e calcari al di sotto della superficie freatica con elevata permeabilità.

aspects like structural and geotechnical conditions, the monitoring of the area and effects induced by settlement needed careful investigation.

The challenge to carry out the project continued during the excavation phase because of the management and the follow-up of the EPB advancing parameters, the monitoring system for the segmental lining and the management of the massive water inflow in several sections of the tunnels when boring through limestone.

2 Geological and Hydrogeological Conditions

The Caltanissetta tunnels are located in very complex and chaotic conditions from both a geological and hydrogeological point of view. The ground excavated through is char-

acterised by various tectonic structures and heavily squeezing ground with high hydraulic loads.

The Terravecchia formation (TRV_b – clay and marl clay) represents the lower part of the stratigraphic sequence present along the tunnels' alignment.

The excavation meets a succession of the Trubi (TRB – a Sicilian formation characterised by clay and marl) and the Terravecchia formation for almost 90% of the tunnels' length, with the presence of several fault/shear zones.

Since the early project phases, the geotechnical and geomechanic profile of the tunnels showed a very critical 200 m long section characterised by gravel-like limestone (laminated) (GTL1) with a highly fractured matrix and consequently a

high permeability of the ground to be excavated. In this section, the overburden is approximately 90 m with a hydraulic head ranging from 60 to 70 m of water (Fig. 3).

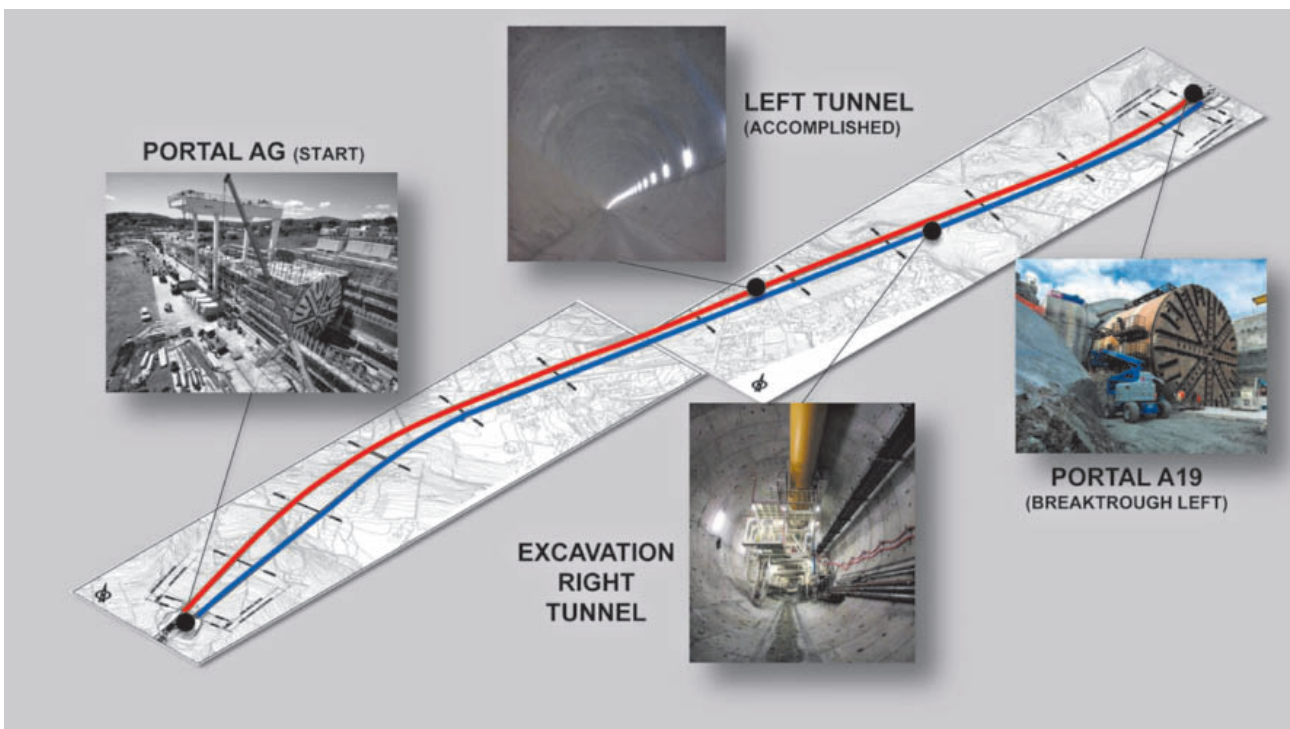
In order to reduce the hydraulic head during the EPB excavation along the above mentioned 200 m section, vertical drainage measures consisting of drainage wells with a submersible pump system has been designed and installed; the wells are located between the two tunnels to reduce the hydrostatic head to approximately 40 m (Fig. 4).

The geological model and its chaotic complexity clearly indicated the most critical aspects of the Caltanissetta tunnel excavation:

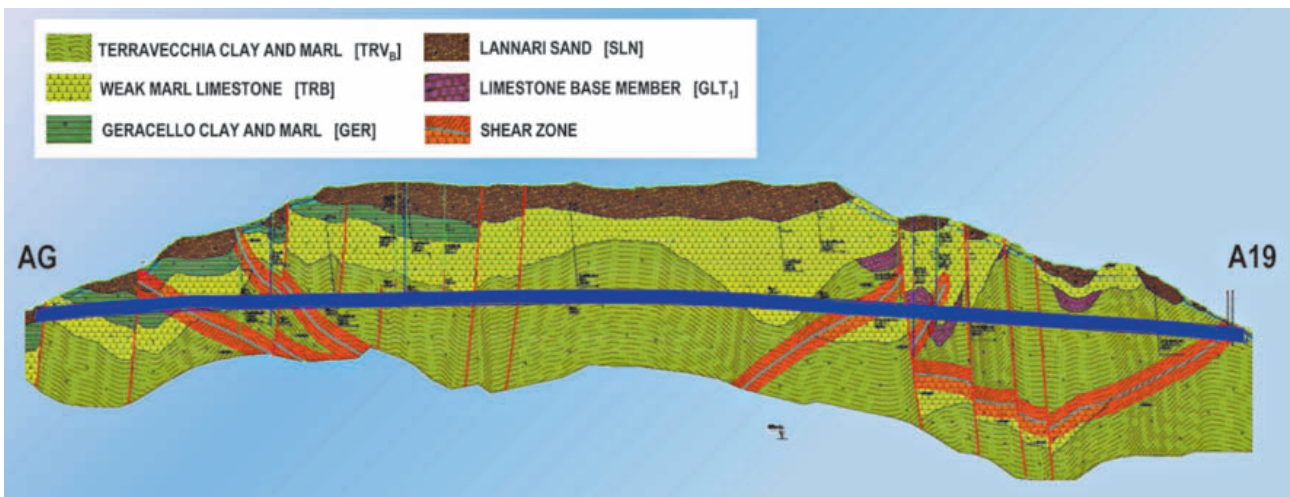
- High hydraulic load (during excavation and also for the long term);
- Highly squeezing ground and excavation under the urbanised area of Caltanissetta city;
- Very difficult 200 m long section to bore through with calcareous formations (high hydraulic head and passages varying from non-permeable to permeable soils).

3 Design Phase

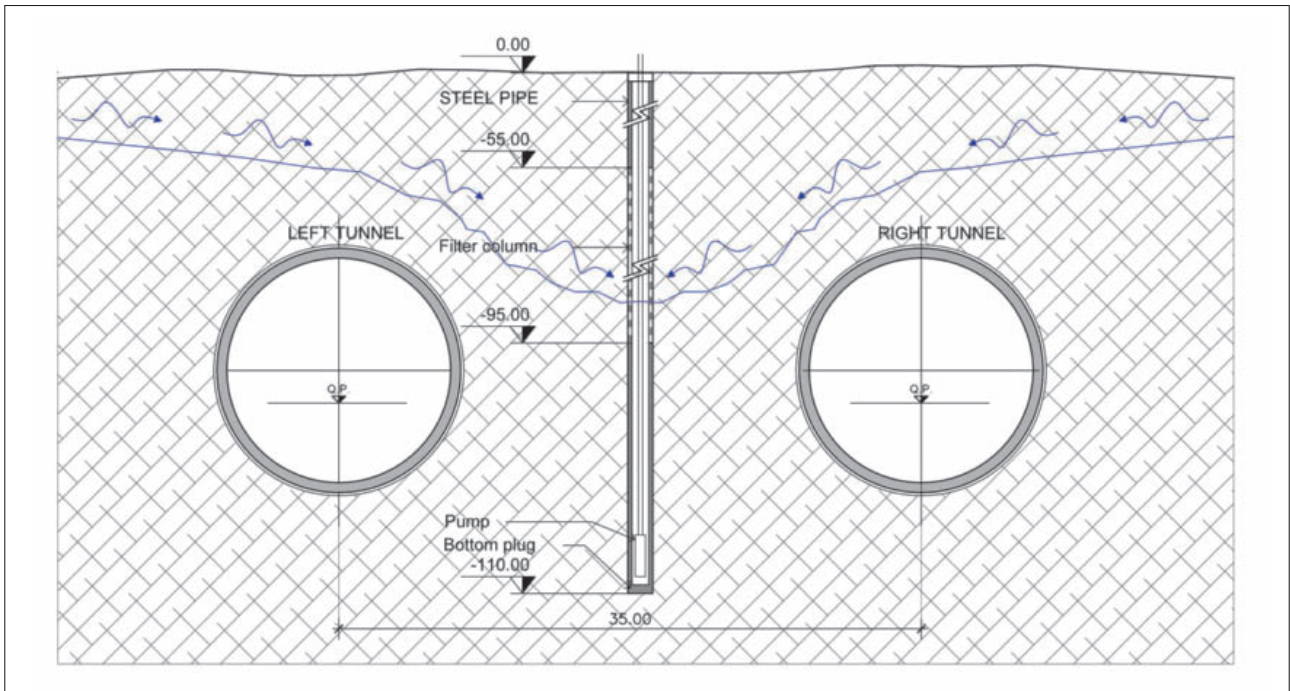
The challenge represented by the Caltanissetta tunnels required extreme attention to several design aspects since the beginning of the project: geotechnical and structural considerations, monitoring management to prevent any



2 Planimetry of Caltanissetta tunnel project

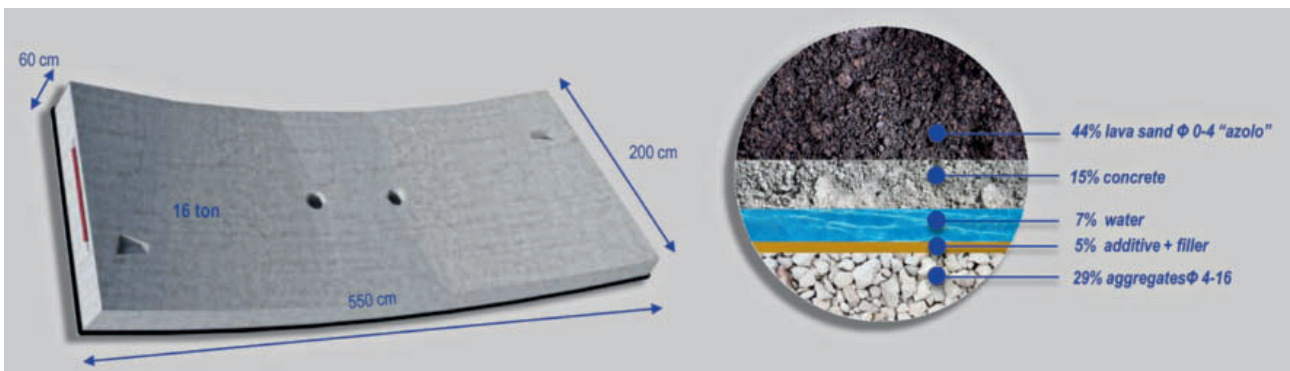


3 Geological profile of Caltanissetta tunnels



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

4 Schematic of drainage system



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

5 Geometry of the segmental lining and mix design schedule

induced settlement and the need to continuously control and process monitored data during the excavation.

3.1 Structural and Geotechnical Aspects: The Design of the Segmental Lining

The final lining of the tunnels is made of a ring of precast reinforced concrete segments with a thickness of 0.60 m and a width of 2.00 m. One full ring is composed of eight segments and one key stone, the average weight of one single segment (key excluded) being about 16 t (Fig. 5).

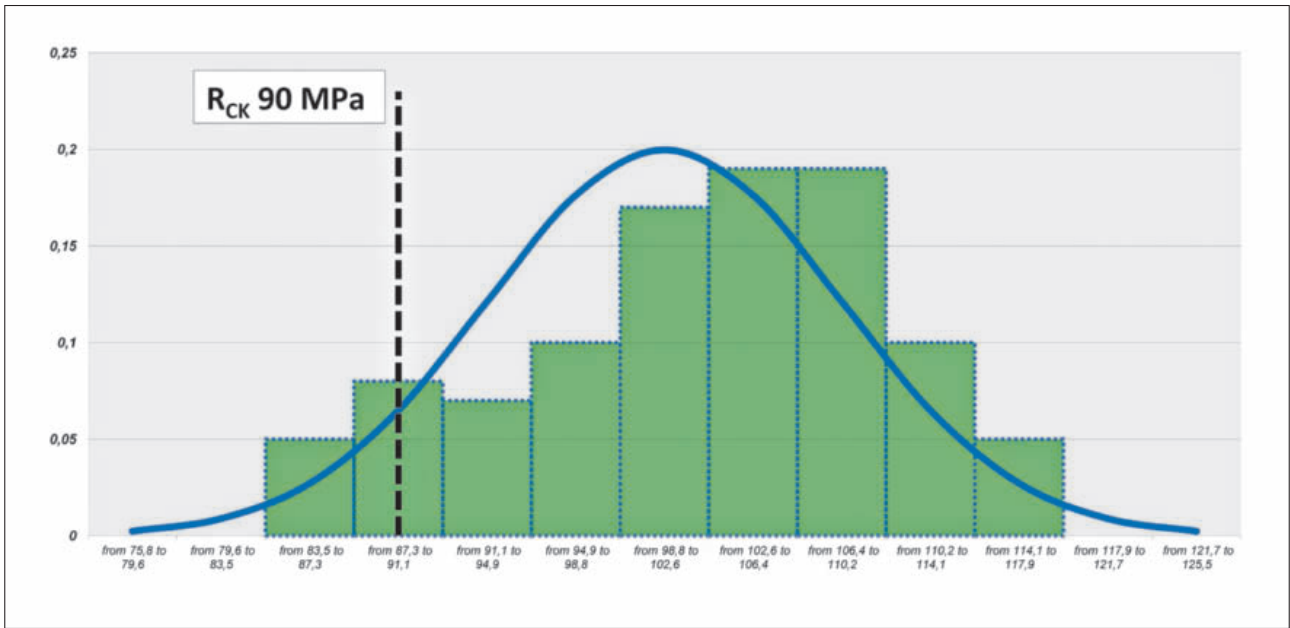
Through careful studies in regard to the concrete mix design for the segments, it was possible to develop a high-performance concrete (HPC) by using basaltic aggregates coming from lava stone quarries of Catania city combined with a calcareous matrix filler.

The final mix design used allowed, among others, for the improvement of the concrete such that it conformed to a high-

er performance class – that is, from C45/55, required by the specifications, to C55/67. This enhancement involved several advantages:

- Increase in the structure's service life (time with no need for extraordinary maintenance) from 50 to 90 years;
- Optimisation of the production process for the segmental lining; due to the increased resistance of the reinforced concrete, it has been possible with respect to concrete reinforcement to use only one type of segment instead of the three types originally foreseen to cope with the different load conditions along the tunnels.

Many tests were performed to check the performance of the segmental lining. The tests were carried out at both Rome University "Tor Vergata" (T.E.R.C. laboratory) and Polytechnic of Milan. The results confirmed the utility of spending some time to achieve the optimum mix design: HPC samples taken from the Caltanissetta tunnels achieved compressive strength values of 90 MPa (Figs 6 and 7).



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

6 Statistical analysis of the cubic resistance of the segmental lining for the first tunnel



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

7 Bending test of one element of the lining

The bending test also showed a value so high that it obtained a ratio of 1.5 between the laboratory's load of first cracking and the theoretical value.

The HPC also showed a high tensile strength value, which reduced the occurrences of chipping of the segment edges. As a rule of thumb, the average percentage of occurrences of edge chipping for tunnels excavated with the same technology and using a similar segment lining system with a regular concrete is about 10%, while the percentage encountered for the Caltanissetta segmental lining is about 6%.

Additionally, the implementation of basaltic aggregates also helped to achieve high fire resistance and stability against high temperatures (spalling, Fig. 8).

These aspects could seem trivial but become more important when considering the safety and durability of the tunnel lining in case of an emergency.

3.2 Monitoring Management

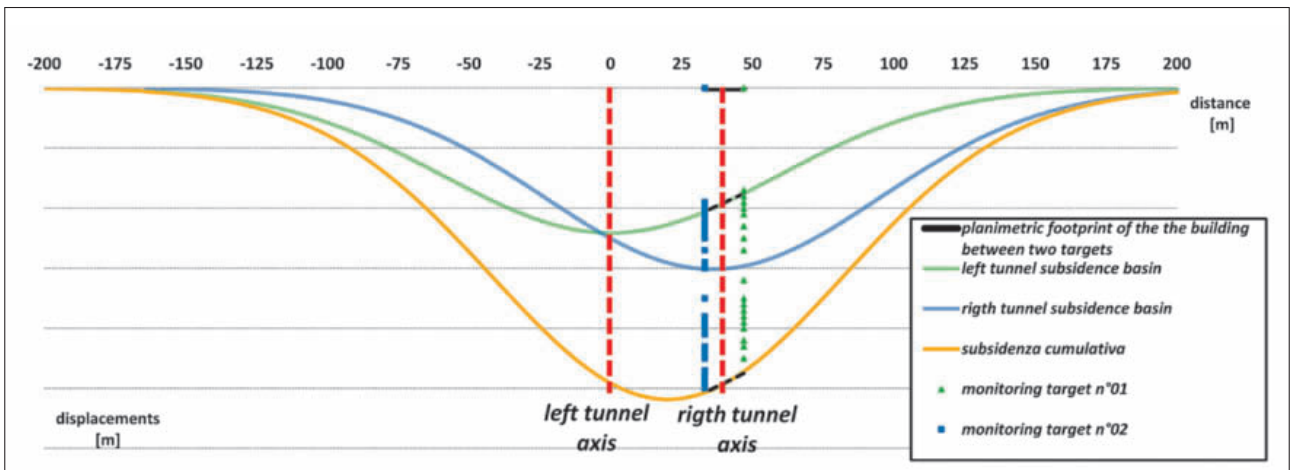
Excavation in urban areas is never a challenge to underestimate – above all if the diameter of the EPB used is as big as Barbara's (15.08 m). In order to minimise the impact and possible damage to the existing structures, a big campaign of on-site verification was carried out to check the status of the buildings. Moreover, every structure was monitored with a daily topographical survey during the excavation (Fig. 9).

Prior to starting the excavation, empirical settlement curves were calculated – one for each tunnel – and related to the transverse section of every building monitored. The settlement curve calculated considered different values of volume



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

8 Fire tests conducted by Polytechnic of Milano



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

10 Example of overlapping settlements and building monitoring data

loss (Rankin 1988), with the purpose of fixing a reasonable level for warnings, alarms and hazards.

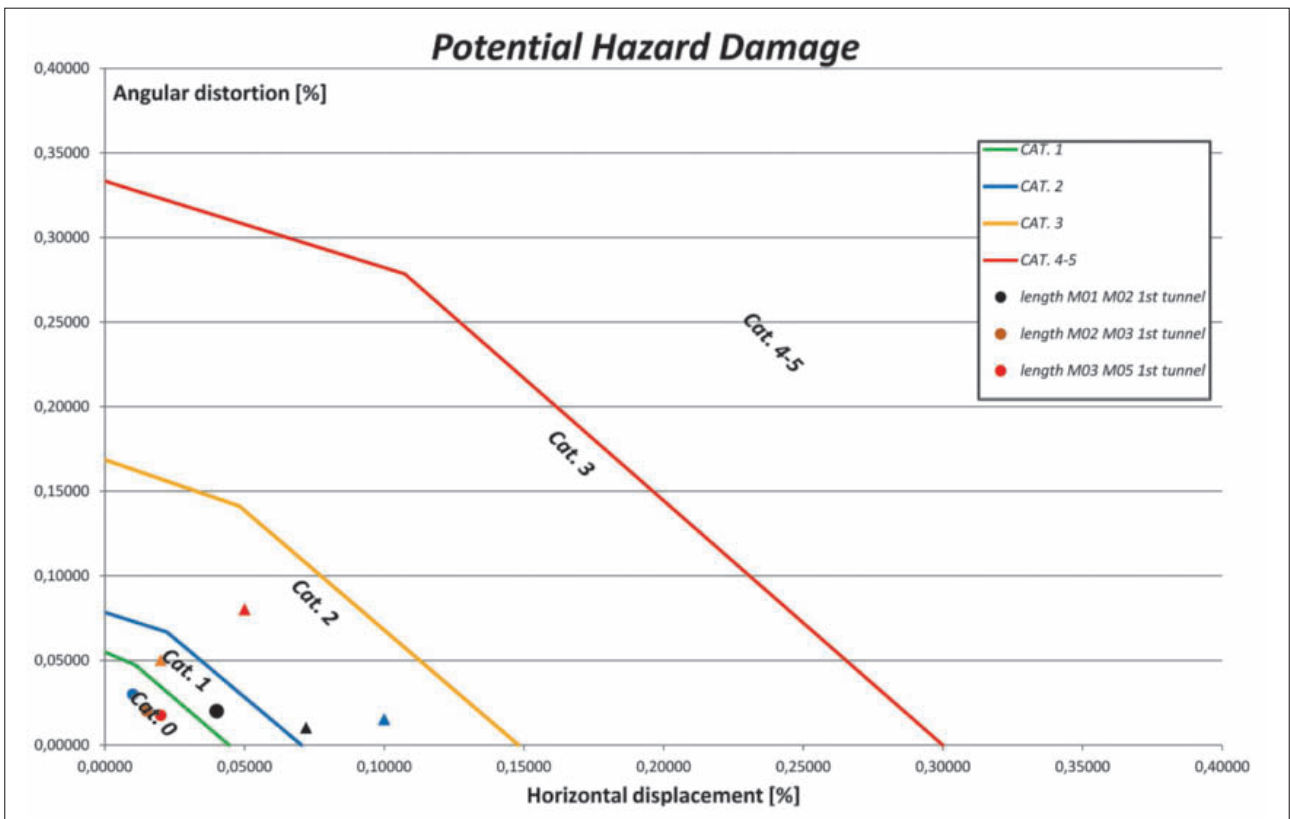
The output of the procedure used resulted, for each tunnel, in the related settlement, the effects of which induced to the surface were overlapped in order to know the maximum foreseen vertical displacement with respect to the buildings (Fig. 10).

The maximum vertical displacement for every building permitted calculation of angular distortion and the comparison against the admissible angular distortion. The angular distortion

and the horizontal displacement were visualised in a diagram of “potential hazard damage” (Burland 1987, Fig. 11) to know the deformative response of each building.

Thanks to a number of on-site inspections performed for the existing buildings in the early phase of the project and during the excavation, it was possible to evaluate the status of the existing buildings and relate them to the potential hazard damage class expected. The on-site inspections analysed many aspects of the structures:

- States of preservation;
- Typology and frame of the structures;



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

11 Example of damage graph of potential hazards



9 Caltanissetta monitoring plan

- Geometry and shape of the buildings;
- Topographical position of the structures.

The preventive evaluation of the potential settlement and the knowledge about the existing buildings along the Caltanissetta alignment allowed for quick awareness if some EPB advancing parameters needed to be adjusted to cope with potential damage to the existing structures.

Topographical data showed that about 30% of the total settlement occurred during the approach phase of the EPB and the influence started about 50 m before the monitored section while the other 70% occurred while Barbara was moving out (Fig. 12a). The result of such mitigation measures was the substantial decrease of the induced settlement effects (Fig. 12b).

3.3 Settlement and Global Damage Levels on the Existing Buildings

The global damage levels that occurred during the Caltanissetta twin tunnels project did not constitute dangerous or critical conditions for the existing buildings along the tunnels' alignment.

Thanks to the implementation of mitigation measures, it was possible to minimise the pre-settlement effects during the excavation as well as settlement induced by the moving-out phase of the TBM. Moreover, in order to maintain the

same resistance as the backfilling but in a very short time, a change to the mix design was necessary that increased both the cement and the silicate.

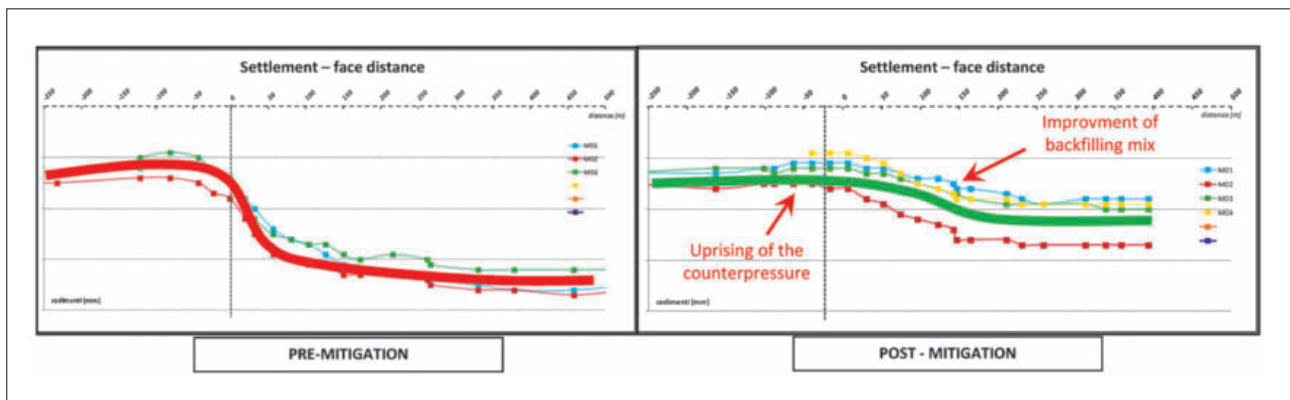
However, during the excavation of the left tunnel, approximately 100 structures (of about 250 being of interest due to the potential settlement) were monitored: 90% of the monitored effects were classified within negligible damage classes (80% in category 0 and 10% in category 1), while only 12% were classified within classes of potential damage manageable with easy aesthetic restorations (7% in category 2 and 5% in category 3).

The effects induced by the excavation of the second tunnel reported a total of 75% of buildings within negligible damage classes (64% in category 0 and 11% in category 1), while 24% were part of classes of damage where aesthetic restorations were needed (16% in category 2 and 8% in category 3). Only 1% of the effects were classified within a potential class of damage involving structural interventions.

4 Challenges during the Excavation

4.1 EPB Excavation and Follow-Up of Advancing Parameters

EPB Barbara is equipped with a remotely accessible guidance system that offers the possibility to control and man-



12 Settlement effects before (a) and after (b) the mitigation measure

Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

age the excavation and the advancing parameters in real time. Parameters controlled with more frequency were those related with to ground conditioning, the pressure balance between TBM and excavation face, muck volume and weight, and the volume of the backfilling. It is then possible to link the monitored parameters with the results coming from the external topographical survey in order to identify any possible effect at the surface during excavation, thus allowing for immediate reaction to minimise and mitigate such effects.

The first phase of the excavation advanced with a quite low counter-pressure (≈ 1.5 bar), with the result of important superficial impact.

Based on this evidence, it was decided to increase the counter-pressure to the excavation face to try to reduce the pre-settlement. Moreover, a modified and improved backfilling mix design allowed minimisation of the remaining 70% of settlement.

Two sub-horizontal inclinometers – to cover a length of 60 m (enough to cross the alignment of second tunnel not yet excavated) – were installed on ring numbers 427 (left) and 649 (left).

The counter-pressure applied during excavation of the section of the second tunnel and registered by the first inclinometer was relatively low (≈ 1.5 bar), being approximately 3.0 bar for the second section near the second inclinometer.

The data elaborations confirmed the ground behaviour encountered during the excavation of the first tunnel; that is, higher values of counter-pressure helped to minimise extrusion and consequently pre-settlement.

4.2 Segmental Lining and Stress Monitoring

Obviously, during the design phase any implication of the plastic radius around the tunnel boundary (Ribacchi & Riccioni 1977) was thoroughly studied with consideration given to the big diameter involved. The design phase highlighted the need for monitored planning dedicated to

analysing and evaluating the trend of lining deformation as well as the stresses acting on the lining.

The proper definition of the monitoring plan for the final lining required careful attention to both the dimensions and geometry of each segment (≈ 5.50 m \times 0.60 m \times 2.00 m ≈ 16 t) and the geological context where each monitored ring would have been located.

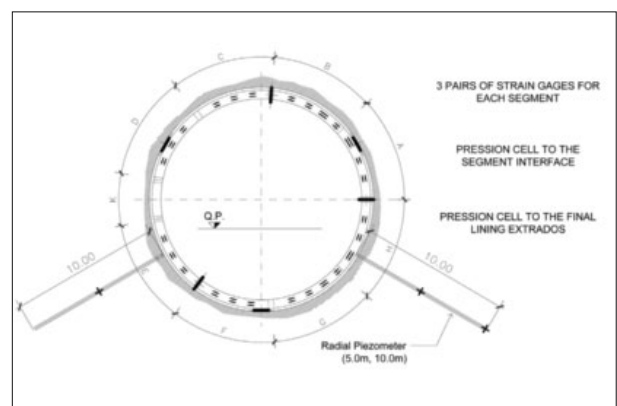
A complete set of instruments was installed on each monitored ring (Fig. 13):

- Three pairs of strain gauges for each segment;
- Pair of pressure cells on the transverse interface of the segment;
- Three pressure cells for each ring to the extrados of the lining;
- Two radial piezometers for a length of about 10.0 m.

Unfortunately, the results obtained with the first tunnel's monitored rings did not correspond with realistic behaviour known in literature (Fig. 14). Therefore, in order to obtain representative values of stress, an empiric interpretation of the results was carried out.

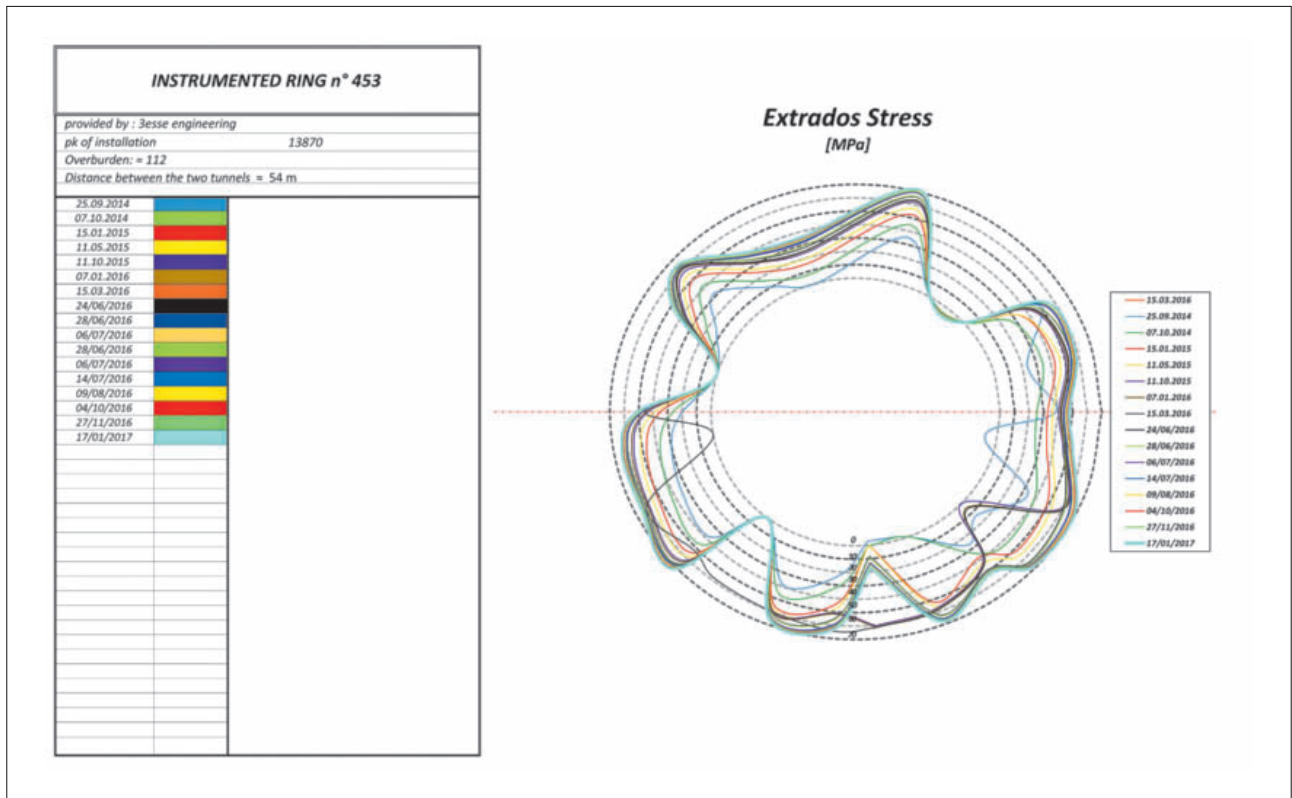
The reason of the non-coherence of the data was thoroughly studied:

- Strain gauges are the only consolidated technology used to evaluate the stress condition of the lining during excavation;



13 Schematic of instruments installed on the monitored ring

Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

14 Stress values from monitoring of the first tunnel lining

- Strain gauges usually have a non-negligible rate of damage, critically related to the methodology of installation, casting phase and segment handling;
- These instruments are sensitive to concrete irregularities and to possible creep phenomena and temperature changes;
- The measures of the strain gauges are so-called indirect measures that are subjected to phenomena that amplify induced creep or temperature changes.

For this reason, in order to evaluate the real stress situation of the first tunnel lining, an integrative post operam investigation using the installation of flat jacks along the tunnels' alignment was performed.

The flat-jack tests were realised in the proximity of ring numbers 685, 687, 840, 843 and 1,226.

The values obtained by flat-jack tests cleared any doubt about the status of the final lining because they confirmed the design stress values and subsequently the efficiency and the functionality of the infrastructure.

The lesson learned after the realisation of the first tunnel led to a new plan of strain gauge placement inside the final lining, in order to obtain values as representative as possible (Fig. 15).

The new, improved plan permitted the obtaining of results that allowed the stress situation of the final lining

during the excavation phase of the second tunnel to be controlled, without the necessity for any integration tests (Fig. 16).

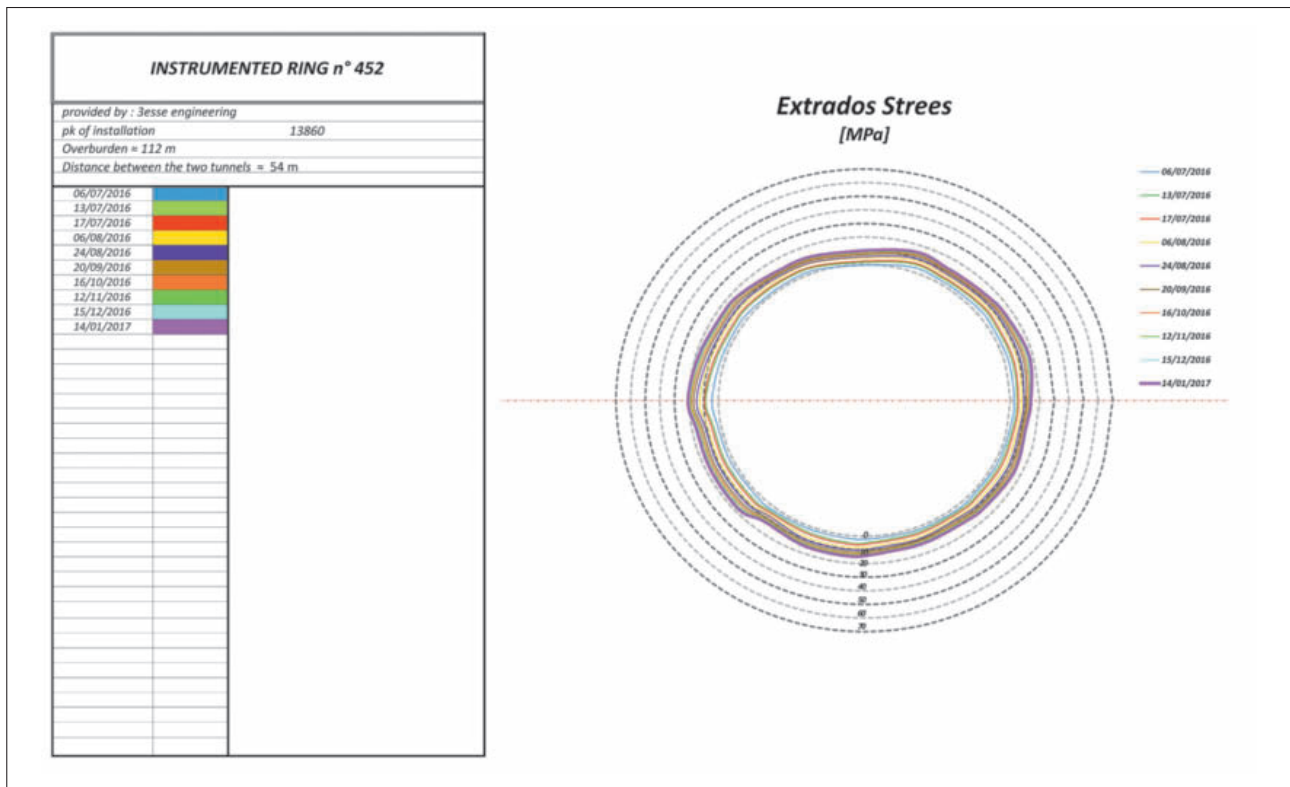
4.3 Difficult Geological and Hydrogeological Conditions

The Caltanissetta tunnels' alignment crossed a succession of TRB (high water content) and TRV_B (low water content) for about 90% of their lengths. Although the morphology of these two formations seems quite similar, the behaviour of such formations during the excavation proved to be somehow different. Therefore, the attention required when adjusting the set of EPB-advancing parameters depending on the crossed formation was of the utmost importance.



15 Installation phase of the instrument to the precasting plan for the second tunnel

Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

16 Stress values from monitoring the second tunnel lining

The two geologic formations could be considered very different from an excavation point of view:

- EPB drive mode changed totally;
- Plasticity of the two formations;
- High differences in water content;
- Different excavability;
- Different extrusion manifestations.

Such differences encountered during the excavation required an ongoing adjustment of parameters to ensure constant production performance. Nevertheless, if the geological succession of TRB and TRV_B was managed thanks to the harmonious cooperation between the TBM's crews and engineers.

The expected calcareous sections are represented by the 200 m lengths for each tunnel, highlighted during the design phase. A longitudinal set of drainage measures made of drainage wells with submersible pump system were foreseen to cope with such sections (Fig. 17).

The value of 5 to 8 l/s for each pump has been established for the drainage operations, but during the EPB excavation, it was adjusted in relation to the piezometric monitoring carried out daily.

The operational procedures proved that only three consecutive drainage points had to be operative during the tunnels' excavation in order to minimise possible amplifying phenomena of settlement.

The piezometric monitoring permitted validation of the aquifer behaviour during the excavation of limestone and when the EPB moved away (Fig. 18). Topographical monitoring assessed that the drainage activity did not cause additional settlement effects. Such a result was achieved through the careful management of the pumped water flow, which were dependent on the EPB excavation parameters.

Although the problem of excavating in the calcareous section was a challenging issue for the Caltanissetta tunnel execution, it was, however, dealt with during the first design phases and therefore solved as described above.

The problem became even worse during the excavation of the right tunnel, which crossed an unforeseen section of about 120 m (from ring 1,130 to 1,190) with a calcareous formation.

Several aspects contributed to the magnitude of the difficulties:

- Presence of a long section of an unexpected limestone formation;
- High hydraulic head to counterbalance (≈90 m under the water table);
- Impossibility to study and realise a system of vertical drainage from the surface;
- Need for an expeditious and real-time solution to avoid the stop of the advancement;
- Huge water inflow through the EPB shield induced by the high water pressure.

In order to continue with the excavation, and taking advantage of the presence of the left tunnel previously excavated, it was decided to realise a system of sub-horizontal drainage.

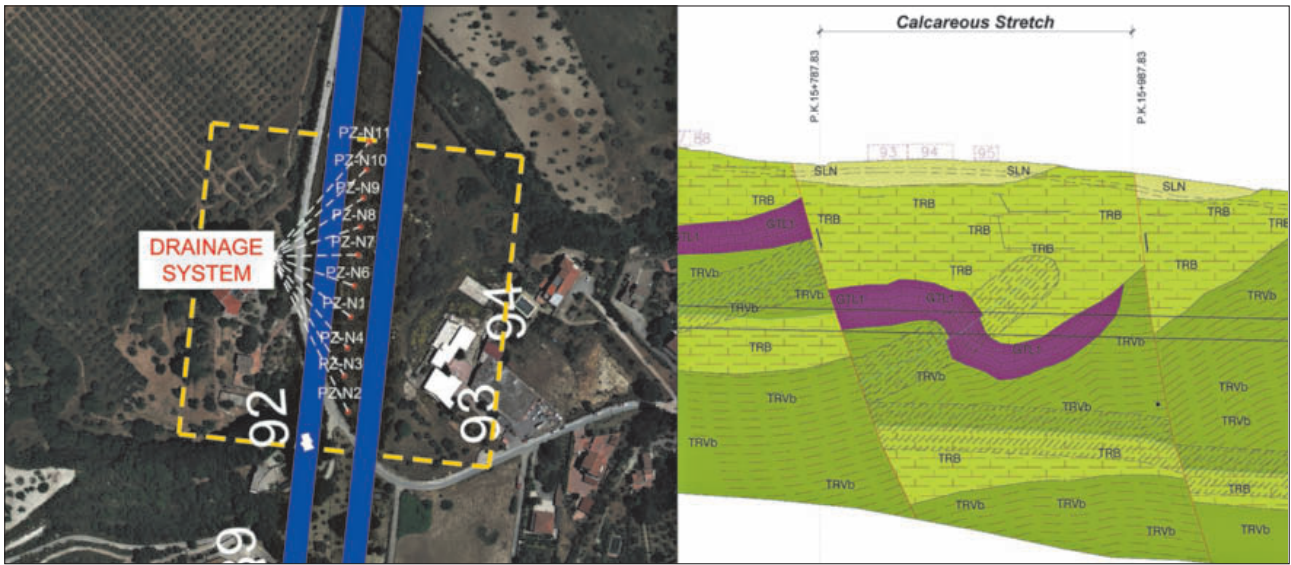
The 40 to 50 m long drains were realised starting from the left tunnel with a longitudinal spacing of 4 to 20 m, and they did not require pumps to work.

The aim was to reduce the hydraulic overcharge until values that could be counterbalanced by the EPB (≈ 5 to 6 bar), so as to permit ongoing excavation without huge water inflow through the shield.

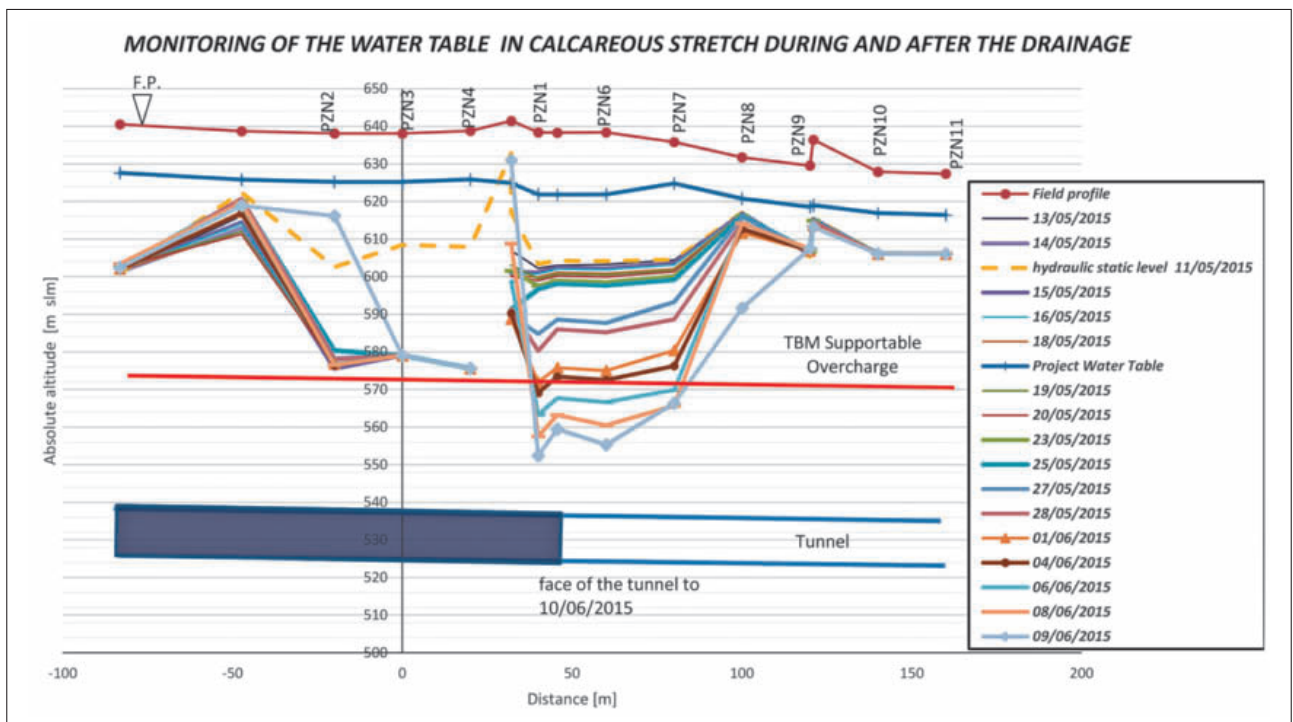
Managing the openings of the drainage valves in relation to EPB advancing allowed going through the 120 m long calcareous stretch and continuing with the normal excavation operations.

4.4 Evaluations of Settlement Induced by the Excavation

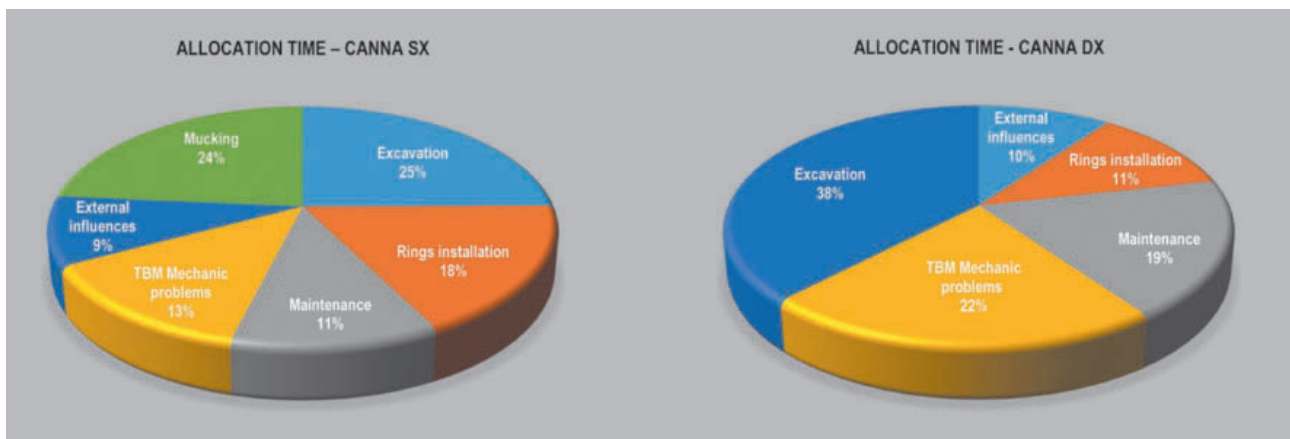
The settlement induced by the excavation of the Caltanissetta twin tunnels corresponds to a value of volume loss of about 4% to 5%. However, these values of volume loss were not confirmed from the evidence of the inspections: in fact, the results of several boreholes made on the seg-



17 Planimetry and geology profile with respect to calcareous sections



18 Piezometric monitoring diagram



Credit: C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa

19 Comparing of the first and the second tunnel allocation time

mental lining of both tunnels showed values of thickness comparable with values of the project.

The opinion of the writers is that the settlement effects, and obviously these values of volume loss, could be associated with an unpredictable phenomena of soil extrusion induced by tectonic stress of the soil and only partially counterbalanced by the pressure of the machine.

Such a hypothesis would appear to be confirmed by the evidence of the two sub-horizontal inclinometers installed in the left tunnel during the excavation of the right one. In fact, they recorded a significant soil movement ahead of the TBM (in the distance of six to seven times of the TBM diameter). Sophisticated numerical analyses are still being developed trying to explain and better investigate the issue.

5 Conclusions

The Caltanissetta project has represented a big challenge during each of its phases due to the numerous obstacles found, as shown in the previous chapters. Despite the major difficulties encountered, however, the advancing progress achieved great results.

The Caltanissetta twin tunnels' figures can help to comprehend the magnitude of the challenge:

- Excavation with a diameter of 15.08 m for about 8,000 m;
- ≈3,950 installed rings for an overall ≈35,000 segments;
- ≈400 + 100 m excavated in sections with high hydrostatic heads.

Notwithstanding this, an average advance rate of nine rings per day, with a maximum 16 rings per day, was achieved.

The next picture (Fig. 19) shows the lessons learned during the excavation of the first tunnel (left) were exploited to further improve the advancing of the second.

During the excavation of the first tunnel, there were mucking problems due to the interpretation of the

recent Italian environmental laws. In the excavation of the second tunnel, the productive part of the advance time increased incrementally from 43 % to 49 %, despite the maintenance shutdowns of the machine due to the ordinary and extraordinary maintenance. In both tunnels, the time available for production was greater than that of similar tunnels.

References

- [1] Kalamaras G., Liti M., Avesani F., Pelizza S., Andreis I. (2016): The Caltanissetta twin tunnel: segmental lining and EPBS TBM performance during the construction of the 4km-long Ø15.08 m tunnel. WTC, San Francisco.
- [2] Menchini G., Paglini P.F., Boschi P.F. (2016): Unique Characteristics for the Design and Construction of the New Twin Tunnel Caltanissetta on Highway 640 in Sicily. Italy, WTC, San Francisco.
- [3] Aİtıcı P.-C. (1998): High Performance Concrete. CRC Press Taylor & Francis Group.
- [4] Paglini P.F., Antonelli A., Boschi P.F., Lo Faro V., Pelizza S. (2016): Esperienza di scavo con EPBs di grande diametro in terreni geologicamente complessi, il caso della costruzione del tunnel a doppia canna Caltanissetta sulla strada di grande comunicazione 640 in Sicilia. SIG, ExpoTunnel 2016, Bologna.
- [5] Ribacchi R, Riccioni R. (1977): Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie no. 5, pp. 7–20.
- [6] Burland J.B., Broms B.B., de Mello V.F. (1978): Behaviour of foundations and structures. State-of-the-art report Proc. 9th Int'l Conf. On Soil Mech. And Found. Engr. II Tokyo, Japan, pp. 495–546.
- [7] Wroth C.P., Burland J.B. (1974): Settlement of buildings and associated damage. In SOA Review Conf. Settlement of structures, Cambridge (pp. 611–654).
- [8] Rankin W.J. (1988): Ground movements resulting from urban tunnelling, predictions and effects. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 5(1), pp. 79–92.

Wolfgang Fentzloff, Dipl.-Ing., Implenia, München/DE
Jens Halfeldt, Dipl.-Ing., DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH, Stuttgart/DE

BIM – modellbasiertes Projektmanagement

Am Praxisbeispiel Albvorlandtunnel

BIM ist eine Methode zur Planung und Abwicklung von Projekten anhand von 3D-Modellen. Die Verknüpfung dieser Modelle mit den Dimensionen «Zeit» (4D) und «Kosten» (5D) schafft ein anschauliches Werkzeug zur Projektsteuerung. Beim Projekt «Albvorlandtunnel» werden diese Instrumente eingesetzt, um Erkenntnisse für den zukünftigen Einsatz von BIM bei Grossprojekten erlangen zu können.

BIM – Model-Based Project Management

Using the Albvorland Tunnel as an Example of Practical Application

BIM is a method for planning and handling of projects on the basis of 3D models. Linking these models to the dimensions of “time” (4D) and “costs” (5D) gives rise to a graphic project management tool. These instruments are being deployed in the “Albvorland Tunnel” project to gain insights into the future use of BIM in large-scale projects.

1 Einleitung und Projektvorstellung

BIM – Building Information Modelling – macht sich die durchgängige Verwendung eines digitalen Bauwerksmodells über die einzelnen Phasen des Lebenszyklus zu Nutze. So wird das Bauwerk mit Hilfe von 3D-Modellen zur anschaulichen und interaktiven Darstellung geplant. Die Modelle bestehen aus Bauteilen, die mit relevanten Informationen hinterlegt sind.

Die Bauteile erhalten neben den allgemeinen Informationen wie Geometrien, Baustoffe etc. auch Verknüpfungen mit Vorgängen aus dem Bauprogramm und mit Kosten aus den Positionen des Leistungsverzeichnisses, sodass im Rahmen einer Projektsteuerung Aussagen über den Fertigstellungsgrad und damit verbundene Kosten getätigt werden können.

Die DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH ist mit der Planung und technischen Umsetzung des hochkomplexen «Bahnprojekts Stuttgart–Ulm» beauftragt, das europaweit zu den derzeit grössten Infrastrukturprojekten zählt. Es ist aufgegliedert in die beiden Teilprojekte «Stuttgart 21» (S21) zur Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart und die «Neubaustrecke Wendlingen–Ulm» (NBS).

Direkt im Anschluss an S21 beginnt der westlichste Planfeststellungsabschnitt (PFA) der NBS, der PFA 2.1 «Albvorland». Der Projektabschnitt 2.1 hat eine Gesamtlänge von rund 16 km. Dieses Teilstück der Neubaustrecke Wendlingen–Ulm umfasst die Planfeststellungsabschnitte 2.1 a/b und 2.1 c (siehe Bild 1). Eines der markantesten Bauwerke des Ab-

1 Introduction and Project Presentation

BIM – Building Information Modelling – takes advantage of end-to-end use of a digital model of the construction project over the individual phases of the life cycle. This means that the construction project is planned with the help of 3D models that allow a lifelike interactive presentation. The models consist of components in which relevant information is stored.

In addition to the general information such as geometries, construction materials etc., the components are also linked to activities from the construction programme and to costs from the items of the BoQ making it possible to make reliable statements on the stage of completion and the associated costs within the scope of project management.

DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH has been commissioned with the planning and technical implementation of the highly complex “Stuttgart–Ulm railway project” that is currently one of the largest infrastructure projects throughout Europe. It is broken down into two sub-projects “Stuttgart 21” (S21) to rearrange Stuttgart rail hub and the “new Wendlingen–Ulm line” (NBS).

The most westerly of the sections of the NBS for which project approval has been granted (PFA), PFA 2.1 “Albvorland”, has a direct connection to S21. Project section 2.1 has a total length of some 16 km. This sector of the new Wendlingen–Ulm line covers PFA sections 2.1 a/b and 2.1 c (Fig. 1). One of the most prominent structures in this section is the

BIM – Gestion de projet par modélisation des données

L'exemple concret du tunnel de l'Albvorland

Le tunnel de l'Albvorland, qui constitue un tronçon de la nouvelle ligne ferroviaire Wendlingen–Ulm, comprend deux tubes de 8,2 kilomètres chacun. C'est dans le cadre de l'appel d'offres portant sur le tunnel de l'Albvorland que la Deutsche Bahn AG a décidé la mise en œuvre de la méthodologie BIM pour la section Portal West. Cette méthode ne vise pas à remplacer les processus traditionnels de suivi de projet, mais à les optimiser par des méthodes de gestion modernes de type BIM. Cet article présente les expériences et enseignements tirés de leur mise en pratique.

BIM – Gestione progetti basata su modelli

Nell'esempio pratico della galleria «Albvorland»

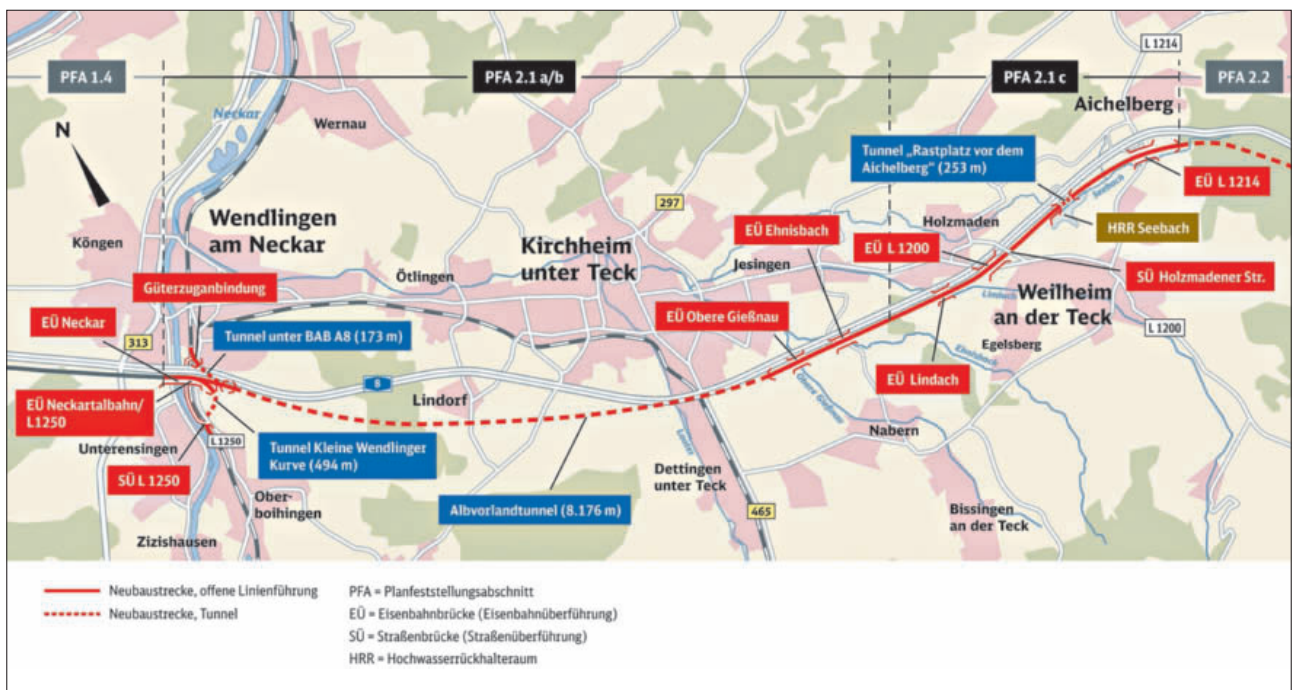
La galleria «Albvorland» fa parte del progetto di alta velocità Wendlingen–Ulma (tra Stoccarda e Monaco di Baviera), ed è composta da due canne lunghe rispettivamente 8,2 km. Nel quadro del bando per il progetto, il committente Deutsche Bahn AG ha introdotto la messa in pratica dei metodi di lavoro BIM per l'area parziale del portale ovest. I tradizionali processi di disbrigo dei progetti non verranno sostituiti, ma ottimizzati per l'impiego dei metodi BIM per una gestione progetti che riguarda il futuro. In questo contributo verranno esposte le esperienze e le conoscenze derivanti dall'applicazione pratica.

schnittes ist der von Westen nach Osten führende zwei- röh- rige Albvorlandtunnel mit einer Länge von ca. 8,2 km; drei weitere Tunnel weisen Längen von unter 500 m auf.

Darüber hinaus werden im PFA 2.1 eine Brücke über den Fluss Neckar, neun weitere Brückenbauwerke, ein Tunnel in offener Bauweise sowie eine Hochwasserentlastungs- anlage mit Staumauer gebaut. Ebenfalls wird als Folge- massnahme der Neubaustrecke die Landesstrasse L 1250 verlegt. Das Vergabevolumen der Hauptbaulose beträgt ca. 470 Millionen Euro.

Albvorland twin-tunnel running in a west-east direction with a length of around 8.2 km; three further tunnels are shorter than 500 m.

In addition, PFA 2.1 will involve the construction of a bridge over the river Neckar, nine further bridge structures, a cut- and-cover tunnel and a flood spillway with a retaining wall. One of the other follow-up measures relating to the new line will involve the re-routing of the L 1250 state road. The project volume of the main sections of the construction work totals some 470 million euros.



1 Überblick PFA 2.1 «Albvorland»
Overview of PFA 2.1 "Albvorland"

Quelle/credit: DB Projekt Stuttgart–Ulm

2 Grundlage für die Verwendung von BIM

Am 15. Dezember 2015 hielt der deutsche Bundesminister für Verkehr und digitale Infrastruktur, Alexander Dobrindt, eine Pressekonferenz, in der er die Bedeutung von BIM für die nahe Zukunft unterstrich. Wörtlich sagte er:

«Wir starten eine Offensive zur Digitalisierung der Baubranche. Mit modernsten digitalen Methoden sollen Bauprojekte effizienter und im Zeit- und Kostenrahmen realisiert werden. Wir werden Planen und Bauen mit BIM für unsere Infrastrukturprojekte ab 2020 verbindlich machen. Mit Pilotprojekten optimieren wir den Einsatz dieser Planungsmethoden. Das ist eine Modernisierungsoffensive für die weltweit tätige deutsche Bauindustrie.»

Mittlerweile erforscht das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) die Anwendung der Methode in vier Pilotprojekten. So erprobt die Deutsche Bahn die Methodik beim Rastatter Tunnel im Projekt Karlsruhe–Basel sowie bei der Filstalbrücke im Abschnitt 2.2 der Neubaustrecke Wendlingen–Ulm (siehe Bild 2).

Die Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) wendet BIM bei der Erneuerung der Brücke über den Petersdorfer See (BAB 19 in Mecklenburg-Vorpommern) und beim Neubau der Auenbachtalbrücke im Zuge der B 107n südlich von Chemnitz an.

Im Oktober 2016 wurde eine weitere Finanzierungsvereinbarung der Bahn mit dem BMVI unterzeichnet, mit der zusätzliche BIM-Projekte unterstützt werden.

Die alleinige Berücksichtigung der Filstalbrücke im Abschnitt 2.2 als BIM-Pilotprojekt erschien der Projektgesellschaft für das Projekt Stuttgart–Ulm nicht ausreichend. Sie ist der Meinung, dass sie bei der grossen Anzahl an Vergaben im dreistelligen Millionenbereich mehr Erfahrung mit BIM erzielen sollte. Deshalb hat sie BIM bei weiteren Projektteilen berücksichtigt, wie zum Beispiel bei der Neckarbrücke im Abschnitt 1.5 und eben bei einem Teil des Albvordlandtunnels. Beim Albvordlandtunnel werden neben der 3D-Planung und der 4D-Verknüpfung mit dem Terminplan auch erstmals Erfahrungen mit der 5D-Verknüpfung, also der Kostenplanung, gesammelt werden.

3 Der Umfang von BIM in der Ausschreibung

Zu Beginn der Entwurfsplanung war die BIM-Methode noch nicht Teil der Planungsprozesse. Die Entwurfsplanung ist deshalb herkömmlich auf Basis einer 2D-Planung erstellt worden. Lediglich in der Ausschreibung ist dann definiert worden, was der Auftraggeber mit der BIM-Methode umsetzen will. Um den Umfang einzugrenzen, beschränkt sich der BIM-Einsatz beim Albvordlandtunnel auf den Modellierungsbereich West (siehe Bild 3).

Im Modellierungsbereich werden folgende Bauwerke/Bauteile eingebunden:



Quelle/credit: Bahnprojekt Stuttgart–Ulm

2 Filstalbrücke (Visualisierung)
Filstal Bridge (visualisation)

2 Basis for the Use of BIM

The German Federal Minister of Transport and Digital Infrastructure, Alexander Dobrindt, held a press conference on 15 December 2015 at which he underscored the importance of BIM for the near future. To quote his actual words:

“We are starting a campaign to digitalise the construction industry. The plan is to deploy state-of-the-art digital methods to make construction projects more efficient and to make sure they are implemented on schedule and within budget. Our intention is to make planning and construction with BIM mandatory for our infrastructure projects from 2020 onwards. We are using pilot projects to optimise the use of these planning methods. This is a modernisation drive for the German construction industry operating worldwide.”

In the meantime, the Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure (BMVI) is performing research into practical application of the method within the scope of four pilot projects. For example, Deutsche Bahn is testing the methodology for the Rastatt Tunnel as part of the Karlsruhe–Basel project and for the Filstal Bridge in section 2.2 of the new Wendlingen–Ulm line (Fig. 2).

Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) is deploying BIM for the renovation work on the bridge over Lake Petersdorf (A 19 federal motorway in Mecklenburg-Western Pomerania) and for the construction work for the new Auenbachtal Bridge as part of the B 107n federal road to the south of Chemnitz.

A further funding agreement between Deutsche Bahn and the BMVI was signed in October 2016 with the aim of supporting further BIM projects.

The project company for the Stuttgart–Ulm project considered taking the Filstal Bridge in section 2.2 as the sole BIM pilot project to be inadequate. It is of the opinion that it should gain more experience with BIM with regard to the large number of contract awards worth amounts in the three-digit millions. For this reason, it took BIM into consideration in other parts of the project, such as the bridge over the river Neckar in section 1.5 and specifically in one sector

- Gründung, Baugrubenaushub und Baugrubensicherung (rückverankerte Bohrfahlwände, Spundwände und Trägerbohlwände) des Voreinschnitts mit den beiden westlichen Tunnelportalen der Neubaustrecke, dem Portal des Anlusstunnels der Güterzuganbindung an die NBS (GZA-Tunnel) sowie dem Portal des Tunnels der Güterzuganbindung unter der Autobahn BAB A8 (GZA-BAB-Tunnel)
- GZA-Tunnel und Bereich der Anbindung an die Nordröhre des Albvorlandtunnels (Innenschale, Bankette, Sohle)
- NBS-Tunnelröhren und Brillenwand
- allgemeiner Tiefbau, Anlagen und Wege Dritter (Wirtschaftsweg, Rettungsplatz/-weg), endgültige Entwässerung, Stützbauwerke
- offene Strecke: Damm
- Sonic-Boom-Bauwerke

Durch den Einsatz von BIM verspricht sich der Auftraggeber Folgendes:

- Kompetenz im Umgang mit BIM bei grossen Infrastrukturprojekten aufbauen
- Kenntnisse darüber erlangen, wo Kosten- und Nutzeneffekte mit BIM generiert werden können
- grösstmögliche Interoperabilität der Systeme entwickeln, insbesondere unter Berücksichtigung der DB-Systeme
- Optimierung und Qualitätssicherung in der Planung und Ausführung ermöglichen
- besseren Kommunikations- und Informationsaustausch mit den Projektbeteiligten erreichen
- exaktere und effizientere Mengenermittlungen (auch bei Änderungen)

of the Albvorland Tunnel. In the case of the Albvorland Tunnel, the first practical experience will be gained with 5D links, i.e. cost budgeting, in addition to 3D planning and 4D links to the scheduling.

3 The Scope of BIM in the Tender Process

At the beginning of the design phase, the BIM method was not part of the planning process. Consequently, the design planning was prepared conventionally using 2D planning methods. It was not until the tendering stage that specifications were made as to what the employer intended to implement by means of the BIM method. In order to put a limit on the scope involved, the use of BIM in the Albvorland Tunnel project is restricted to the West modelling area (Fig. 3).

The following structures/components are integrated into the modelling area:

- Foundation work, excavation work and excavation support (anchored bored pile retaining walls, sheet piles and soldier pile walls) of the preparatory cut with the two western tunnel portals of the new line, the portal of the connecting tunnel of the freight train link to the NBS (GZA tunnel) and the portal of the tunnel of the freight train link under the A8 federal motorway (GZA-BAB tunnel);
- GZA tunnel and the area of the link to the northern tube of the Albvorland Tunnel (inner lining, walkway, floor);
- NBS tunnels and portal wall;
- General civil engineering work, facilities and third-party roads (service road, rescue area/road), final drainage system, supporting structures;



Quelle/credit: DB Projekt Stuttgart-Ulm

3 Modellierungsbereich West des Albvorlandtunnels
West modelling area of the Albvorland Tunnel

Die langfristigen Ziele lehnen sich u. a. an die vom BMVI im Rahmen des «Stufenplans Digitales Planen und Bauen» definierten BIM-Ziele an. Diese umfassen beispielsweise die Erhöhung der Planungsgenauigkeit und Kostensicherheit sowie die Optimierung der Kosten im Lebenszyklus.

3.1 Die definierten BIM-Anwendungsfälle

Für die BIM-Implementierung im Modellierungsbereich West des Alborlandtunnels wurden Anwendungsfälle definiert, die im Folgenden erläutert werden.

3.1.1 3D-gestützte Planungsdetaillierung und Koordination

Der Anwendungsfall «3D-gestützte Planungsdetaillierung und Koordination» beinhaltet die Modellierung eines 3D-Modells des betroffenen Bereichs mit allen notwendigen Geometrien und Objekten inklusive der ihnen zugeordneten Informationen und Attribute (siehe Bild 4).

Die Geometrie wird üblicherweise durch Länge, Breite, Höhe und Durchmesser beschrieben. Daneben erhält jedes Bauteil eine eigene Identifizierungsnummer (wichtig für spätere Verknüpfungen), die Bauwerksnummer, Informationen zum Material, ggf. zur Farbe und tunnelbauspezifisch z. B. zu Tunnelmeter, Abschlagslänge, Vortriebsklasse, Blocklängen, und auch die zugehörige Leistungsverzeichnis-(LV-)Position für die Verknüpfung der Kosten wird festgehalten.

Das 3D-Modell dient als Grundlage für Planungs- und Bau-besprechungen sowie zur Verbesserung der Kommunikation zwischen den Projektbeteiligten. Dabei werden mögliche Kollisionen frühzeitig erkannt und Planvarianten dargestellt.

Die frühzeitig erkannten Kollisionen betreffen z. B. bauwerks-kreuzende Leitungen (Stromversorgung, Telefonleitungen), die vor der Ausführung aus dem Baufeld verlegt werden müssen, oder Verankerungen, die in Kreuzungspunkten mehrerer rückverankerter Baugrubenverbaue mit unterirdischen Bauwerken zu undefinierbaren Zuständen geführt hätten.

Darüber hinaus wird das 3D-Modell mit den technischen 2D-Plandokumenten verknüpft und dadurch werden Status und Übersichten über die Planpakete nach Soll, Ist und Prognose erstellt. Des Weiteren werden auf Basis des 3D-Modells modellbasierte Mengen zur Plausibilitätsprüfung von Terminplanressourcen und LV-Positionen ermittelt.

3.1.2 4D- und 5D-Simulationen

Das 4D-Modell des BIM-Modellierungsbereichs im Alborlandtunnel entsteht durch die Verknüpfung des 3D-Modells mit dem Bauablaufplan. Dieser wird als Grundlage für 4D-Simulationen, Visualisierungen, Analysen sowie Optimierungen der terminlichen Machbarkeit verwendet. Darüber hinaus sind bei regelmässiger Pflege des 4D-Modells (das heisst ständige Anpassung der Bauabläufe, wenn sich diese durch äussere Einwirkungen ändern) Auswertungen des

- Open track: embankment;
- Structures to mitigate tunnel boom.

The employer hopes to achieve the following by deploying BIM:

- Building up expertise in handling BIM in large-scale infrastructure projects;
- Gaining insights into where BIM can generate potential benefits in terms of cost effectiveness;
- Greatest possible system interoperability, specifically taking account of Deutsche Bahn's own systems;
- Facilitating optimisation and quality assurance in planning and implementation;
- Improved communications and exchange of information with project participants;
- More precise and efficient determination of quantities (also in the event of changes).

The long-term goals are based, among other things, on the BIM objectives specified by the BMVI as part of the "multi-stage plan for digital planning and construction". These include, for example, achieving a higher degree of precision in planning and cost certainty as well as optimisation of costs over the life cycle.

3.1 The Defined BIM Applications

Specific applications were defined for BIM implementation in the West modelling area of the Alborland Tunnel; these are outlined in the following.

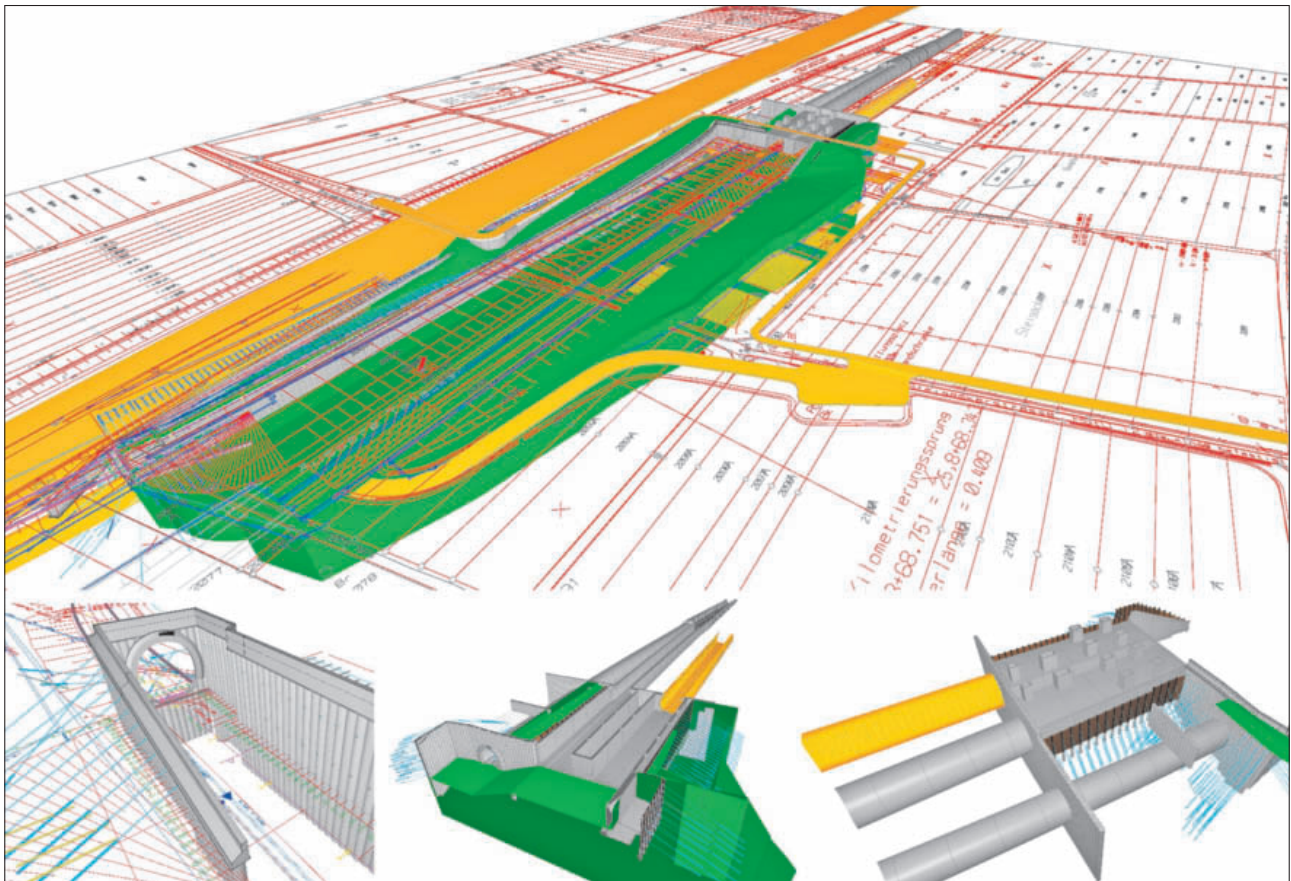
3.1.1 3D-Assisted Detailing and Coordination for Planning Purposes

The application "3D-assisted detailing and coordination for planning purposes" contains the generation of a 3D model of the area concerned with all required geometries and objects including the information and properties assigned to them (Fig. 4).

Geometry is usually described by length, width, height and diameter. In addition, every component is assigned its own identification number (important for later links), the structure number, information on the material, on colour (if applicable) and specific to tunnel construction e.g. on tunnel metre, length of one round, supporting class, length of section of inner lining and even the pertinent item of the BoQ for linking to costs is recorded.

The 3D model serves as a basis for planning and on-site meetings as well as for improving communication between the project participants. Potential conflicts are identified at an early stage and alternatives can be presented.

The conflicts identified at an early stage relate, for example, to utilities crossing the structure (power supplies, telephone lines) that have to be relocated away from the construction area prior to the start of work or anchors that would have led to ill-defined situations at places where several rows of an-



Quelle/credit: DB Projekt Stuttgart-Ulm

4 3D-Modell mit unterschiedlichen Ansichten
3D model with various views

Bauablaufs sowie der Mengen und Ressourcen nach Soll, Ist und Prognose möglich. Kontinuierliche Aktualisierungen des Baufortschritts haben zur Folge, dass Auswirkungen im Terminplan sofort ersichtlich sind und entsprechende Gegensteuerungsmassnahmen eingeleitet werden können.

Um das 5D-Modell zu erhalten, wird das 4D-Modell mit den zugehörigen LV-Vertragspreisen und LV-Positionen verknüpft (siehe Bild 5). Anhand dieses 5D-Modells lassen sich bei kontinuierlicher Integration der bauteilbezogenen Leistungsmeldungen sowohl Baufortschritte als auch Leistungsstände und Kosten (Soll, Ist, Prognose) für die Projektsteuerung darstellen und auswerten.

3.1.3 Berichtswesen (Reporting)

Der dritte Anwendungsfall für den Albvorlandtunnel ist das Berichtswesen/Reporting. Dabei entstehen auf Basis der 3D-, 4D- und 5D-Modelle Darstellungen und Auswertungen der wesentlichen Kennziffern hinsichtlich Terminen, Kosten, Leistung und Planung. Die Auswertung wird in Form von Dashboards oder Cockpitsansichten dargestellt. Eine mögliche Visualisierung ist in Bild 6 zu sehen.

3.2 Herausforderungen bei der Umsetzung von BIM

Da BIM noch eine junge Methode ist und bei den verschiedenen Projektbeteiligten häufig zum Projektstart noch

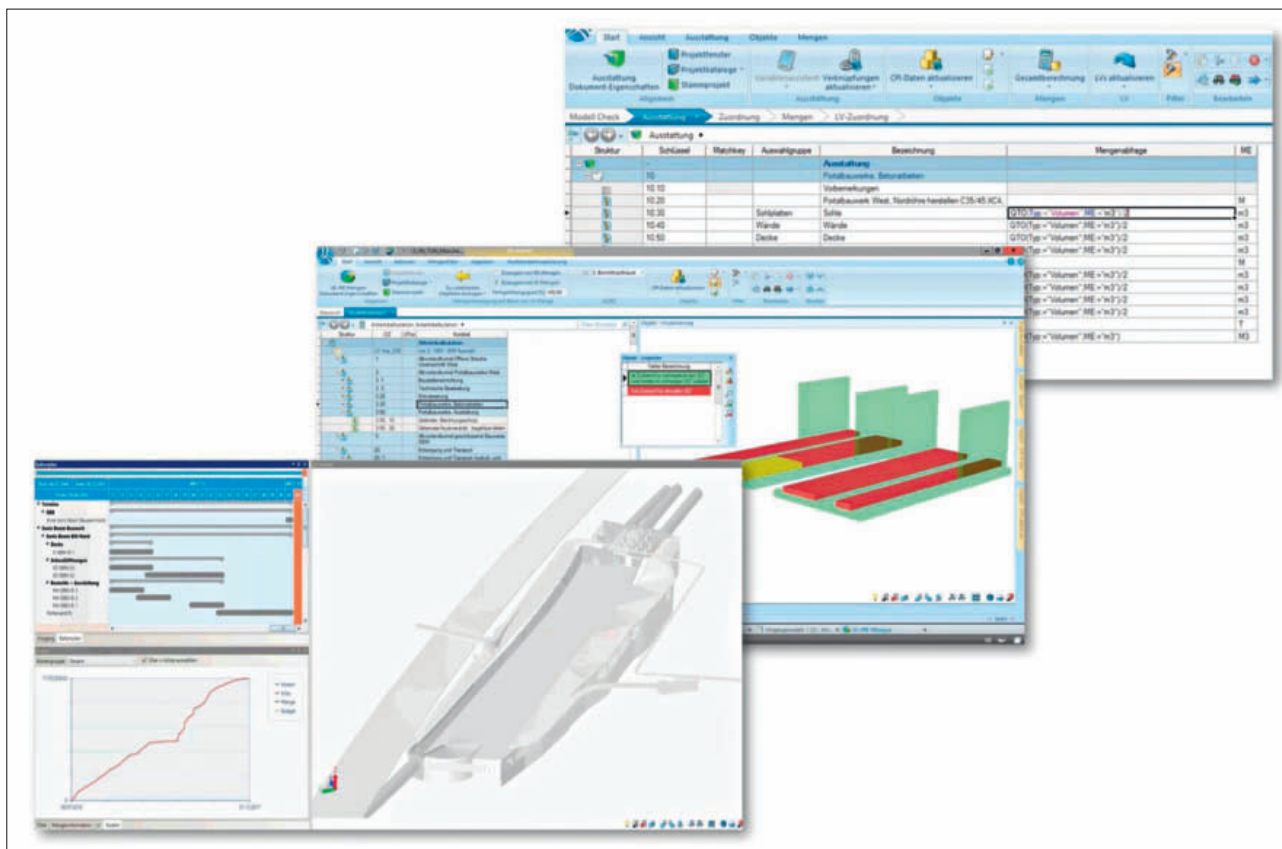
chor would cross each other or even penetrate underground structures.

In addition, the 3D model is linked to the 2D technical planning documents from which the status and overviews of planning packages are prepared according to target, actual and forecast. Furthermore, the 3D model is used as a basis to determine model-based quantities for plausibility testing of scheduling resources and BoQ-items.

3.1.2 4D and 5D Simulations

The 4D model of the BIM modelling area in the Albvorland Tunnel is created by linking the 3D model to the construction schedule. This is used as the basis for 4D simulations, visualisations, analyses and optimisation work for scheduling feasibility. Over and beyond this, regular review of the 4D model (this means continual adjustment of the construction processes if they change on account of external influences), evaluations of the construction sequences as well as quantities and resources according to target, actual and forecast. The consequence of continual updating of construction progress is that any impact on the schedule becomes immediately apparent enabling the corresponding countermeasures to be initiated.

In order to generate the 5D model, the 4D model is linked to the pertinent contractual prices contained in the BoQ



Quelle/credit: DB Projekt Stuttgart-Ulm

5 4D- und 5D-Modell für den Albvorlandtunnel
4D and 5D model for the Albvorland Tunnel

keine ausreichenden BIM-Kenntnisse vorliegen bzw. die Akzeptanz zur Anwendung von BIM-Methoden teilweise noch ausgebildet werden muss, besteht die Gefahr, dass die BIM-Methode bei der Ausführung in den Hintergrund gerät, wenn sie parallel zu einer herkömmlichen Planung angewendet wird. Die aktive Einbindung der Führungskräfte und Mitarbeiter ist wichtig für die konsequente Umsetzung von BIM-Methoden. Deshalb müssen mit allen Beteiligten von Anfang an Workshops durchgeführt werden, die das Ziel haben, die verschiedenen Phasen der BIM-Implementierung zu begleiten und allen Beteiligten die Möglichkeiten und Vorteile von BIM darzustellen.

Weiterhin ist es wichtig, die Möglichkeiten von BIM zu kennen und in der Ausschreibung exakt zu definieren, was zu welchem Zeitpunkt erwartet wird. Aufgrund der unterschiedlichen Kenntnisse der Projektbeteiligten liegen auch unterschiedliche Erwartungshaltungen vor. Deshalb ist es grundlegend, dass diese widerspruchsfrei beschrieben werden, damit ein konfliktarmes Arbeiten mit BIM gewährleistet werden kann.

4 Praktische Umsetzung der Ausschreibungsbestimmungen

Der Projektverfasser hat einen mutigen und richtungsweisenden Schritt in der Ausschreibung getan, als er sich entschied, für den Albvorlandtunnel BIM anzuwenden,

and the related items itself (Fig. 5). If the component-related performance reports are continually integrated into this 5D model it can be used to present and evaluate not only construction progress but also performance levels and costs (target, actual, forecast) for project management purposes.

3.1.3 Reporting

The third application for the Albvorland Tunnel consists of reporting. In this respect, the 3D, 4D and 5D models are used to generate presentations and evaluations of the key performance indicators relating to schedules, costs, performance and planning. The evaluations are presented in the form of dashboards or cockpit views. Visualisation option can be seen from Fig. 6.

3.2 Challenges Relating to the Implementation of BIM

As BIM is still a recently developed method and as various project participants often do not have sufficient BIM expertise at the beginning of the project or acceptance of the need to use BIM methods has still to be developed in some cases, there is a danger that the BIM method will be pushed to one side during the implementation phase if it is applied simultaneously to conventional planning methods. The active involvement of management and employees alike is vital for the implementation of BIM methods. For this reason, workshops must be held with all participants

nachdem das Bauvorhaben bereits in der traditionellen Planungsmethode ausschreibungsreif erstellt worden war. Dies geschieht zwar nur für einen Teilbereich am Portal West, beinhaltet aber dafür alle Hauptgewerke im Projekt: Tunnelbau, Ingenieurbau, Spezialtiefbau, Erdbau.

Diese Vorgehensweise erlaubt es, die komplexen Zusammenhänge bei der Erstellung eines 3D-/4D-/5D-Modells in der gebotenen Tiefe zu bearbeiten, um die erwünschten Erfahrungen gewinnen zu können.

Nachdem BIM, im Gegensatz zum Hochbau, bei Infrastrukturprojekten im Tiefbau noch wenig Einsatz gefunden hat, war es für Implenia wichtig, nicht nur auf den eigenen Erfahrungsschatz aus Projekten in Skandinavien zurückzugreifen, sondern zur Entwicklung der Vorgehensweise und Detailabläufe bzw. -vorgaben auch ein externes Beratungsteam einzusetzen, das aus Vertretern der Firmen «think project» und «AEC3» sowie der TU München besteht.

Als Software wurden neben anderen Programmen hauptsächlich Revit zur Erstellung der 3D-Modelle und RIB iTWO für die Verknüpfungen mit Zeit und Kosten (4D, 5D) verwendet.

Folgende Themen wurden dabei abgearbeitet:

- Erstellung eines BIM-Implementierungs-Planes (BIP)
- Erstellung der Modellierungsrichtlinie und der Modellierungsempfehlungen
- Vorbereitung von Modellstruktur und Modell-Codierung
- Festlegung von Detaillierungsgrad und Informationsgehalt in den Teilmodellen
- Verwendung des Shared Parameters Tools BIM*Q für die Bestimmung der Parameter in Revit-Familien inkl. fortlaufender Anpassungen
- Erstellung von Vorgangsmodellen in RIB iTWO zur Verknüpfung des Bauprogramms mit dem 3D-Modell
- Anpassen der LV-Strukturen (Positionen) zur Verwendung für 5D-Verknüpfungen
- Export der CPIXML-Dateien aus Revit über ein Plug-in zum Einlesen in iTWO

Hierbei ist zu beachten, dass die eingesetzte Software eine Schnittstelle für das standardisierte Datenformat IFC (Industry Foundation Classes) implementiert, um die Kompatibilität der Ergebnisse aus den unterschiedlichen verwendeten Programmen zu gewährleisten.

Die prinzipielle Herausforderung bestand in dem speziellen Fall beim Albvorlandtunnel darin, dass die Projektstruktur aus dem traditionellen Planungsprozess nicht den Anforderungen der modellbasierten Struktur entsprach (siehe Bild 7). Die Anpassung der bestehenden Struktur erfolgte in drei Schritten, um die realitätsnahe Simulation des Bauprozesses unter Berücksichtigung von Zeit und Kosten abbilden zu können. Das LV diente als Basis zur Anpassung der Struktur.

from the very beginning with the objective of providing support in the various stages of BIM implementation and to present to all individuals involved the potential and advantages of BIM.

Furthermore, it is important to be aware of the possibilities offered by BIM and to specify in the call for tender exactly what is expected at what point in time. Due to differences in the levels of expertise on the part of project participants, there are also different expectations. If this is not laid out unambiguously it will be impossible to ensure that participants work with BIM with as little friction as possible.

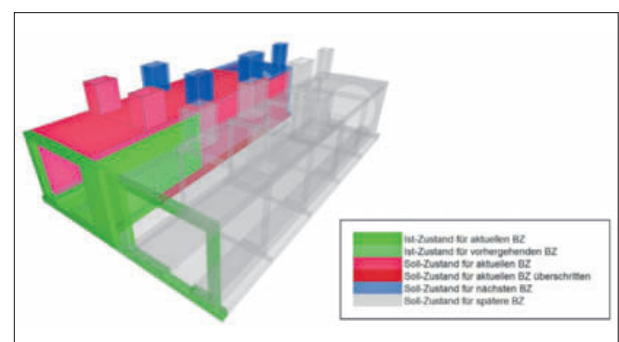
4 Practical Implementation of the Terms of the Call for Tender

The project initiator took a courageous and trailblazing step in the call for tender by deciding to deploy BIM for the Albvorland Tunnel after the construction project had already been taken to the tendering stage using conventional planning methods. While this only applies to a sub-area at the West portal but, it does, however, include all of the main trades involved in the project: tunnel construction, structural engineering, special foundation works, earthworks.

This approach makes it possible to process the complex relationships within the scope of preparing a 3D/4D/5D model with the necessary depth of detail in order to gain the desired level of experience.

As, in contrast to building construction projects, BIM had only been deployed to a minor extent in civil engineering infrastructure projects, Implenia considered it important to not only fall back on its own pool of experience from projects in Scandinavia but also to employ an external team of advisers to develop the general approach and detailed procedures and specifications; this team comprised representatives from “think project” and “AEC3” as commercial enterprises and the Technical University of Munich.

Revit was the main software used, among other programs, to prepare the 3D models and RIB iTWO for the links to scheduling and costs (4D, 5D).



6 Darstellung Leistungsmeldung
Presentation of performance reports

Quelle/credit: Implenia

1. Überarbeitung LV (teilweise Einfügen von «Parallelpositionen»)
2. Einteilung und Strukturierung der Bauteile anhand der überarbeiteten LV-Struktur
3. Schaffung und Zuordnung der einzelnen Vorgänge zu den jeweiligen Bauteilen

Daneben gibt es eine Vielzahl weiterer Detailpunkte, die zu klären sind. Dies beginnt z. B. bei der Modellierungsproblematik in Revit mit dem Absetzen von Tunnelquerschnitten entlang einer 3D-Achse und reicht bis zur Vereinbarung des Solls für die aufzufahrenden Vortriebsklassen aus der Prognose (geotechnisches Tunnelbaugutachten) bei der Durchführung des aktuellen Soll-Ist-Vergleichs, wenn Vortriebsbereiche mit einer prozentualen Vortriebsklassenverteilung belegt werden.

5 Verbesserungsmöglichkeiten in künftigen Ausschreibungen

Prinzipiell ist zu unterscheiden, welche Planungsaufgaben von den einzelnen Vertragspartnern erbracht werden (Design & Build, Totalunternehmer, Generalunternehmer etc.).

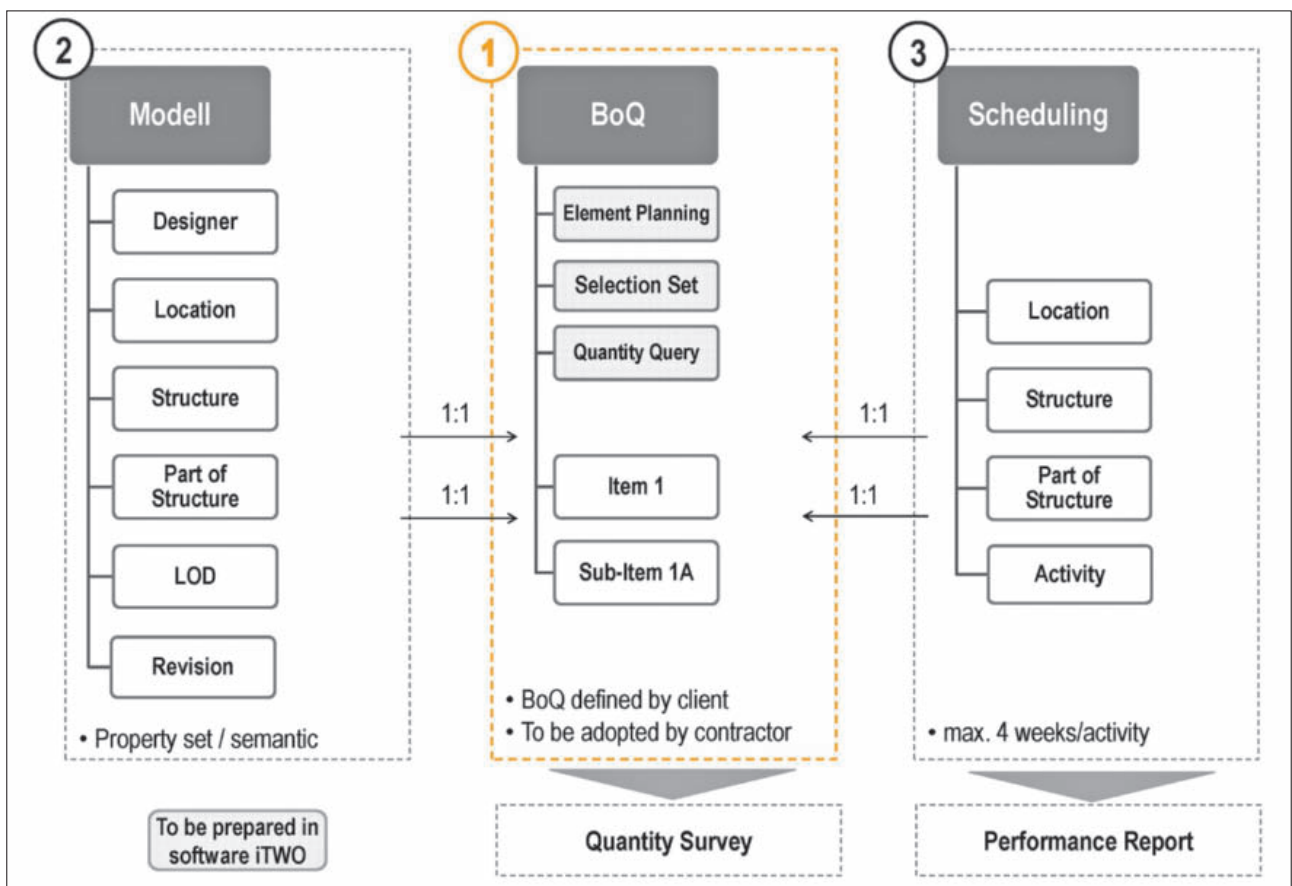
In dem vorliegenden Fall, dass der Auftraggeber (AG) die Entwurfsplanung erstellt, sie der Ausschreibung zu Grunde legt und dann dem Auftragnehmer (AN) für die Ausführungspla-

The following topics were handled during this process:

- Preparation of a BIM implementation plan (BIP);
- Preparation of guidelines and recommendations for modelling;
- Preparatory work on model structure and model coding;
- Specification of the level of development and information to be contained in the partial models;
- Use of the shared parameters tool BIM*Q to determine the parameters in Revit families including adjustment on an ongoing basis;
- Preparation of the process models in RIB iTWO to link the construction programme to the 3D model;
- Adjusting the structures of the BoQ (items) for the use of 5D links;
- Export of the CPIXML files from Revit using a plug-in to input the data into iTWO.

In this context, attention should be paid that the software used implements an interface for the standardised data format IFC (Industry Foundation Classes) in order to ensure compatibility of the results from the various programs used.

In principle, the challenge arising in the specific case of the Alborland Tunnel arose from the fact that the project structure corresponded to the conventional planning process but not the requirements of the model-based structure (Fig. 7).



Quelle/Credit: Implenia

7 Anpassung Datenstruktur
Adaptation of data structure

nung zur Verfügung stellt, sollte der AN für die Angebotsbearbeitung bereits ein Modell mit definierten Richtlinien vom AG erhalten, um eine modellbasierte Kalkulation durchführen und im Auftragsfall die Ausführungsplanung unmittelbar aufsetzen zu können.

Die Erstellung des Leistungsverzeichnisses sollte aus dem Modell heraus erfolgen, und im Weiteren sollte die gesamte Projektstruktur inklusive der Vorgänge aus dem Bauablauf aus einem Guss entstehen, damit die einzelnen Bauteile mit Zeit und Kosten (3D – 4D – 5D) hinsichtlich des Projektmanagements schlüssig verknüpft werden können.

Das bedeutet, dass in Zukunft BIM von der ersten Minute einer Projektentstehung an eingesetzt werden muss. Es sollten alle Projektbeteiligten der einzelnen Gewerke aus den jeweiligen Lebenszyklen eines Bauwerks am Anfang des Projekts konsultiert werden, um zu diesem Zeitpunkt bereits die jeweiligen Anforderungen und den Bedarf zu definieren, die wiederum Struktur, Methoden, Planungsgrundsätze etc. für die Umsetzung vorgeben (siehe Bild 8).

In diesem Zusammenhang sind nicht nur diese technischen und prozessualen Randbedingungen zu implementieren, sondern auch zwingend die Fragen aus vertragsrechtlicher Sicht zu berücksichtigen. Ebenso ist die Bereitschaft der involvierten Personen zur Anwendung von BIM zu stärken.

6 Besondere Erkenntnisse bei der Umsetzung von BIM am Albvorlandtunnel

Eine der wichtigsten Erkenntnisse ist die Erfordernis der Schulung aller Beteiligten, um das gleiche Verständnis in der Anwendung von BIM zu erreichen.

Ein weiterer wichtiger Punkt ist die Erfordernis zur Freigabe bzw. zur gemeinsamen Vereinbarung eines Bearbeitungsstandes des 3D-Modells als Basis für ein aussagefähiges Projektmanagement.

Nicht zu unterschätzen sind die Anforderungen an den Datenschutz in den eingebundenen Institutionen bzw. bei deren Mitarbeitern. So muss z.B. der Zugriff mehrerer Teilnehmer auf eine externe Datenplattform durch die Personalvertretung genehmigt werden.

Der Weg zu einer reinen 3D-Planung als einzige Grundlage für das modellbasierte Projektmanagement ist noch lang. Derzeit ist eine 2D-Planung alleine für die Freigabe- und Genehmigungsprozesse unverzichtbar, da sich zeigt, dass die technischen Werkzeuge (Hard- und Software) noch nicht immer ihren Zweck erfüllen und bei den handelnden Personen weitere Fertigkeiten entwickelt werden müssen. Ferner sind die in den Freigabeprozess einzubindenden Dritten (Behörden, Kommunen etc.) noch nicht so weit, um auf der Grundlage einer 3D-erstellten Unterlage die erforderlichen Freigaben zu erteilen.

The existing structure was adjusted in three steps in order to be able to generate a realistic simulation of the construction process taking into account scheduling and costs. The BoQ was used as a basis in adjusting the structure.

1. Reworking of the BoQ (in some cases involving the insertion of additional sub-items);
2. Classification and structuring of the components on the basis of the reworked structure of the BoQ;
3. Generation and allocation of the individual activities relating to the respective components.

In addition to this, there is a large number of further details requiring clarification. With regard to the issues relating to modelling in Revit, for instance, this begins with fixing tunnel cross-sections along a 3D axis and extends to agreeing the target from the forecast for the excavation classes to be driven (geotechnical tunnelling report) in the preparation of the current target-actual comparison when an excavation class distribution in percent is assigned to advance sections.

5 Potential for Improvement in Future Calls for Tender

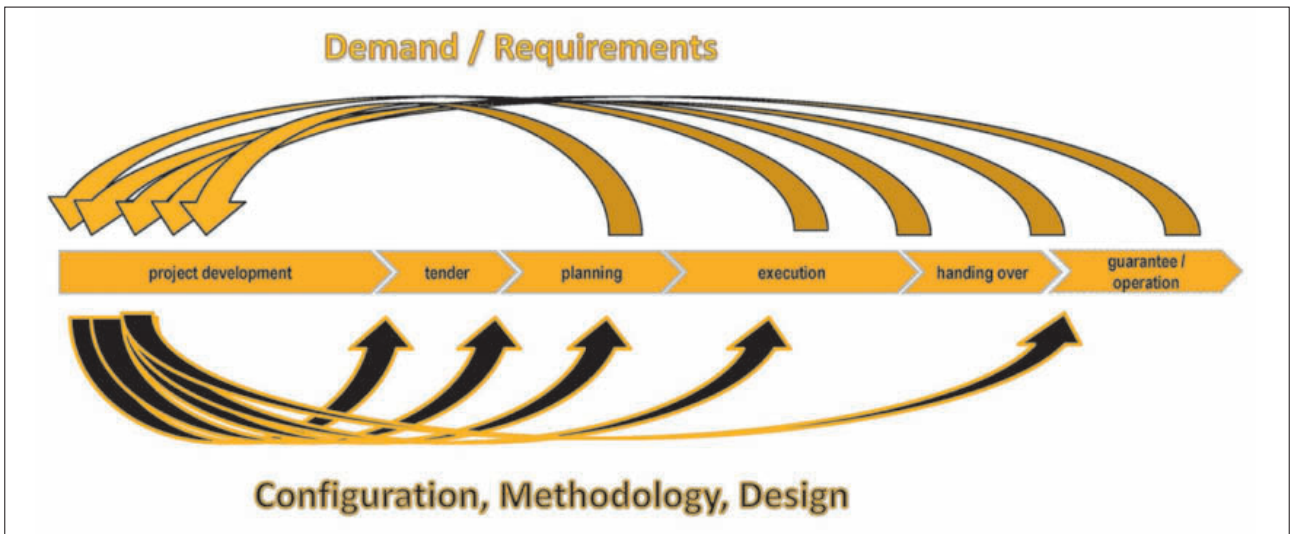
In principle, it is important to differentiate between the planning tasks to be rendered by the individual contractual partners (design and build, sole contractor, general contractor, etc.).

In the present case, where the employer prepares the design planning, uses it as a basis for the call for tender and then makes it available to the contractor for detailed planning purposes, the contractor should be provided with a 3D-model from the employer with defined guidelines for offer processing in order to perform a model-based calculation and to be able to superimpose detailed planning in the event of the order being placed.

The BoQ should be generated from the model and, furthermore, the entire project structure including the activities from the construction programme should constitute an integrated whole, enabling the individual components to be linked to scheduling and costs (3D – 4D – 5D) in a coherent manner for project management purposes.

This means that, in future, BIM will have to be deployed from the very outset of a project. All project participants from the individual trades from the respective life cycles of a structure should be consulted at the beginning of the project in order to define, already at this stage, the respective requirements and needs that, in turn, specify the structure, methods, planning principles, etc. for implementation (Fig. 8).

In this context, it is not only necessary to implement these technical and process-related constraints but also imperative to take account of issues arising from contract law. Similarly, the willingness on the part of the individuals involved to use BIM will have to be promoted.



Quelle/Credit: Implema

8 Einsatz Projektbeteiligter – Vorgaben für Projekt

Deployment of project participants – specifications for project

7 Fazit und Ausblick

Folgende Schlüsse lassen sich aus dem derzeitigen Projektverlauf für BIM ziehen:

- Das 3D-Modell muss in der Entwurfsphase erstellt werden und der Ausschreibung beiliegen. Ansonsten geht zu viel Zeit mit der Erstellung des Modells verloren, und eine zeitgerechte Ausführungsplanung ist so gut wie unmöglich.
- Die Kollisionsprüfung am 3D-Modell ist bei richtiger Verwendung eine sehr gut geeignete Möglichkeit, Probleme bei der Ausführung rechtzeitig zu erkennen.
- Die 4D- und insbesondere die 5D-Verknüpfung sind derzeit noch herausfordernde Themen, die einen entsprechenden Personaleinsatz (Koordinationserfahrung im Bereich Cost Controlling und Terminplanung) bedingen. Die benötigten Systemvoraussetzungen liegen noch nicht immer vor. Im Falle der gelungenen Verknüpfung hat man jedoch ein starkes Instrument zur Projektsteuerung.
- Es besteht ein hohes Mass an Detailabstimmungen zwischen den Projektbeteiligten, um eine einheitliche Interpretation der angestrebten Ziele in der Anwendung von BIM zu erreichen. Hierzu bieten sich regelmässige BIM-Besprechungen an.
- Nötig ist die Schaffung einer einheitlichen Projektstruktur hinsichtlich der Vorgänge aus dem Bauprogramm und der Positionen des Leistungsverzeichnisses unter Berücksichtigung der zu erstellenden Modelle mit ihren jeweiligen Bauteilen.
- Bei der Kostenverfolgung ist zu beachten, dass die Kosten von AG und AN unterschiedlich definiert werden.
- Im Falle geänderter bzw. zusätzlicher Leistungen ist eine bauvertraglich unbürokratische Festlegung dadurch verursachter Änderungen in der Bauzeit und in den Baukosten erforderlich, um die Möglichkeiten von BIM voll ausschöpfen zu können.
- Die Regelungen im vorgesehenen Bauvertrag müssen den Anforderungen aus BIM gerecht werden.
- Es gilt zu klären, wann die einzelnen «Protagonisten» (General- und Fachplaner, Gutachter, Behörden, Bauunterneh-

6 Special Insights Gained during Implementation of BIM with Respect to the Alborland Tunnel

One of the most important insights gained is the necessity to train all parties involved to attain the same understanding of how BIM is to be applied.

Another important issue is the need for approval or to mutually agree on a processing status for the 3D model as a basis for meaningful project management.

One aspect that should not be underestimated are the demands placed on data protection in the institutions involved or, as the case may be, their employees. For example, access by more than one participant to an external data platform will have to be approved by the employee representatives.

There is still a long way to go before 3D planning will be used as the sole basis for model-based project management. 2D planning is currently indispensable if only for the release and approval processes as it is apparent that the technical tools (hardware and software) still do not always fulfil their purpose and further skills will have to be developed among the individuals involved. Furthermore, the third parties that are involved in the approval process (authorities, municipalities, etc.) have not yet reached a stage where they are able to grant the necessary approvals on the basis of documentation prepared in 3D.

7 Summary and Outlook

The following conclusions can be drawn from the current project progress with regard to BIM:

- The 3D model must be prepared at drafting stage and be annexed to the call for tender. Otherwise too much time is lost with preparing the model and timely detailed planning is virtually impossible.

mung etc.), die ihre wichtigen Beiträge zur Projektentstehung, -ausführung und -abwicklung leisten, vom Projektverfasser mit welchen Vertragsmodellen eingebunden werden.

- BIM ist ein wichtiges Werkzeug, um im Zuge der fortschreitenden Digitalisierung am Bau modellbasiert die Erfassung und Verarbeitung von vielerlei Daten zu gewährleisten.
- Die bestehenden Strukturen zur Projektabwicklung in technischen, rechtlichen und menschlichen Belangen sind den neuen Anforderungen von BIM anzupassen.

Die technische Seite des Strukturwandels wurde in dem Bericht angesprochen. In gleichem Masse sind jedoch auch Überlegungen in Bezug auf neue Vertragsmodelle und die Bereitschaft der handelnden Personen zur Umsetzung von BIM dringend anzustellen.

Letztendlich ist BIM nicht mehr nur eine Methode oder ein Werkzeug des Prozessmanagements, sondern bedeutet vielmehr einen grundlegenden kulturellen Wandel in der Entwicklung und Abwicklung eines Bauwerks. Hier befinden wir uns noch am Anfang, aber das grosse Potenzial und der notwendige Kulturwandel sind Motor dieser Pionierarbeit.

Literatur/References

- [1] Astour, H.; Schütt, B.; Wörner, C.: BIM im Bahnprojekt Stuttgart–Ulm – Anwendung aus Auftraggebersicht. In: Tagungsband des Fachkongresses IPDC 2016 (International Planning, Design and Construction) 3. März 2017 in Innsbruck, Österreich.
- [2] Hallfeldt, J.; Astour, H.: Anwendungsfälle BIM beim Albvorlandtunnel. 2. Felsmechanik-Tag. WBI-Print Volume 19, 2016.
- [3] Frahm, M.; Astour, H.: Planfeststellungsabschnitt 2.1 Albvorland. Geotechnik-Seminar an der Hochschule für Technik Stuttgart, 2016.
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): Stufenplan Digitales Planen und Bauen, 2015.
- [5] Braunert, W.: Albvorlandtunnel, Erkenntnisse und Erfahrungen der BIM-Bearbeitung. Implenia Construction GmbH, Präsentation für BIM-Jour-fixe; 2016.
- [6] Fentzloff, W.: BIM in der Ausschreibungs- und Ausführungsphase – Erfahrungen vom Albvorlandtunnel. Implenia Construction GmbH, Wiener Gespräche 20. Oktober 2016.
- [7] Singer, D.; Schapke, S.-E.: Modellierungsrichtlinien – Projekt Albvorlandtunnel. BIM Consult, think project, AEC3; 23. Mai 2016.
- [8] Bormann, A.; König, M.; Koch, C.; Beetz, J.: Building Information Modelling, Technologische Grundlagen und industrielle Praxis. Springer Vieweg, Wiesbaden 2015.
- [9] Eschenbruch, K.; Leupertz, S.: BIM und Recht. Werner Verlag, Köln 2016.
- [10] Frahm, M.; Hallfeldt, J.; Astour, H.; Lorenz, T.: Planung und Bau des Albvorlandtunnels mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung von BIM. Tunnel 3/2017.

- The check for conflicts using the 3D model is, if employed correctly, a very suitable instrument for identifying problems with execution in good time.
- The 4D and 5D linking, in particular, are currently challenging issues that require the corresponding amount of human resources (experience with coordination in the area of cost controlling and scheduling). The necessary system requirements are not always available. In the event that the linking is successful, however, this provides a powerful project management tool.
- There is a large degree of coordination of details between the project participants suitable to achieve a uniform understanding of the objectives aspired to in the application of BIM. Regular BIM meetings are a suitable means to this end.
- It is necessary to create a uniform project structure with regard to the activities from the construction programme and the items of the BoQ taking into account the models to be created with their respective components.
- With regard to cost tracking, it must be taken into consideration that costs are defined differently by employer and contractor.
- In the event of amended or additional works, it will be necessary to specify within the framework of the construction contracts an unbureaucratic way in which the changes to construction time and construction costs caused can be defined in order to be able to exploit in full the possibilities offered by BIM.
- The provisions of the intended construction agreement must meet the needs arising from BIM.
- One issue that has to be clarified is the point at which the individual “protagonists” (general and specialist planners, experts, authorities, construction company, etc.) who make their important contributions to the project development, execution and running are integrated by the project initiator with which contractual model.
- BIM is an important tool to be able, on the basis of models, to compile and process a wide range of data within the framework of the progressing digitalisation of the construction industry.
- The existing structures relating to project handling have to be adapted to the new requirements of BIM in terms of technical, legal and human issues.

The technical side of the structural change was addressed by this report. To the same extent, however, it will also be urgently necessary to reflect on new contractual models and the willingness of the individuals involved to implement BIM.

Ultimately, BIM is no longer just a project management method or tool, but rather constitutes a radical cultural change in the development and handling of a structure. At this point, we are still at the beginning but the great potential and the necessary cultural change are the driving force behind this pioneering work.

Gernot Nipitsch, Dipl.-Ing., ÖBB-Infrastruktur AG, Graz/AT
Christian Späth, Dipl.-Ing., Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH

Semmering-Basistunnel

Die komplexen Baumassnahmen des Bauloses SBT 2.1 Tunnel Fröschnitzgraben

Der Semmering-Basistunnel erfüllt als Teil des Baltisch-Adriatischen Korridors eine Schlüsselfunktion im europäischen Schienennetz. Bei dem Baulos «SBT 2.1 Tunnel Fröschnitzgraben» handelt es sich im Hinblick auf den Tiefbau um eine der grössten Einzelvergaben in der Zweiten Republik. Ein Spezifikum stellt der imposante Umfang des Bauloses dar, der nicht nur den eigentlichen Tunnelbau beinhaltet.

Semmering Base Tunnel

The Complex Construction Measures for the SBT 2.1 Tunnel Fröschnitzgraben Construction Section

As part of the Baltic-Adriatic corridor, the Semmering base tunnel plays a key role in the European rail network. The “SBT 2.1 Fröschnitzgraben Tunnel” construction section is one of the largest individual civil engineering contract awards in the Second Republic. A specific feature is the imposing scope of the construction section, which does not just include the actual construction of the tunnel.

1 Einleitung

Der rund 27,3 km lange «Semmering-Basistunnel» sorgt für eine zeitgemässe Verbindung zwischen Wien und Graz entlang der neuen Südstrecke. Das Gesamtprojekt bringt für den Güterverkehr eine erhebliche Effizienzsteigerung, da auch schwere Güterzüge mit nur einer Lokomotive den Semmering queren können. Die Fahrtzeit zwischen Wien und Graz wird sich um eine halbe Stunde verkürzen. Zudem bedeutet der Bau des «Semmering-Basistunnels» eine Verkehrsentslastung und eine Ergänzung der Weltkulturerbe-Bergstrecke über den Semmering. Der «Semmering-Basistunnel» ist eines der wichtigsten Projekte an der neuen Südstrecke und erfüllt als Teil des Baltisch-Adriatischen Korridors – der von Danzig (Polen) nach Ravenna (Italien) führt – eine Schlüsselfunktion im europäischen Schienennetz. [1]

2 Das Projekt «Semmering-Basistunnel»

Die Hauptelemente des gesamten Tunnelsystems sind die zwei eingleisigen Streckenröhren mit den beiden Portalen in Gloggnitz und Mürzzuschlag, Querschläge, deren Abstände zueinander höchstens 500 m betragen, sowie eine Not- haltestelle, deren Ereignisfalllüftung über zwei rund 400 m tiefe Lüftungsschächte mit der Oberfläche verbunden ist. [2]

Neben dem eigentlichen Tunnelbauwerk sind für die Realisierung des Vorhabens eine Reihe von bauvorbereitenden und baubegleitenden Massnahmen erforderlich, wie die

1 Introduction

The roughly 27.3 km-long “Semmering Base Tunnel” provides a contemporary connection between Vienna and Graz along the new southern section. The overall project significantly increases the efficiency of freight traffic, as heavy freight trains will be able to cross the Semmering with just one locomotive. The travel time between Vienna and Graz will be reduced by about half an hour. The construction of the “Semmering Base Tunnel” will also relieve congestion and supplement the world heritage mountain section via the Semmering. The “Semmering Base Tunnel” is one of the most important projects on the new southern section and plays a key role in the European rail network as part of the Baltic-Adriatic corridor, which stretches from Danzig (Poland) to Ravenna (Italy). [1]

2 The “Semmering Base Tunnel” Project

The main elements of the overall tunnel system are the two single-track tunnels with the two portals in Gloggnitz and Mürzzuschlag, cross-passages, at maximum distances of 500 m to one another, as well as an emergency station, whose emergency ventilation is connected to the surface via two ventilation shafts roughly 400 m deep. [2]

Apart from the actual tunnel structure, a range of preparatory and accompanying measures are required to implement the project, such as the erection of construction roads,

Tunnel de base du Semmering

Travaux de construction complexes sur le lot SBT2.1 du tunnel de Fröschnitzgraben

Le tunnel de base du Semmering, qui mesure 27,3 km de long et comprend deux tubes, fait partie de la liaison trans-européenne entre la mer Baltique et l'Adriatique et joue à ce titre un rôle clé dans le réseau ferroviaire européen. Dès l'an 2014, la société ARGE Tunnel Fröschnitzgraben (Swietelsky Tunnelbau GmbH & Co KG/Implema AG) a mis en chantier les travaux du lot de construction «SBT2.1 Tunnel Fröschnitzgraben» pour le compte de la société ÖBB-Infrastruktur AG. Il a fallu dans un premier temps forer deux puits de 400 m de profondeur jusqu'au niveau du tunnel et creuser des cavités et galeries pour la future station d'arrêt d'urgence. C'est à partir de cette dernière que se poursuivent les travaux de percement du tunnel en direction de Gloggnitz et de Mürzzuschlag. Le forage ascendant en direction de Gloggnitz s'effectue au moyen de deux tunneliers, la section descendante étant creusée en avancement cyclique à l'explosif. La décharge de Longsgraben, dont la capacité est d'environ 4,25 millions de m³, constitue un autre élément essentiel de ce lot de construction.

Galleria di base del Semmering

Le complesse misure edili del lotto di costruzione «SBT2.1 Tunnel Fröschnitzgraben»

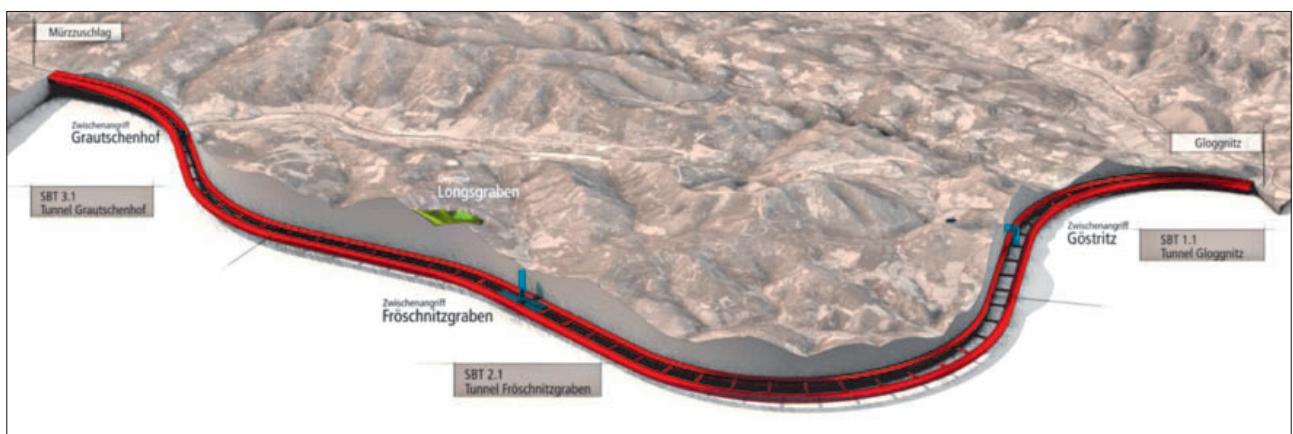
La galleria di base a due canne del Semmering, lunga 27,3 km, svolge un ruolo chiave nella rete ferroviaria europea quale parte del corridoio Baltico-Adriatico. Il consorzio «Tunnel Fröschnitzgraben» (Swietelsky Tunnelbau GmbH & Co KG/Implema AG) ha iniziato i lavori nel lotto di costruzione «SBT2.1 Tunnel Fröschnitzgraben» già nell'anno 2014 su incarico della ÖBB-Infrastruktur AG. In primo luogo dovevano essere scavati in approfondimento fino al livello della galleria due pozzi profondi oltre 400 m e, ai piedi dei pozzi, dovevano essere scavate caverne e gallerie per le future aree di sosta d'emergenza. Da quel punto in poi avverranno gli avanzamenti della galleria in direzione di Gloggnitz e Mürzzuschlag. L'avanzamento decrescente in direzione di Gloggnitz avviene per mezzo di due frese meccanica a piena sezione, mentre la sezione crescente viene eseguita con avanzamento ciclico. La discarica di materiale di risulta dello scavo «Longsgraben», con una capacità di circa 4,25 milioni di m³, rappresenta un'importante parte integrante di questo lotto di costruzione.

Errichtung von Baustrassen, Wasserversorgungsanlagen und einer lokalen Deponie, die Adaptierungen der Bahnhöfe Gloggnitz und Mürzzuschlag und der Bau der beiden Bahnstromversorgungen in Niederösterreich und der Steiermark. [3]

Um eine effiziente, technisch und wirtschaftlich zweckmässige Herstellung zu gewährleisten, ist das Vorhaben in fünf Bauabschnitte unterteilt: die beiden Portalbereiche Gloggnitz und Mürzzuschlag sowie die drei Zwischenangriffe in der Göstritz, im Fröschnitzgraben und in Grautschenhof; diese fünf Bauabschnitte umfassen jeweils mehrere Baulose. [1]

water supply facilities and a local landfill, the adaptations to the Gloggnitz and Mürzzuschlag train stations and the construction of the two railway power supply stations in Lower Austria and Styria. [3]

To ensure an efficient and technically and economically expedient construction, the project is divided into five construction areas: the two portal areas of Gloggnitz and Mürzzuschlag as well as the three intermediate access points in the Göstritz, Fröschnitzgraben and in Grautschenhof; these five construction areas each consist of multiple construction sections. [1]



1 Semmering-Basistunnel, Bauabschnitte
Semmering Base Tunnel, construction phases

Das seit 2015 in Bau befindliche Baulos «SBT 1.1 Tunnel Gloggnitz» besteht aus den beiden Portalvortrieben in Gloggnitz und den Vortrieben des Zwischenangriffs in der Göstritz. Dieser ist für das Auffahren der «Schlaglstörung» (Verlängerung des Mur-Mürz-Störungssystems) zwischen den wasserführenden Karbonatstöcken des Grasbergs und des Grosse Otters erforderlich. Dazu wird seit 2016 ein rund 1000 m langer Zugangstunnel vorgetrieben und über Kavernen zwei rund 250 m tiefe Schächte bis auf Tunnelniveau abgeteuft. Vom Schachtfuss aus wird in beide Richtungen vorgetrieben. Sämtliche Vortriebe dieses Bauloses erfolgen zyklisch.

Im steirischen Fröschnitzgraben haben die Vortriebsarbeiten mit dem Baulos «SBT 2.1 Tunnel Fröschnitzgraben» bereits im Jahr 2014 begonnen, auf dessen Umfang und Besonderheiten in der Folge detailliert eingegangen wird.

Westlich davon schliesst das Baulos «SBT 3.1 Tunnel Grautschenhof» an. Dort ist seit 2016 ein weiterer Zwischenangriff im Ortsgebiet von Spital am Semmering erforderlich. [3] Über zwei rund 100 m tiefe Schächte, die bis auf Tunnelniveau reichen, erfolgen jeweils zwei zyklische Vortriebe nach Osten und Westen. Weitere Ausführungen zum Projekt und zu seiner wechselvollen Geschichte finden sich in [4].

3 Leistungsumfang Baulos SBT 2.1

3.1 Allgemein

Bei diesem Baulos handelt es sich im Hinblick auf den Tiefbau um eine der grössten Einzelvergaben in der Zweiten Republik. Ein Spezifikum stellt der imposante Umfang des Bauloses dar, der nicht nur den eigentlichen Tunnelbau beinhaltet. Die zu erbringenden Leistungen umfassen im Wesentlichen folgende Bauteile und Leistungen:

- Hangsicherungen für die Betriebs- und Baustelleneinrichtungsfläche
- Schächte Fröschnitz 1 und Fröschnitz 2 mit über 400 m Teufe und lichten Durchmessern von 11 bzw. 8,5 m (zweischalig mit Innenschale aus Ortbeton), welche die Ver- und Entsorgung der Vortriebe ermöglichen und im Endzustand als Zu- und Abluftschächte für den Ereignisfall dienen
- Nothaltestelle mit einer Länge von rund 500 m je Streckenröhre
- zwei eingleisige Streckenröhren mit je etwa 12,9 km Länge, die von der Nothaltestelle aus aufgefahren werden; die beiden etwa 8,6 km langen kontinuierlichen Vortriebe (inkl. Startröhre) in Richtung Gloggnitz sind fallend aufzufahren, die beiden etwa 4,3 km langen zyklischen Vortriebe in Richtung Mürzzuschlag steigend
- 26 Querschläge
- Betriebs- und Lüftungsgebäude Fröschnitzgraben
- Deponie Longsgraben
- Übernahme und Instandhaltung von Anlagen aus vorangegangenen Baulosen (Baustrassen inkl. Begleitbauwerken, umgelegter Longsbach)

The “SBT 1.1 Tunnel Gloggnitz” construction section, which has been under construction since 2015, consists of the two portal excavations in Gloggnitz and the excavations of the access points in the Göstritz. This is required for excavating the “Schlaglstörung” (extension of the Mur-Mürz fault system) between the aquiferous carbonate stocks of the Grasberg and Grosse Otter. An approximately 1,000 m-long access tunnel has been excavated for this purpose since 2016 and two roughly 250 m-deep shafts have been sunk down to the tunnel level via caverns. Drives taking place in both directions from the base of the shaft. All drives for this construction section take place cyclically.

In the Fröschnitzgraben, in Styria, excavation activities started in 2014 with the “SBT 2.1 Tunnel Fröschnitzgraben” construction section, whose scope and specific features are detailed below.

To the west, it connects to the “SBT 3.1 Tunnel Grautschenhof” construction section. Another intermediate access point in the location of Spital am Semmering has been necessary since 2016. [3] Two cyclical drives to the east and west take place via two approximately 100 m-deep shafts, which reach down to the tunnel level. Additional notes on the project and its eventful history are provided in [4].

3 Scope of Services for Construction Section SBT 2.1

3.1 General Information

This construction section is one of the largest individual civil engineering contract awards in the Second Republic. A specific feature is the imposing scope of the construction section, which does not just include the actual construction of the tunnel. The services to be provided primarily include the following components and services:

- Slope stabilisation for the operating and site equipment areas
- Fröschnitz 1 and Fröschnitz 2 shafts with a depth of over 400 m and inside diameters of 11 and 8.5 m respectively (double-shell with inner lining of in-situ concrete), which enable supply and disposal services to be provided for the drives and which, when complete, will be used as ventilation shafts in case of emergencies.
- Emergency station with a length of around 500 m per tunnel
- Two single-track tunnels, each about 12.9 km in length, will be excavated starting from the emergency station; the two roughly 8.6 km-long continuous drives (incl. starter tunnels) must be excavated with a decline, while the two roughly 4.3 km-long cyclical drives towards Mürzzuschlag are to be excavated at an incline
- 26 cross-passages
- Fröschnitzgraben operations and ventilation building
- Longsgraben landfill
- Takeover and maintenance of facilities from previous construction sections (construction roads, incl. accompanying structures, relocated Longsbach)

Die Streckenröhren werden als eingleisige Tunnelröhren ausgebildet. Der Querschnitt ist generell druckwasserentlastet und zweischalig sowie auf die maximalen Erfordernisse des gesamten Semmering-Basistunnels ausgelegt und kommt auch bei den weiteren Baulosen SBT 1.1 und SBT 3.1 zur Anwendung. [1] [2]

Beim gegenständlichen Baulos SBT 2.1 kommen – zufolge der unterschiedlichen Vortriebsmethoden zyklisch und kontinuierlich – zwei Querschnittstypen zur Anwendung.

Der zyklische Vortrieb erfolgt je nach geotechnischen Verhältnissen entweder als Vollquerschnitt oder in den Teilquerschnitten Kalotte sowie Strosse inklusive Sohle. Je nach geotechnischer Anforderung ist eine weitere Unterteilung in Teilflächen möglich. Als Auffahrkonzept ist ein «Stop-and-go»-Betrieb vorgesehen. In Abhängigkeit von den geotechnischen Verhältnissen ist der Vortrieb mit offener Sohle möglich. In diesem Fall wird der Tunnel als Vollquerschnitt aufgeföhren.

Der Einbau der Innenschale in der Streckenröhre Richtung Mürzzuschlag findet zum Teil gleichzeitig mit den Vortriebsarbeiten statt. Die dafür baubetrieblich erforderlichen Querverbindungen (Logistikstollen) zwischen den beiden Streckenröhren werden in geotechnisch günstigen Abschnitten situiert.

Die Innenschale im Bereich des zyklischen Vortriebs hat im Gewölbe eine Stärke von mindestens 30 cm. In Abhängigkeit von den geotechnischen Verhältnissen wird der Querschnitt mit offener Sohle oder mit Sohlgewölbe ausgebildet. In Abschnitten mit quellfähigem Gebirge wird ein Querschnitt mit tiefem Sohlgewölbe eingebaut; hier wird im Sohlbereich dann ein bewehrtes Sohlgewölbe eingebaut.

Die aus dem erwarteten Systemverhalten abgeleiteten Ansprüche an das Vortriebssystem des kontinuierlichen Vortriebs ergeben nach Einschätzung des Auftraggebers die Anforderung und die Eignung einer Tunnelbohrmaschine mit Einzelschild (TBM-S) oder einer Tunnelbohrmaschine mit Doppelschild (TBM-DS) mit der Vorsorge für die planmässige Ausführung entsprechender Zusatz- und Sondermassnahmen im Bohrkopf- und Schildbereich. Von Seiten des Auftragnehmers wurden zwei Tunnelbohrmaschinen mit Einzelschild für die Ausführung bestellt.

Aus den prognostizierten Anforderungen wurde zudem die Anforderung und die Eignung eines Tübbingrings in Kombination mit einer Ortbeton-Innenschale und einer dazwischenliegenden, druckentlasteten Abdichtungsebene abgeleitet. Es ist ein nicht gedichtetes Tübbingssystem vorgesehen. Die planmässige Ringspaltverfüllung besteht aus Mörtel im Sohlbereich und Perlkies entlang des übrigen Umfangs. In den Bereichen der Querschlagsanschlöße wird der Perlkies mit Zement-/Füller-Suspension verpresst.

The tunnels will be constructed as single-track tunnels. The cross-section is generally constructed with pressure reducing drainage systems and double shells and is designed for the maximum requirements of the entire Semmering base tunnel and is also used for the other SBT 1.1 and SBT 3.1 construction sections [1], [2].

Two types of cross-sections are used for this construction section SBT 2.1, due to the different cyclical and continuous drive methods.

Cyclical drives either take place as a full cross-section or in the partial cross-sections of the top-heading and bench, including invert, depending on the geotechnical conditions. A further division into sub-areas is possible depending on the geotechnical requirements. A “stop-and-go” operation is intended as the excavation concept. A drive with open invert is possible, depending on the geotechnical conditions. In this case, the tunnel is excavated as a full cross-section.

The installation of the inner lining in the tunnel towards Mürzzuschlag takes place at the same time as the drive activities. The necessary interconnections (logistics tunnels) between the two tunnels are situated in favourable geotechnical sections.

The inner lining in the cyclical drive area is at least 30 cm thick in the arch. The cross-section is constructed with an open invert or with an inverted arch, depending on the geotechnical conditions. A cross-section with a deep inverted arch is installed in sections with swelling rock; a reinforced inverted arch is then installed in the invert area.

Based on the client’s assessment, the demands of the continuous drive system derived from the expected system behaviour necessitate and suit a single shield tunnel boring machine (TBM-S) or a double shield tunnel boring machine (TBM-DS) with the provision for the scheduled execution of corresponding additional and special measures in the cutterhead and shield area. The contractor has ordered two single shield tunnel boring machines for the construction.

The forecast requirements also indicated the necessity and suitability of a primary segment lining ring together with a secondary in-situ concrete lining and an intermediate, pressure-relieved sealing layer. The intention is to use an unsealed segment lining system. The scheduled annular gap backfilling consists of mortar in the invert area and pea gravel along the rest of the circumference. In the cross-passage areas, the pea gravel is compacted with cement/filler slurry.

The inner lining in the continuous drive area is at least 25 cm thick in the arch.

To compensate for the tolerances of the driving of the shield machine, a compensation layer (blinding concrete) is executed above the abutment and the unreinforced concrete surface.

Die Innenschale im Bereich des kontinuierlichen Vortriebs hat im Gewölbe eine Stärke von mindestens 25 cm.

Zum Ausgleichen der Toleranzen der Schildfahrt wird oberhalb der Widerlager und der unbewehrten Betondecke zusätzlich eine Ausgleichsschicht (Ausgleichsbeton) eingebaut.

Eine weitere Besonderheit stellt auch die lange Errichtungszeit dar, die in der Ausschreibung mit einer maximal zulässigen Gesamtbaudauer von 3870 Kalendertagen, mehr als 10,5 Jahre, verankert wurde. Der Baubeginn erfolgte am 7. Januar 2014.

Im Rahmen der Errichtung des «Semmering-Basistunnels» fallen Tunnelausbruch und sonstiges Aushubmaterial im Ausmass von zirka 6,2 Mio. m³ (fest) an; beides ist wiederverwenden, zu verwerten oder ordnungsgemäss zu entsorgen. Um dadurch bedingte Transportbewegungen auf ein Minimum zu begrenzen, wird für den Grossteil der erwarteten Ausbruch- bzw. Aushubmassen eine Deponie (Abb. 2) errichtet.

Die etwa 4,25 Mio. m³ (eingebaut) fassende Deponie wird im Longsgraben, einem unbewohnten Seitengraben des Fröschnitztals, errichtet. Sie besteht aus einem Bodenaushub- und einem Baurestmassenkompartiment.

In der Deponie wird Tunnelausbruch aus sämtlichen Zwischenangriffen sowie dem Portalbereich Mürzzuschlag abgelagert. Ausbruchmaterial aus dem Vortrieb von Gloggnitz aus wird aufgrund der geografischen Voraussetzungen mit der Bahn weggeschafft. [1] [2]

3.2 BE-Flächen

Das Baulos SBT 2.1 wird während der gesamten Bauzeit ausschliesslich über den Zwischenangriff Fröschnitz ver- und entsorgt. Hierzu werden die Schächte Fröschnitz 1 und 2 für baulegitime Zwecke mit einem Kavernen- und Stollensystem verbunden. Nach Abschluss der Rohbauarbeiten wird in diesem Kavernen- und Stollensystem die Nothaltestelle (NHS) errichtet.

Dem Auftragnehmer stehen im Bereich der Baustelleneinrichtungsfläche (BE-Fläche) zwei voneinander durch den Fröschnitzbach sowie die L 117 Pfaffensattelstrasse getrennte Flächen zur Verfügung: die BE-Fläche Ost mit einer Fläche von zirka 33 000 m², orografisch rechts des Fröschnitzbaches, und die BE-Fläche West mit einer Fläche von zirka 22 000 m² links des Fröschnitzbaches.

Die Aufteilung der Anlagen und die Einteilung der vorhandenen Platzverhältnisse standen dem Auftragnehmer unter Einhaltung der Auflagen aus den Behördenverfahren frei. Der ursprüngliche Zustand muss nach Beendigung der Arbeiten, mit Ausnahme des Bereichs des Betriebs- und Lüftungsgebäudes, wiederhergestellt werden.

Another special feature is the long erection time, which was specified in the tender as a maximum permitted total construction period of 3,870 calendar days, over 10.5 years. Construction started on 7 January 2014.

The erection of the “Semmering Base Tunnel” will result in tunnel material and other excavation material of approximately 6.2 million m³ (solid); both must be reused, recycled or properly disposed of. To keep the resulting transport movements to a minimum, a landfill will be established for the majority of the expected excavation mass (Fig. 2).

The landfill, with a capacity of roughly 4.25 million m³ (installed) will be established in the Longsgraben, an uninhabited rift in the Fröschnitz Valley. It consists of the soil excavation and a construction waste compartment.

The landfill will be used for the excavated tunnel material from all intermediate access points as well as the Mürzzuschlag portal area. Excavated material from the Gloggnitz excavation will be transported away by rail due to the geographic requirements. [1] [2]

3.2 SI Areas

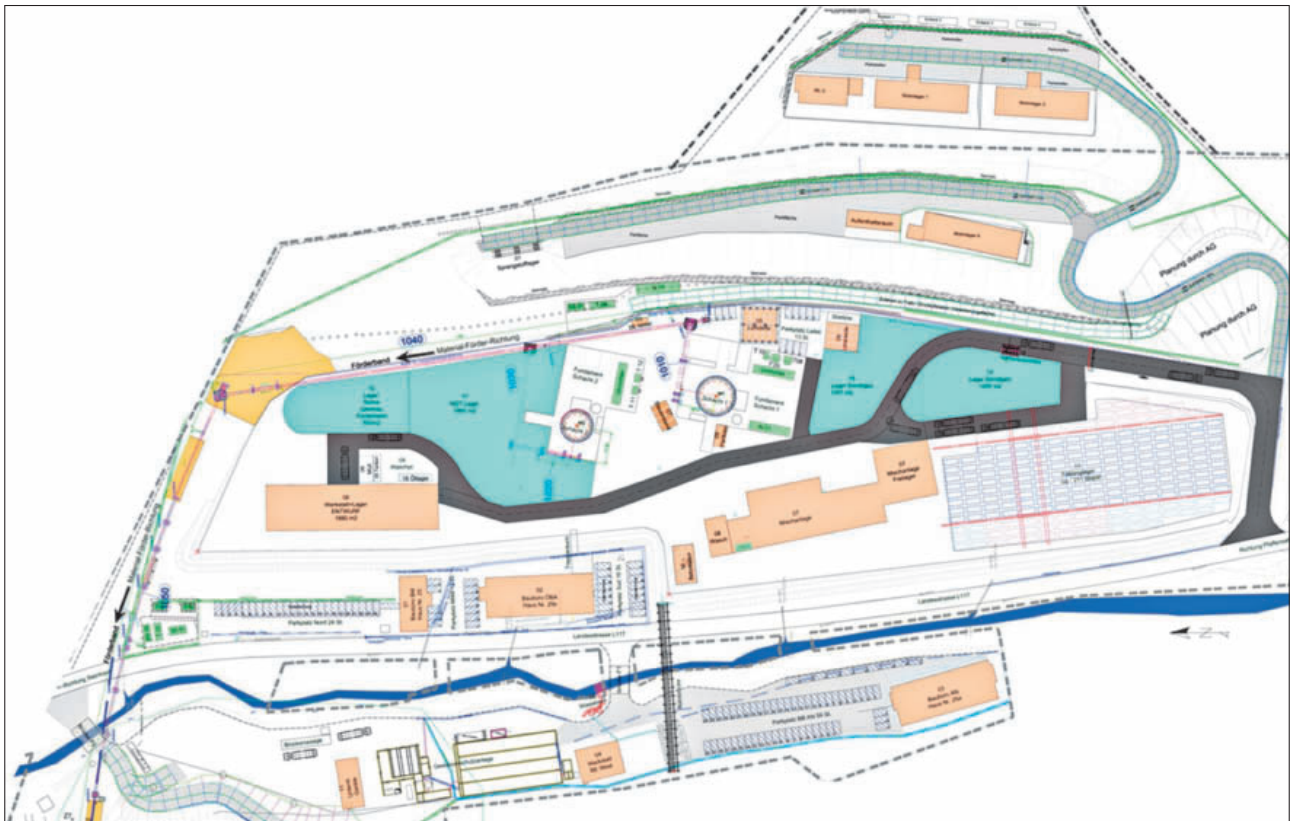
The supply and disposal activities for construction section SBT 2.1 will exclusively take place via the Fröschnitz intermediate access point for the entire construction period. Fröschnitz 1 and 2 shafts will be connected to a cavern and tunnel system for site logistics purposes. After completing the tunnel construction activities, the emergency station (NHS) will be erected in this cavern and tunnel system.

The contractor has access to two areas, separated from one another by the Fröschnitzbach (stream) as well as the L 117 Pfaffensattelstrasse road in the site installation area (SI area): the SI area east, which covers about 33,000 m², orographically to the right of the Fröschnitzbach, and the SI area west, covering about 22,000 m², to the left of the Fröschnitzbach.

The contractor was free to distribute the equipment and divide the available space at its discretion in compliance with the requirements from the official procedures. The original condition must be restored after completing the activities, with the exception of the operations and ventilation building area.

Fröschnitz 1 and Fröschnitz 2 shafts are located on the eastern SI area. The area was created via a slope cut-in and backfill. The slope stabilisation for the cut-in was ensured with an anchored bored pile wall in the area in which the operations and ventilation building will subsequently be located and with anchored shotcrete with an incline of 5 : 1 in the other areas. Backfill took place at an incline of 3 : 1 and was constructed as a reinforced earth support structure.

The following facilities and equipment are housed on the SI area east:



Quelle/credit: ARGE Tunnel Fröschnitzgraben

2 BE-Fläche Ost (oben) und West (unten)
SI area east (top) and west (bottom)

Auf der östlichen BE-Fläche befinden sich die Schächte Fröschnitz 1 und Fröschnitz 2. Die Fläche wurde durch einen Hangeinschnitt und eine Anschüttung hergestellt. Die Hangsicherung des Einschnitts wurde im Bereich des späteren Betriebs- und Lüftungsgebäudes mit einer geankerten Bohrpfehlwand gesichert und in den übrigen Bereichen mit einer verankerten Spritzbetonsicherung mit einer Neigung von 5 : 1. Die Anschüttung erfolgte mit einer Neigung von 3 : 1 und wurde als Bewehrte-Erde-Stützkonstruktion hergestellt.

Auf der BE-Fläche Ost sind folgende Anlagen und Einrichtungen untergebracht:

- Schachtförderanlagen für die Schächte Fröschnitz 1 und 2
- Tübbing-Zwischenlager
- Zwischenlager für sämtliche Baustoffe
- Werkstatt und Magazin
- Betonmischanlage
- Magazin
- Gleiskörper und Förderbänder
- Wohnlager für gewerbliche Mitarbeiter

Die westliche BE-Fläche dient vor allem der Zwischenlagerung von Ausbruchmaterial. Zudem ist hier auch die Gewässerschutzanlage (GSA) inklusive Kühltürmen angeordnet. Die BE-Fläche wird über Baubehelfsbrücken erreicht. Das Ausbruchmaterial wird mittels Förderband über die L 117 Pfaffensattelstrasse auf das Zwischenlager und weiter auf die Deponie Longsgraben transportiert. Die Wässer werden über

- Shaft hoisting systems for Fröschnitz 1 and 2 shafts
- Segment lining intermediate storage area
- Intermediate storage area for all construction materials
- Workshop and warehouse
- Concrete mixing plant
- Warehouse
- Rail tracks and conveyor belts
- Accommodation facilities (camp) for workers

The western SI area is primarily used as an intermediate storage area for excavated material. It is also where the water protection facility (GSA), including cooling towers, is located. The SI area is reached via temporary construction bridges. The excavated material is transported to the intermediate storage area across L 117 Pfaffensattelstrasse via a conveyor belt and from there on to the Longsgraben landfill. Pump lines conduct the water to the water protection facility via the main road.

3.3 Longsgraben Landfill

To keep transport movements to a minimum, a landfill was established for the majority of the expected excavation mass. The excavated material from the tunnel excavations must predominantly be deposited in the Longsgraben landfill, an uninhabited rift in the Fröschnitz Valley, with a capacity of approximately 4.25 million m³ (incorporated). A roughly 2.3 km-long conveyor belt had to be erected from the Fröschnitz intermediate access point to the landfill to



Quelle/credit: ÖBB/Ebner

3 Blick auf die BE-Flächen West (Vordergrund) und Ost (Hintergrund) sowie auf das Förderband zur Deponie (gelb)
View of the SI area west (foreground) and east (background) as well as the conveyor belt to the landfill (yellow)



Quelle/credit: Luftbild Redl

4 Vogelperspektive auf die Deponie Longgraben mit Abwurfstelle (oben) und Eingangskontrolle (unten links)
Aerial view of the Longgraben landfill with discharge point (top) and receiving inspection (bottom left)

Pumpleitungen über die Landesstrasse der Gewässerschutzanlage zugeführt.

3.3 Deponie Longsgraben

Um Transportbewegungen auf ein Minimum zu begrenzen, wurde für den Grossteil der erwarteten Ausbruch- bzw. Aushubmassen eine Deponie errichtet. Das Ausbruchmaterial aus den Tunnelvortrieben ist vorwiegend auf der etwa 4,25 Mio. m³ (eingebaut) fassenden Deponie Longsgraben, einem unbewohnten Seitengraben des Fröschnitztals, zu deponieren. Zur Deponie war vom Zwischenangriff Fröschnitz ein etwa 2,3 km langes Förderband zu errichten, über welches das Ausbruchmaterial des Zwischenangriffes Fröschnitz befördert wird.

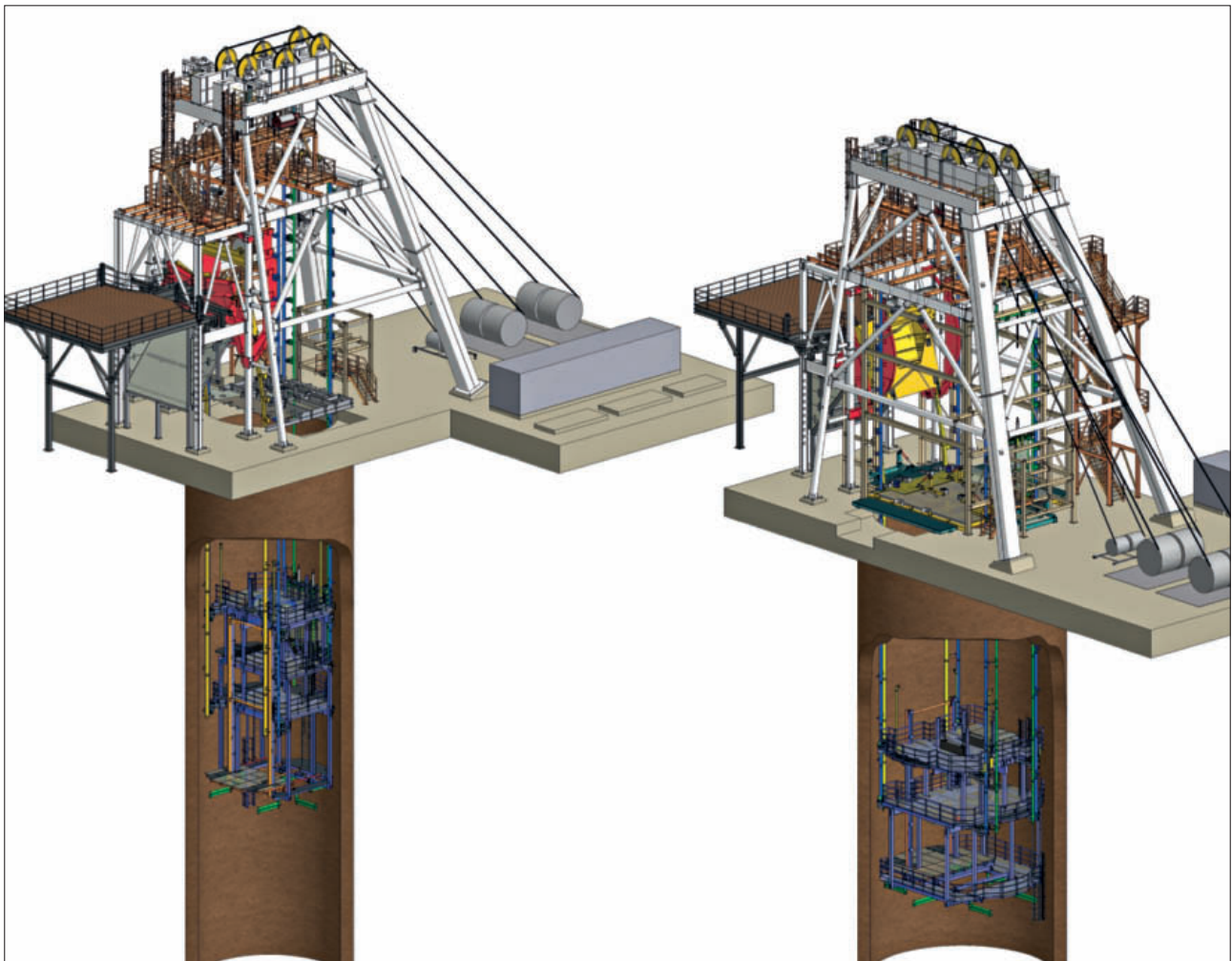
Von den Zwischenangriffen Göstritz (Baulos SBT 1.1) sowie Grautschenhof (Baulos SBT 3.1) und dem Portal Mürzzuschlag (Baulos PMZ Portalbereich) wird das Ausbruchmaterial von Dritten per Lastwagen zur Deponie Longsgraben befördert. Ausbruchmaterial aus dem Vortrieb von Gloggnitz aus wird aufgrund der geografischen Voraussetzungen mit der Bahn weggeschafft. [1]

transport the excavated material from the Fröschnitz intermediate access point.

The excavated material from the Göstritz (construction section SBT 1.1) as well as Grautschenhof (construction section SBT 3.1) intermediate access points and the Mürzzuschlag portal (construction section PMZ portal area) is trucked to the Longsgraben landfill by third party providers. Excavated material from the Gloggnitz excavation will be transported away by rail due to the geographic requirements. [1]

During the landfill phase, only the receiving inspection and operating equipment structures as well as the necessary vehicles to operate the landfill will be located at the landfill. The landfill site itself consists of two landfill areas separated by a 50 m-high embankment and, after the end of the landfill phase, will have a total area of about 20 hectares, with a length of roughly 960 m and a width of about 250 to 300 m; the fill height amounts to around 50 to 60 m.

The embankment creates two compartments, which enable excavated soil quality material as well as construc-



5 Abteuf- und Fördereinrichtung Schacht Fröschnitz 1 und 2 (Darstellung für den Abteufbetrieb)

Excavation and conveyor equipment for Fröschnitz 1 and 2 shaft (depiction for the excavation operation)

Quelle/credit: Kolk

Auf der Deponie befinden sich während der Ablagerungsphase lediglich die Bauwerke der Eingangskontrolle und der Betriebseinrichtung sowie die erforderlichen Fahrzeuge für den Deponiebetrieb. Das Deponiebauwerk selbst besteht aus zwei durch einen rund 50 m hohen Damm getrennten Ablagerungsbereichen und weist nach Ende der Ablagerungsphase bei einer Gesamtfläche von zirka 20 ha eine Länge von zirka 960 m und eine Breite von zirka 250–300 m auf; die Schütthöhe beträgt rund 50–60 m.

Durch den Damm werden zwei Kompartimente geschaffen, die es ermöglichen, neben Material mit Bodenaushubqualität auch Material mit sogenannter Baurestmassenqualität einzubauen. Eine Basisabdichtung und das zugehörige Sickerwassersystem werden nur für das Baurestmassenkompartiment errichtet. Das Sickerwasser wird in einer eigenen – im Bereich des Deponiekörpers in einem Kollektor verlaufenden – Sickerwasserleitung DN 300 abgeleitet, die dann über weite Strecken in der neu errichteten Baustrasse Longsgraben verläuft. Vor der Einmündung in die Fröschnitz erfolgt eine Neutralisation der Sickerwässer. Die Sickerwasserableitung und -behandlung wird auch in der Nachsorgephase der Deponie fortgesetzt.

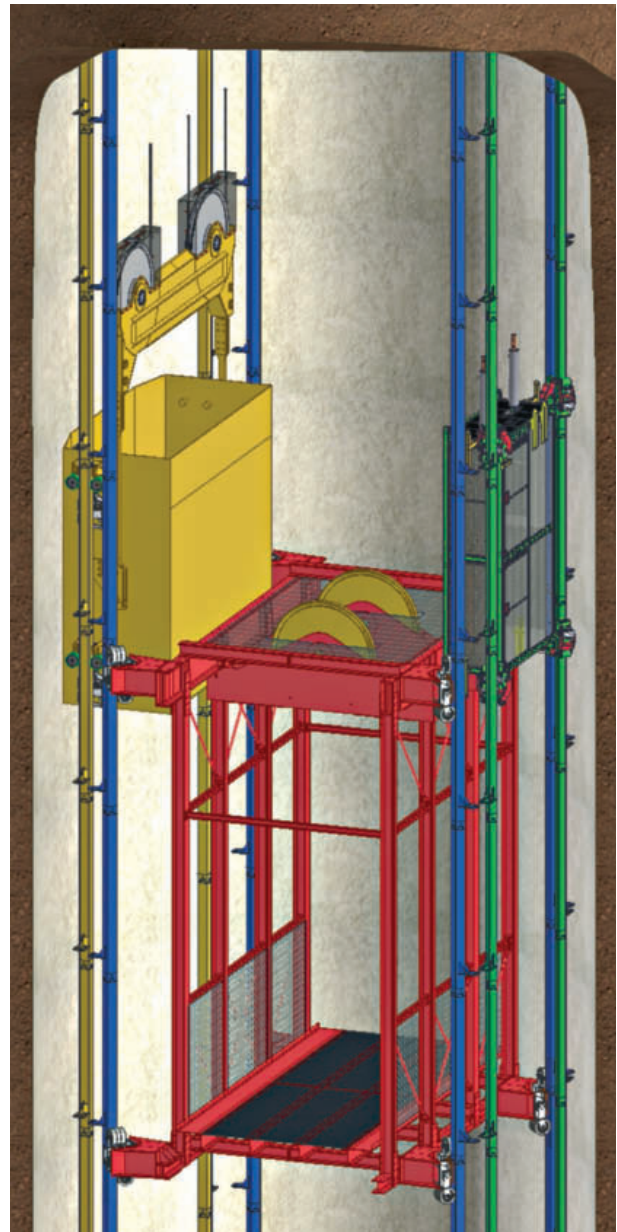
3.4 Rettungskonzept

Ergänzend zum baulichen, technischen und organisatorischen Brandschutz nimmt das Rettungskonzept als Bestandteil des SiGe-Konzepts gemäss RVS 09.01.51 eine wesentliche und besondere Stellung im Baulos SBT 2.1 ein. Neben der Selbstrettung – der wichtigsten Komponente – wird bei der Fremdrettung in das «innere» sowie das «äussere Rettungskonzept» unterschieden. Das innere Rettungskonzept sieht ein baustelleninternes, entsprechend ausgebildetes und geschultes Rettungsteam vor, dessen Aufgabe primär in der Vorbereitung und Unterstützung von Einsätzen externer Einsatzkräfte und der Lotsentätigkeit liegt. Es ist grundsätzlich nicht für selbstständige Rettungseinsätze ausgerüstet. Nach Anforderung müssen die Mitglieder des inneren Rettungsteams im Einsatzfall auch bei den benachbarten Tunnelbaulosen unterstützend tätig werden. Als äusseres Rettungskonzept wird die Fremdrettung unter Zuhilfenahme und im Zusammenspiel der Baustellenorganisation mit externen Einsatzkräften angesehen.

Dieses Rettungskonzept wurde vorgängig zur Ausschreibung mit Unterstützung der Hauptstelle für das Grubenrettungs- und Gasschutzwesen entwickelt und mit den Einsatzkräften abgestimmt. [1] [2]

4 Herausforderung Logistik

Für das gegenständliche Bauvorhaben ist aufgrund der vorab beschriebenen Randbedingungen, welche vergleichsweise einzigartig derzeit in Europa und über die Grenzen hinaus sind, die gesamte Baulogistik eine der wesentlichen und zentralen Herausforderungen. Beim Baulos SBT 2.1 wird der gesamte Tunnelvortrieb über den Zwischenangriff

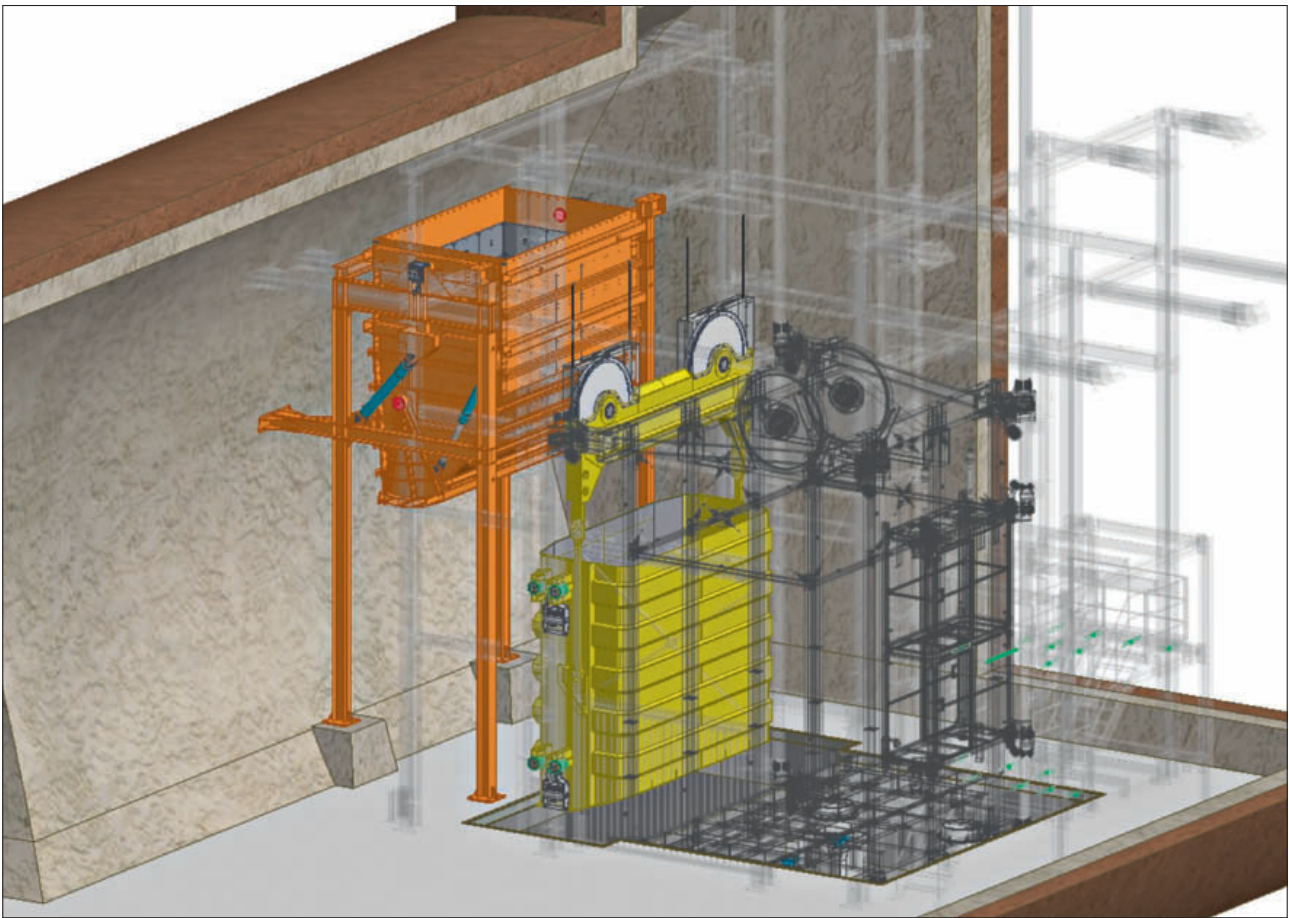


Quelle/credit: kolk



Quelle/credit: ARGÉ Tunnel Fröschnitzgraben

6 Oben: Fördermittel Skip (gelb), Förder- (rot) und Personenkorb (grün); unten: Skip im Abteufbetrieb
Top: Skip transport equipment (yellow), shaft cage (red) and service lift (green); bottom: Skip in excavation operation



Quelle/credit: Kolk

7 Skip (gelb) im Bereich Schachtfuss mit Vorsilo (braun) zur Materialaufgabe

Skip (yellow) at the base of the shaft with preliminary silo (brown) for material transfer

Frörschnitz aufgeföhren. Die gesamte Ver- und Entsorgung erfolgt ausschliesslich über zwei zirka 400 m tiefe Schächte.

4.1 Schachtanlagen

Die beiden Schächte Frörschnitz 1 und 2 haben unterschiedliche Durchmesser, wobei entsprechend dem Logistikkonzept der Ausschreibung Schacht 1 mit einem Durchmesser von zirka 12 m als Hauptversorgungsschacht und Schacht 2 mit einem Durchmesser von zirka 10 m als Frischluftschacht dient.

Entgegen dem Baulos Sedrun war hier die gesamte Logistik darauf auszulegen, dass im späteren Baubetrieb vier Vortriebe gleichzeitig über einen Zeitraum von zirka fünf Jahren anzudienen sind. Es laufen anfangs über einen Zeitraum von zwei Jahren parallel zwei kontinuierliche Vortriebe mit Tunnelvortriebsmaschinen sowie zwei zyklische Vortriebe, die hauptsächlich im Sprengvortrieb aufgeföhren werden. Danach beginnen im Bereich der kontinuierlichen Vortriebe bereits die Innenschalenarbeiten.

Die ARGE Tunnel Frörschnitzgraben hat sich aufgrund verschiedener Untersuchungen zum Logistikkonzept im Zuge der Arbeitsvorbereitung entgegen der Ausschreibung dazu entschlossen, zwei typengleiche Schachtanlagen zu installieren, um eine hohe Flexibilität und Unabhängigkeit für die

tion waste quality material to be dumped. A base seal and the associated leaching system are only erected for the construction waste compartment. The leachate, which is routed to a collection area in the area of the landfill body, will be drained via a separate leachate pipe DN 300, which then runs along the newly erected Longsgraben construction road over long distances. The leachate is neutralised before joining the Frörschnitz. Leachate draining and treatment will also be continued in the landfill's after-care phase.

3.4 Rescue Concept

In addition to structural, technical and organisational fire protection, the rescue concept, as part of the SiGe concept pursuant to RVS 09.01.51, plays a significant and special role in construction section SBT 2.1. Apart from self-rescue, the most important component, a distinction is made between the "internal" and "external rescue concept" in relation to rescue by third parties. The internal rescue concept provides for an appropriately qualified and trained internal rescue team, whose primary task is to prepare for and support the deployment of external emergency personnel and act as guides. It is essentially not equipped for independent rescue operations. Upon request, the members of the internal rescue team must also provide support in the neighbouring tunnel



Quelle/credit: ARGE Tunnel Fröschnitzgraben

8 *Beladevorgang Bohrwagen am Schachtkopf*
Loading the drilling jumbo at the shaft head

Baulogistik zu gewährleisten. Beide Schächte sind mit Personenkörben, Förderkörben und Skips für den Vertikaltransport von Ausbruchmaterial ausgestattet. Alle Transporteinheiten werden an Schachtführungselementen (Spurlatten) mittels Rollen geführt.

Der Personenkorb hat zwei Ebenen. In der Abteufphase wird nur die untere Etage genutzt, da die Notwendigkeit der Nutzung der zweiten Etage noch nicht gegeben ist. Wenn später beide Etagen genutzt werden, sind diese über zwei Plattformen am Schachtkopf und -fuss gleichzeitig zu begehen. Eine Kapazität von 20 Personen je Korb ist dann gegeben. Der Personenkorb wird über Rollen am Führungsgestänge geführt. Er wird mit einer Winde in 2-Seil-Technik betrieben. Die Windenzugkraft beträgt 55 kN, die Fahrgeschwindigkeit 4 m/s auf- und abwärts.

Die vorhandene Skipförderung inklusive der Winden wird sowohl für den Abteufbetrieb als auch für die Schutterung während der Förderbetriebsphase weiter genutzt. Die Schöpfgefässe werden für eine höhere Fassungskapazität mit einem anderen Kragen ausgestattet bzw. komplett ausgetauscht. Die Zuführung des Schuttermaterials erfolgt über Förderbänder. Der Schachtförderkübel (Skip) hat in der Abteufphase ein Volumen von zirka 15 m³, die Fördergeschwindigkeit beträgt 2,0 m/s; es können ebenso die notwendigen Materialien für die Sicherungsarbeiten zur Einbaustelle transportiert werden. In der Förderbetriebsphase wird das Volumen auf zirka 35 m³ erweitert; dies entspricht einem Ladegewicht von zirka 63 t. Die Fördergeschwindigkeit beträgt dann 3,5 m/s aufwärts und 4,0 m/s abwärts.

Gemäss Ausschreibung war eine Kapazität von mindestens 16 500 t in 22 Stunden gefordert (750 t/h). Das gewählte Förderkonzept mit zwei Skipanlagen erreicht eine Leistung von jeweils 420 t/h und insgesamt 18 480 t in 22 Stunden.

Lediglich die Förderkörbe haben aufgrund der unterschiedlichen Schachtdurchmesser unterschiedliche Dimensionen: 9,5 m befahrbare Länge im Schacht 1 und 7,0 m im Schacht 2. Die Fahrzeuge und Gerätschaften für das Auffahren und

construction sections where required. The external rescue concept involves the rescue by third parties, where the site organisation supports and cooperates with external emergency crews.

This rescue concept was developed prior to the tender stage with the support of the Hauptstelle für das Grubenrettungs- und Gasschutzwesen und coordinated with the emergency crews. [1] [2]

4 Logistics Challenge

Due to the boundary conditions described above, which are currently relatively unique in Europe and beyond, the overall site logistics is one of the key and central challenges for this construction project. For construction section SBT 2.1, the entire tunnel drive is performed via the Fröschnitz intermediate access point. All supply and disposal activities exclusively take place via two roughly 400 m-deep shafts.

4.1 Shafts

The two Fröschnitz 1 and 2 shafts have different diameters, while, according to the logistics concept in the tender, shaft 1, with a diameter of approximately 12 m, is the main supply shaft and shaft 2, with a diameter of about 10 m, is the fresh air shaft.

In contrast to the Sedrun construction section, in this case the entire logistics had to be established so that four excavations could be serviced at the same time over a period of about five years in the subsequent construction operation. Two continuous drives with tunnel boring machines, operating in parallel, as well as two cyclical drives, which are primarily excavated via drill and blast will initially run for a period of two years. This will be followed by the inner lining activities in the area of the continuous drives.

Based on a range of analyses on the logistics concept during the preparatory activities, in derogation of the tender, the Tunnel Fröschnitzgraben JV decided to install two identical shafts in order to ensure high flexibility and independence of the site logistics. Both shafts are equipped with service lifts, transport lifts and skips for the vertical transport of excavated material. All transport units are mounted on shaft guide elements (guides) with rollers.

The service lift has two stages. Only the lower stage will be used in the excavation phase, as the second stage is not yet required. Once both stages are in use, these can be simultaneously accessed via two platforms at the shaft head and base. Each lift has a capacity of 20 persons. The service lift is mounted to the guiding rods via rollers. It is operated with a winch using double down rope technology. The winch has a pull strength of 55 kN and a travel speed of 4 m/s in both directions.

die Versorgung der Tunnelröhren sind auf diese Abmessungen hin abzustimmen.

Bauablaufbedingt ist während der Vortriebsarbeiten zur Herstellung der Nothaltestelle besonderes Augenmerk darauf zu legen, dass zeitgleich grosse Installationen wie Bunkeranlage, Portalkräne, Gleisanlagen, Brecher, Werkstatt und Büros nach unter Tage umgesetzt werden müssen, deren Einzelteile ebenso über die Schachtanlagen zu befördern sind.

Nach Fertigstellung der genannten Installationen erfolgt parallel zu den Vortriebsarbeiten auch die äusserst komplexe und aufwendige Montage zweier Tunnelvortriebsmaschinen. Daher wurden die beiden Förderkörbe in den Schächten auch so ausgelegt, dass Transportgewichte bis zu 120 t befördert werden können. Allein für die Montage der beiden Vortriebsmaschinen werden einige hundert Schachtfahrten mit den Einzelkomponenten innerhalb weniger Monate durchgeführt; parallel dazu muss die gesamte Ver- und Entsorgung der konventionellen (zyklischen) Vortriebe aufrechterhalten werden.

4.2 Ver- und Entsorgung

Die besondere Herausforderung ist, zwei unterschiedliche Vortriebsverfahren unter Tage – kontinuierlich (TVM) und zyklisch (Sprengvortrieb) – mit einem Logistiksystem effektiv zu ver- und entsorgen. Die ARGE hat sich dazu entschlossen, den Vortrieb beider Tunnelvortriebsmaschinen gleisgebunden durchzuführen; die Andienung der beiden zyklischen Vortriebe erfolgt hingegen radgebunden.

Das Konzept der Versorgung von über Tage nach unter Tage erfolgt jedoch ausschliesslich über beide Förderkörbe radgebunden, d. h., hierzu wird unter Tage im Bereich der Nothaltestelle ein Zwischenlager eingerichtet, sodass von dort aus die einzelnen Vortriebe versorgt werden können.

Die zyklischen Vortriebe sind vor allem mit Sicherungsmitteln und Spritzbeton zu versorgen. Gemäss Ausschreibung war seitens des Bauherrn analog zum Baulos Sedrun eine Mischanlage unter Tage vorgesehen. Die Baustelle hat sich jedoch aus verschiedenen Gründen entschlossen, die gesamte Betonversorgung von über Tage durchzuführen. Hierzu gibt es zwei Möglichkeiten: den Transport mit Mischfahrzeugen bzw. den Einsatz von Fallleitungen.

Derzeit erfolgt die Versorgung der erforderlichen Betone über eine 400 m lange Fallleitung wahlweise über beide Schächte. Wenn nach Abschluss der Abteufarbeiten bei beiden Schachtanlagen die Abteufbühne durch den Förderkorb ersetzt worden ist, kann die Versorgung mit Frischbeton auch über herkömmliche Fahrmischer über den Förderkorb erfolgen. Insgesamt müssen zirka eine Million Kubikmeter Beton unter Tage transportiert werden.

Aufgrund der Abmessungen der Förderkörbe können konventionelle Fahrmischer eingesetzt werden. Der Förderkorb

The skip transport system, including the winches, will be used for the excavation operation as well as for the cleaning process during the transport operation. The skips are fitted with a different collar, or are completely exchanged, for a higher capacity. The cleaning material is supplied via conveyor belts. The skip has a volume of approximately 15 m³ in the excavation phase and a conveying speed of 2.0 m/s, which also allows the necessary materials for reinforcement operations to be transported to the installation points. In the transport phase, the volume is increased to approximately 35 m³; this corresponds to a load weight of about 63 t. The conveying speed then amounts to 3.5 m/s upwards and 4.0 m/s downwards.

According to the tender, a capacity of at least 16,500 t was required over 22 hours (750 t/h). The selected conveyor concept, with two skip systems, each achieve an output of 420 t/h, a total of 18,480 t in 22 hours.

Only the shaft cages have different dimensions due to the different shaft diameter: 9.5 m accessible length in shaft 1 and 7.0 m in shaft 2. The vehicles and equipment for excavation and supplying the tunnels must be aligned to these dimensions.

From a construction scheduling perspective, during the excavation activities to create the emergency station, it must be noted that large underground installations, such as a bunker facility, gantry cranes, railway tracks, crushers, workshop and offices, have to be implemented at the same time, whose individual parts also have to be transported via the shafts.

The completion of these installations is followed by the extremely complex and time-consuming assembly of two tunnel boring machines, which occurs in parallel to the excavation activities. As a result, the two shaft cages in the shafts were designed to transport weights of up to 120 t. Several hundred shaft trips with individual components will take place within just a few months just to assemble the two tunnel boring machines; at the same time, the entire supply and disposal of the conventional (cyclical) drives must be maintained.

4.2 Supply and Disposal

The specific challenge is ensuring effective supply and disposal for two different underground drive procedures, continuous (TBM) and cyclical (drill and blast tunnelling), with a single logistics system. The JV decided to transport materials to and from the two tunnel boring machines track-bound, while the transport of muck and materials to and from the two cyclical drives is wheel-based.

However, the above ground to underground supply concept is exclusively wheel-based via the two shaft cages, i.e. an intermediate storage area is set up underground in the

in Schacht 1 ist 9,5 m lang und 5,5 m breit, der in Schacht 2 misst 7,0 m auf 3,6 m. Dementsprechend können über Schacht 1 Fahrmischer mit einer Kapazität von 6 bis 7 m³ Frischbeton eingesetzt werden. Über Schacht 2 können immerhin noch Fahrzeuge mit einem Volumen von 4 bis 5 m³ transportiert werden. Alternativ können auch Anhänger mit einem Betonmischer mit grösserem Volumen verwendet werden, die über Zugfahrzeuge über und unter Tage gezogen werden. Ebenso werden sämtliche Sicherungsmittel mit Lastwagen oder Anhängern unter Tage transportiert.

Während der Abteufphase fahren die Förderkörbe in beiden Schächten auf- und abwärts mit einer maximalen Geschwindigkeit von 2,5 m/s, dementsprechend dauert eine Fahrt einschliesslich der Verzögerungsphase zirka 3,5 min.

Vor dem Start der Vortriebe in den Streckenröhren werden die Schachtanlagen für den eigentlichen Förderbetrieb umgebaut. Es werden dann Geschwindigkeiten von 4,0 m/s abwärts und 3,5 m/s aufwärts erreicht. Die reine Fahrzeit reduziert sich damit um zirka eine Minute.

Der kontinuierliche Vortrieb hingegen ist vor allem mit Tübbings und Perlkies zur Ringspaltverfüllung zu versorgen. Der Tübbingtransport erfolgt auf Trailern, die mit Zugfahrzeugen vom Zwischenlager über Tage auf der BE-Fläche Ost über die Schächte in ein Zwischenlager unter Tage transportiert werden. Die Trailer werden von Yard oder Terminal Tractors gezogen. Über Schacht 1, den grösseren der beiden Schächte, kann ein kompletter Ring aus sechs Steinen transportiert werden. Wegen der geringeren Breite des Förderkorbs in Schacht 2 kann hier nur ein halber Ring je Schachtfahrt transportiert werden. Der Tübbingtransport ist daher planmässig über Schacht 1 vorgesehen.

Im Zwischenlager sollen ständig 25 Ringe vorgehalten werden. Bei einer Tübbingbreite von 2 m sind damit 50 m

emergency station area from where the individual drives can be supplied.

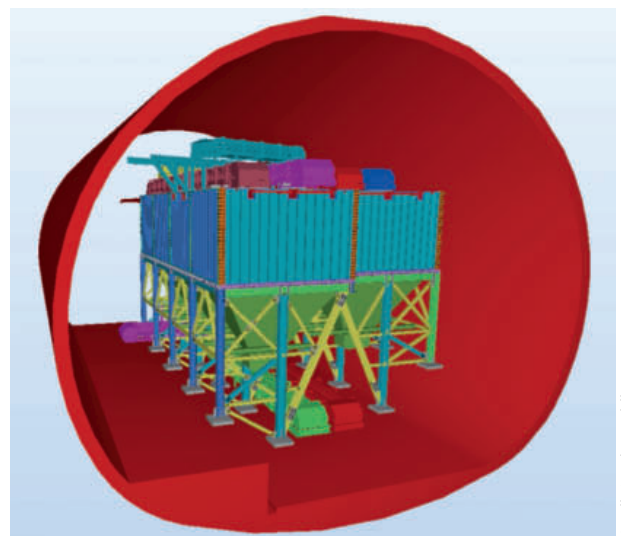
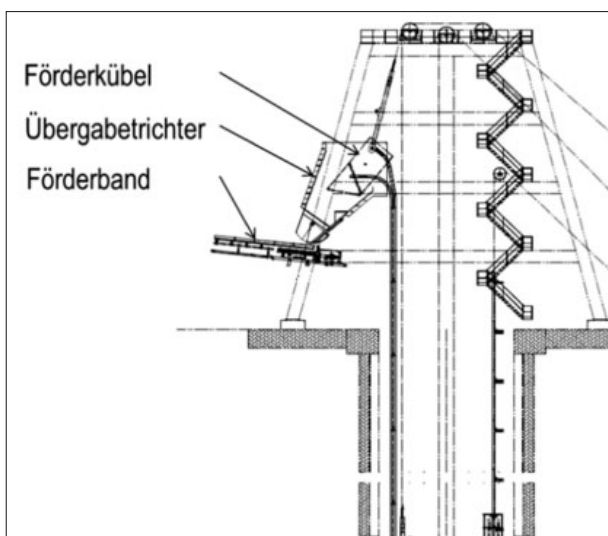
The cyclical drives primarily need to be supplied with reinforcing materials and shotcrete. According to the tender, the builder had to provide an underground mixing plant, analogous to the Sedrun construction section. However, for various reasons, the site decided to supply all concrete from above ground. Two options exist in this respect: transport with concrete mixers or the use of drop pipes.

The necessary concrete is currently supplied by a 400 m drop pipe via either shaft. Once, after completing the excavation activities, the sinking platform is replaced by the shaft cage for both shafts, fresh concrete can also be supplied via the shaft cage using conventional agitator trucks. In total, approximately one million cubic metres of concrete need to be transported underground.

The dimensions of the shaft cage mean that conventional agitator trucks can be used. The shaft cage in shaft 1 is 9.5 m long and 5.5 m wide, while the cage in shaft 2 is 7.0 m by 3.6 m. Accordingly, agitator trucks with a capacity of 6 to 7 m³ of fresh concrete can be used in shaft 1. Vehicles with a volume of 4 to 5 m³ can be transported via shaft 2. Alternatively, trailers with a concrete mixer with larger volumes can be used, which are pulled underground and above ground by towing vehicles. All securing equipment is transported underground in a similar manner using lorries or trailers.

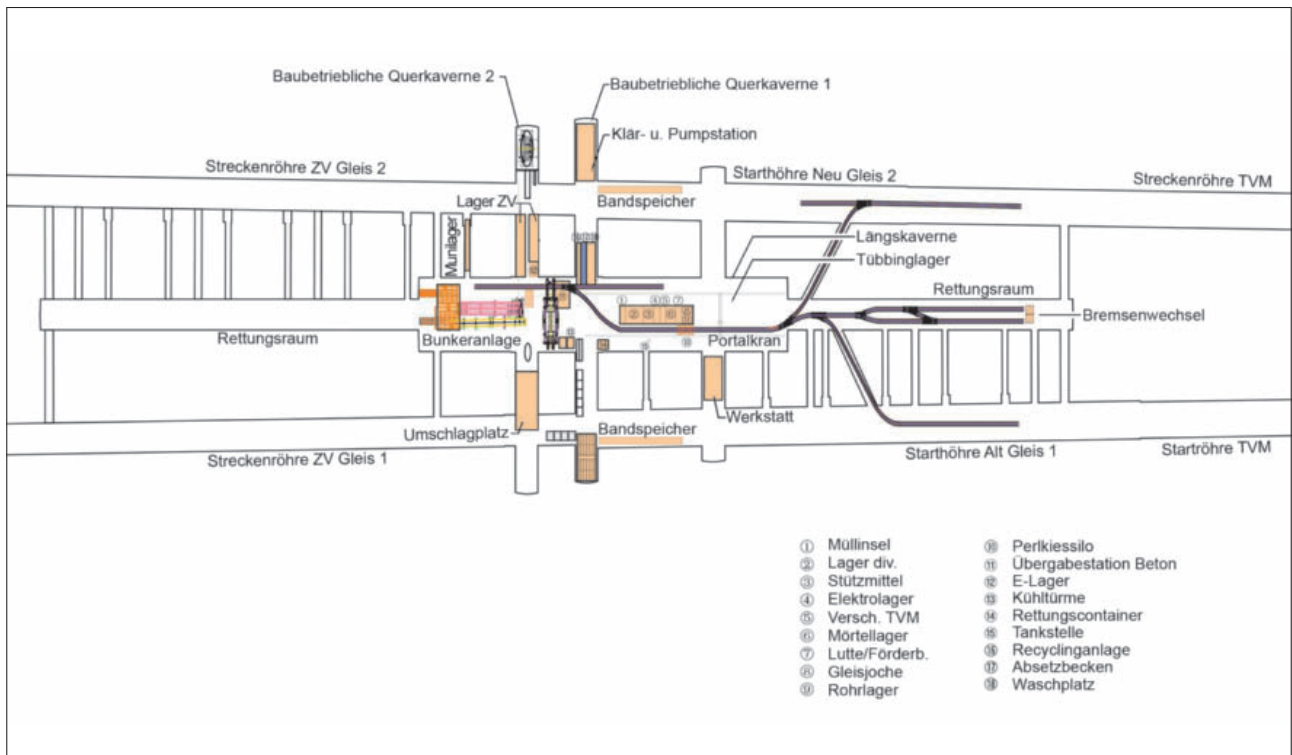
During the excavation phase, the shaft cage in both shafts travel up and down at a maximum speed of 2.5 m/s, so a trip, including the deceleration phase, lasts about 3.5 minutes.

Before starting the drives in the tunnels, the shafts will be modified for the transport operation. Speeds of 4.0 m/s travelling down and 3.5 m/s travelling up will then be reached.



Quelle/credit: Mühlhäuser

9 Umschlag Ausbruchmaterial im Schachtkopfbereich (Grafik Kolk) und Bunkeranlage unter Tage
Transfer station for the excavated material at the shaft head (graphic: Kolk) and the underground bunker facility



Quelle/credit: ARGE Tunnel Fröschnitzgraben

10 Baustelleneinrichtung unter Tage im Bereich der späteren Nothaltestelle
Underground site equipment in the subsequent emergency station area

Tübbingausbau im Zwischenlager abrufbar. Damit ist die durchschnittliche Tagesleistung von 16 m pro Tag je Tunnelvortriebsmaschine abgesichert. Die Umladung der Tübbinge unter Tage erfolgt mit einem Portalkran auf den gleisgebundenen Versorgungszug.

Der Perlkies für die Ringspaltverfüllung wird über Fallrohre in den Schächten in die Verladeanlage mit Zwischensilo mit einer Kapazität von 100 m³ eingeblasen. Er wird von dort abgezogen und in Behältern auf dem Versorgungszug zum Einbauort gebracht.

Ringspaltmörtel wird hauptsächlich für das Versetzen des Sohlübbings benötigt. Aufgrund der geringeren Mengen erfolgt der Transport nach unter Tage trocken in Behältern.

Das Ausbruchmaterial sämtlicher Vortriebe wird im Bereich der Nothaltestelle in einer Bunkeranlage zwischengelagert. Zuvor erfolgt die abfallchemische Charakterisierung des Ausbruchmaterials durch den Auftraggeber. Die daraus folgende Trennung und die Zuordnung zu einer Deponieklasse (wie zum Beispiel Bodenaushubdeponie, Baurestmassendeponie und Reststoffdeponie) sind daher bei der Konzeptionierung der Bunkeranlage zu berücksichtigen gewesen. Von der Bunkeranlage können die Skips der beiden Schächte über ein Vorsilo versorgt werden. Das Ausbruchmaterial wird dann über Tage jeweils im Schachtkopfbereich auf ein Förderband übergeben und dann in weiterer Folge über ein zirka 2,3 km langes Transportband direkt zur Deponie Longsgraben transportiert.

The actual travel time will therefore be reduced by about one minute.

By contrast, the continuous drive must primarily be supplied with segment lining and pea gravel for annular gap backfilling. The segment lining is transported on trailers, which towing vehicles transport from the above ground intermediate storage area on the SI area east to an underground intermediate storage area via the shafts. The trailers are pulled by yard or terminal tractors. A complete ring, consisting of six segments (tubbings), can be transported via shaft 1, the larger of the two shafts. The narrower width of the shaft cage in shaft 2 means that only half a ring can be transported per shaft trip. The transportation of the lining segment is therefore scheduled to occur via shaft 1.

A total of 25 rings should always be available in the intermediate underground storage area. For a segment lining width of 2 metres, this means that 50 m of segment lining is available in the intermediate storage area. This ensures the average output of 16 metres per day per tunnel boring machine. Underground, a gantry crane transfers the segment lining to the track-bound supply train.

The pea gravel for the annular gap backfilling is blown into the loading facility with intermediate silo with a capacity of 100 m³ via the drop pipes in the shafts. From there, it is removed and transported to the installation point in containers on the supply train.



Quelle/credit: ÖBB/Ebner

11 Herstellen der Kavernen (Bereich der späteren Baustelleneinrichtung in der späteren Nothaltestelle)
 Constructing the caverns (subsequent site equipment area in the eventual emergency station)

Die Errichtung des 2,3 km langen Förderbandes über Tage war aufgrund des unwegsamen Geländes und der Trassenführung ebenfalls eine bauliche Herausforderung. Der Betrieb muss dabei zu jeder Jahreszeit aufrechterhalten werden können. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich die Baustelle in einer sehr schneereichen Region befindet und über 1000 m ü. M. liegt.

Über die Schachtanlagen können bei Verwendung beider Skips maximal zirka 10 000 m³ lose befördert werden. Es sind daher Spitzenvortriebsleistungen von zirka 90 m Vortrieb pro Tag in Summe für alle vier Vortriebe möglich.

4.3 Baustelleneinrichtungen unter Tage

Die Baustelleneinrichtung unter Tage ist in zweierlei Hinsicht von wesentlicher Bedeutung: Zum einen muss über einen Zeitraum von etwa fünf Jahren die gesamte Logistik über diese Baustelleneinrichtung abgewickelt werden, und zum anderen müssen hier die beiden Tunnelvortriebsmaschinen, die in Einzelteilen über die Schächte unter Tage transportiert werden, zusammengebaut werden.

Durch die Verlegung der Betonmischanlage über Tage stehen mehr freie Flächen unter Tage zur Verfügung, welche durch die ARGE nicht vollumfänglich benötigt werden und die für den späteren Betrieb des Tunnels nicht erforderlich sind. Die ARGE hat daher im zulässigen Rahmen den Bereich der Nothaltestelle optimiert. Die Planung des Auftraggebers sah vor, dass die Tunnelvortriebsmaschinen in der jeweiligen Streckenröhre montiert werden. Die ARGE hat sich dafür entschieden, die TVM in der zwischen den beiden Streckenröhren liegenden Längskaverne nacheinander zu montieren

Annular gap grout is primarily required for setting the invert lining. Due to the low quantities, it is transported underground dry in containers.

The excavated material from all drives is temporarily stored in a bunker facility in the area of the emergency station. The chemical characterisation of the excavation material is first performed by the client. The resulting separation and allocation to a landfill class (such as soil excavation landfill, construction waste landfill and residual waste landfill) therefore had to be taken into account when designing the bunker facility. From the bunker facility, the skips in both shafts can be supplied via a preliminary silo. Above ground, at the shaft head, the excavated material is then transferred to a conveyor belt and transported directly to the Longsgraben landfill via an approximately 2.3 km conveyor.

The erection of the 2.3 km above ground conveyor was another challenge due to the difficult terrain and the routing. Operation must be able to be maintained in all seasons. In this respect, it must be noted that the site is located in a region with extremely high snowfall, over 1,000 m above sea level.

When using both skips, the shafts can transport a maximum of approximately 10,000 m³ of loose waste. This means that a peak drive performance of approximately 90 m per day in total is possible for all four drives.

4.3 Underground Site Installation

The underground site installation is extremely important in two respects: Firstly, this site installation must be able to per-

und über grössere Querkavernen in die Streckenröhre zu verschieben. Nach Abschluss der Montagearbeiten wird in diesem Bereich das Zwischenlager für die Tübbings und die Stützmittel für den zyklischen Vortrieb sein.

Ermöglicht werden solche Optimierungen durch den Bauvertrag der ÖBB-Infrastruktur AG. Es ist dem Auftragnehmer im Zuge eines Value Engineerings möglich, alternative Ausführungen vorzuschlagen. Viele Bauherren sind auf der Suche nach neuen Abwicklungsmodellen mit dem Ziel, die Abwicklung von Bauprojekten unter einem partnerschaftlichen Gesichtspunkt effektiver zu gestalten. Diese Bestrebungen haben jedoch vielfältige Auswirkungen nicht nur auf die Abwicklung selbst, sondern auch auf die Vergabeprozesse. Das von der ÖBB-Infrastruktur AG gewählte Verfahren hat keinen Einfluss auf den Vergabeprozess selbst, gibt aber den Vertragspartnern in der Ausführungsphase ein Instrument an die Hand, kontinuierlich das Projekt zum beiderseitigen Nutzen zu verbessern.

Literatur/References

- [1] G. Nipitsch: Voraussetzungen, die der AG für eine sachgerechte Kalkulation zu schaffen hat. Tagungsband zum 13. Grazer Baubetriebs- und Bauwirtschaftssymposium 27. März 2015, S. 147–164
- [2] J. Daller/G. Nipitsch/O. K. Wagner: Besonderheiten der Ausschreibung SBT 2.1 – Tunnel Fröschnitzgraben. *Geomechanics and Tunnelling* 6 (2013), No. 6, S. 701–712
- [3] G. Gobiet/O. K. Wagner: Das Projekt Semmering-Basistunnel neu. *Geomechanics and Tunnelling* 6 (2013), No. 5, S. 551–558
- [4] F. Bauer: Semmering-Basistunnel neu. Das Projekt und seine wechselvolle Geschichte. Tagungsband 13 zum Swiss Tunnel Congress 11.–12. Juni 2014, S. 144–153

form all of the logistics tasks over a period of about five years and, secondly, this is where the two tunnel boring machines, which are transported underground in individual parts via the shafts, have to be assembled.

The relocation of the concrete mixing plant above ground provides more free space underground, which the JV does not require in full and which is not required for the subsequent operation of the tunnel. The JV has therefore optimised the emergency station area within the permitted framework. The client's planning provided for the assembly of the tunnel boring machines in the relevant tunnels. The JV decided to assemble the TBM in succession in the longitudinal cavern located between the tunnels and move these into the tunnels via larger transverse caverns. After completing the assembly activities, this will be the intermediate storage area for the segment lining and the support equipment for the cyclical drives.

These optimisations were enabled by the ÖBB-Infrastruktur AG construction contract. The contractor is able to propose alternative designs as part of value engineering. Many builders are searching for new implementation models with the aim of increasing the effectiveness of the implementation of construction projects based on a partnership approach. However, these efforts have a range of repercussions, not just on the implementation itself, but also on the tender processes. The procedure selected by ÖBB-Infrastruktur AG has no influence on the tender process itself, but gives contract partners in the implementation phase an instrument with which they can continuously improve the project for mutual benefit.

Ralf Grand, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Dipl. Wirtschafts-Ing. FH, Kraftwerke Oberhasli AG, Innertkirchen/CH

Aufwertung KW Handeck 2 und Innertkirchen 1

Bau eines parallelen Triebwassersystems

Die über 60-jährigen Anlagen der KWO in Innertkirchen und in der Handeck wurden durch den Bau eines zweiten Triebwasserwegs parallel zum bestehenden aufgewertet und die Leistung um 280 MW gesteigert. Die Ausbrucharbeiten erfolgten grösstenteils konventionell, aber auch eine TBM und eine Alimak-Ausbruchbühne waren im Einsatz. Herausfordernd war vor allem der enge Terminrahmen rund um die Zusammenschlüsse der beiden Wasserwege.

Upgrading the Handeck 2 and Innertkirchen 1 Power Plants

Construction of a Parallel Water Power-System

More than 60 years after being built, the KWO plants in Innertkirchen and Handeck have received an upgrade. With the construction of a second headrace power tunnel parallel to the existing one, the output has been increased by 280 MW. The excavation was largely performed in a conventional manner, although a TBM and an Alimak raise climber were also used. The greatest challenge was the tight schedule in relation to the connections between the two water way systems.

1 Einleitung/Veranlassung

Die Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) wurde 1925 gegründet und besitzt die Konzession zur Nutzung der Wasserkraft der Aare von ihrem Ursprung bis Innertkirchen, samt allen ihren Zuflüssen im Oberhasli. Aktionäre sind die BKW Energie AG mit einem Anteil von 50% sowie die Energie Wasser Bern, die Industriellen Werke Basel und die Stadt Zürich mit einer Beteiligung von je 16²/₃%. Diese beziehen den von der KWO produzierten Strom und bezahlen deren Produktionskosten.

Heute verfügt die KWO über rund 160 km Stollen, 26 Wasserfassungen und produziert in 13 Kraftwerken mit total 1368 MW Leistung und acht Speicherseen (Inhalt 195 Mio. m³) durchschnittlich 2400 GWh Energie pro Jahr. Dies entspricht einem Stromverbrauch von rund 1,2 Mio. Einwohnern.

Das Wasser der Gefällestufe Räterichsboden (1767 m ü.M.)–Handeck (1303 m ü.M.)–Innertkirchen (620 m ü.M.) wird zweistufig über die beiden Kraftwerke Innertkirchen 1 und Handeck 2 verarbeitet. Die über 60-jährigen Anlagen wurden auf die heutigen Bedürfnisse aufgewertet. Durch den Bau eines zweiten Triebwasserwegs, der parallel zum bestehenden verläuft, wird die Fließgeschwindigkeit des Wassers und damit seine Reibungsverluste reduziert. Die Kraftwerke können so aus dem genutzten Wasser 40 MW mehr Leistung herausholen. Gleichzeitig wurde es möglich, beide Zentralen

1 Introduction/objective

Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) was founded in 1925 and is licensed to use the hydroelectric power of the Aare River from its source through to Innertkirchen, including all its tributaries in the Oberhasli region. The stakeholders are BKW Energie AG, which holds a 50% stake, along with Energie Wasser Bern, Industrielle Werke Basel and the City of Zurich, each of which accounts for a further 16²/₃%. They receive the power generated by KWO and pay its production costs.

KWO, which currently manages around 160 km of tunnels and 26 water catchments, operates 13 power plants with a total output of 1,368 MW and eight reservoirs holding 195 million m³ to produce an average of 2,400 GWh of energy per year. This corresponds to the energy consumption of around 1.2 million residents.

The water along the downward gradient from Räterichsboden (1,767 m above sea level) to Handeck (1,303 m) and Innertkirchen (620 m) is processed in two stages by both the Innertkirchen 1 and Handeck 2 power plants. The plants, which are over 60 years old, have now been upgraded to meet modern requirements. The construction of a second headrace power tunnel parallel to the existing one slows the flow speed of the water and thereby reduces its friction losses, enabling the existing power plants to extract 40 MW more power from the water that is used. At the same time, it has been possible to equip both plants with an additional

Revalorisation des centrales hydroélectriques Handeck 2 et Innertkirchen 1

Construction d'un système d'aménée parallèle

Vieilles de plus de 60 ans, les installations des centrales hydroélectriques d'Innertkirchen et de la Handeck ont été revalorisées. Par la construction d'une seconde galerie d'aménée, la puissance des centrales a pu être augmentée de 280 MW au total. Les travaux d'excavation ont été effectués en majeure partie selon des méthodes conventionnelles. Toutefois, un tunnelier et une plateforme d'excavation « Alimak » étaient également en service. Principal challenge lors de cette opération: les délais serrés impartis pour la réalisation des travaux de raccordement entre le système existant et le nouveau système, ce qui est montré par la suite à l'exemple du raccordement des conduites forcées de la Handeck.

Riqualificazione delle centrali idroelettriche Handeck 2 e Innertkirchen 1

Costruzione di un sistema di condotte forzate parallelo

Gli impianti idroelettrici di Innertkirchen e Handeck della Kraftwerke Oberhasli AG – risalenti a oltre 60 anni fa – sono stati riqualificati con la costruzione di una seconda condotta forzata parallela a quella esistente; la potenza è stata aumentata a 280 MW. I lavori di scavo, avvenuti in gran parte convenzionalmente, hanno visto tuttavia anche l'impiego di una fresa meccanica a piena sezione e di una piattaforma di scavo Alimak. La sfida principale è stata rappresentata dalle tempistiche serrate in merito all'unione del nuovo sistema a quello esistente. Questo è chiarito più dettagliatamente nell'esempio del collegamento delle condotte forzate in galleria di Handeck.

mit einer zusätzlichen Maschine auszurüsten und damit die Leistung um 240 MW zu steigern. Die zusätzlich gewonnene Energie beträgt 70 GWh pro Jahr.

machine and thus increase the output by 240 MW. The additional energy generated amounts to 70 GWh per year.

2 Überblick über die neu erstellten Kraftwerksanlagen

2.1 Aufwertung KW Handeck 2

Die Aufwertung des Kraftwerks Handeck 2 beinhaltet folgende Hauptbauteile (Bild 1):

- Parallelstollen Räterichsbodensee–Handeckfluh (L = 3350 m) bergseits des bestehenden Stollens mit 50 m Achsabstand und einem Querschnitt von 22–24 m². Das Gefälle beträgt vor der Apparatekammer Gerstenegg 7,04 % und danach 0,5 %.
- 737 m langer Parallelschacht Handeckfluh–Handeck mit 50 m Achsabstand zum bestehenden Stollen. Der Ausbruchsquerschnitt beträgt im 337 m langen Schrägschacht (143 %, Ø 3,20 m) 8,04 m² und im 390 m langen Schrägstollen (15 %) 7,80 m². Der Schacht ist auf der ganzen Länge gepanzert und weist einen Durchmesser von 2,40 m auf.
- unterirdische Nebenkaverne bergseits der bestehenden Kaverne Handeck 2 mit einer Abmessung von L x B x H 44 x 18 x 30 m und einer 90-MW-Maschinengruppe.

2.2 Aufwertung KW Innertkirchen 1

Die Aufwertung des Kraftwerks Innertkirchen 1 umfasst folgende Hauptanlageteile (Bild 2):

- Parallelschacht Kapf–KW Innertkirchen 1 bergseits des bestehenden Schachts. Der Ausbruchsdurchmesser beträgt in der 882 m langen Steilstrecke (70 %) und in der 886 m langen Flachstrecke (9,5 %) jeweils 3,10 m. Der Schacht ist auf der ganzen Länge gepanzert mit einem Durchmesser von 2,40 m.

2 Overview of the Newly Created Power Plant Facilities

2.1 Upgrading the Handeck 2 Power Plant

The upgrade of the Handeck 2 power plant involved the following key components (Fig. 1):

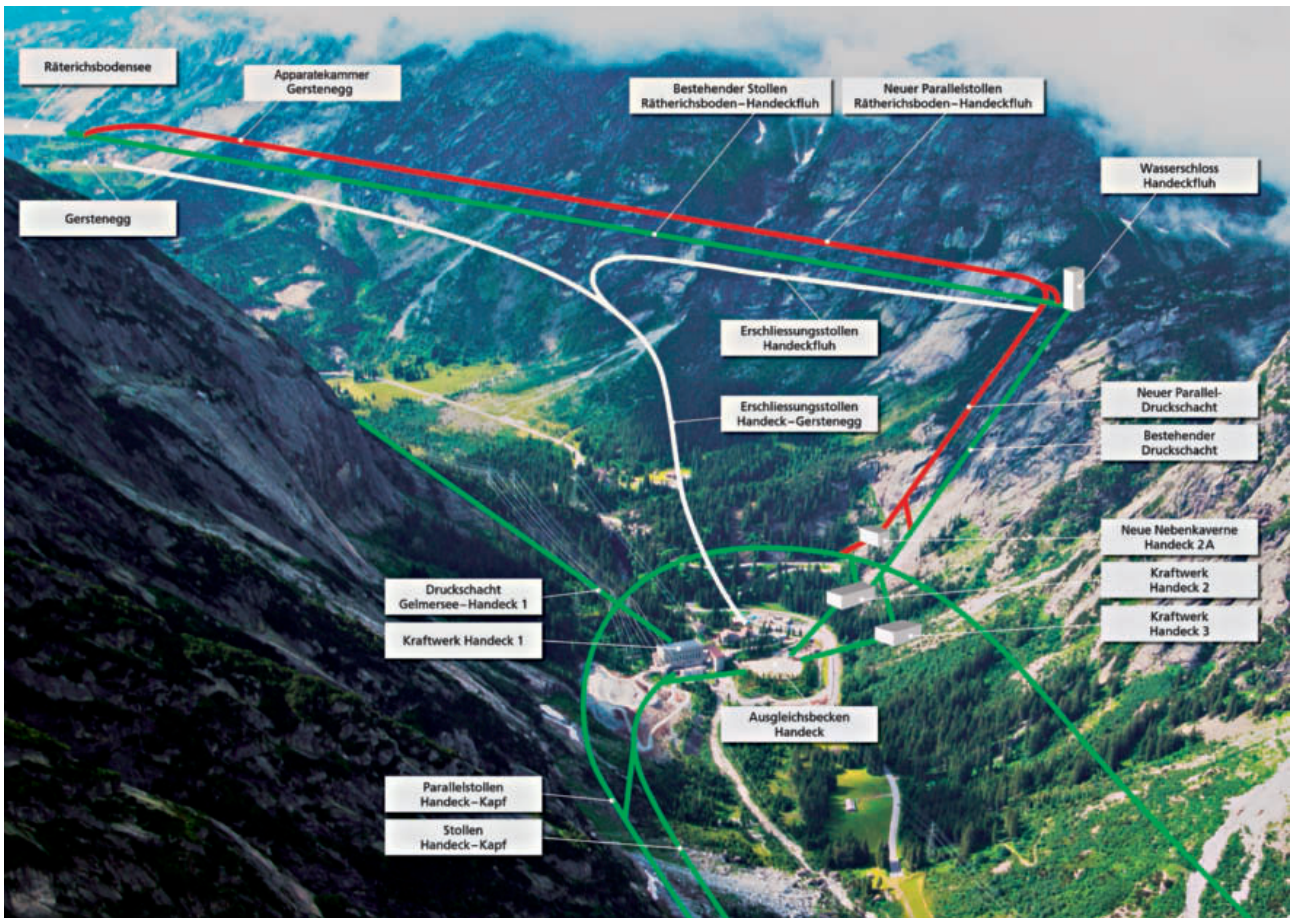
- Parallel power tunnel from Räterichsbodensee to Handeckfluh (3,350 m in length) featuring an increased lateral rock cover of 50 m and a cross section of 22–24 m². Upstream of the Gerstenegg apparatus chamber, the gradient is 7.04%; downstream of this, it is 0.5 %.
- 737 m long parallel power shaft between Handeckfluh and Handeck, featuring a centre distance of 50 m to the existing tunnel. In the 337 m long inclined shaft (143%, diameter 3.20 m), the excavated cross section is 8.04 m². In the 390 m long inclined tunnel (15%), it is 7.80 m². The shaft is lined with a steel liner along its entire length and has a diameter of 2.40 m.
- Underground side cavern between the mountain and the existing cavern of Handeck 2, featuring dimensions of 44 x 18 x 30 m (L x W x H) and a 90 MW machine group.

2.2 Upgrading the Innertkirchen 1 Power Plant

The upgrade of the Innertkirchen 1 power plant involved the following key plant parts (Fig. 2):

- Parallel shaft from Kapf to the Innertkirchen 1 power plant between the mountain and the existing shaft. The excavation diameter in both the 882 m long steep section (70%) and the 886 m long flat section (9.5%) is 3.10 m. The shaft has a steel lining along its entire length and a diameter of 2.40 m.

Aufwertung KW Handeck 2 und Innertkirchen 1 • Bau eines parallelen Triebwassersystems



1 Projektübersicht Aufwertung Kraftwerk Handeck 2
Project overview for the upgrade of the Handeck 2 power plant

- unterirdische Zentrale als Nebenkaverne bergseits der bestehenden Kaverne Innertkirchen 1 mit einer Abmessung von L x B x H 44 x 18 x 34 m und einer 150-MW-Maschinengruppe.
- 2100 m langer Parallel-Unterwasserstollen Kraftwerkszentrale Innertkirchen 1–Beruhigungsbecken mit einem Ausbruchsquerschnitt von 20 bis 45 m². Der Abfluss erfolgt im Freispiegel.
- Beruhigungsbecken mit 20 000 m³ Inhalt, über Tag erstellt. Das Becken sorgt zusammen mit dem Unterwasserstollen (60 000 m³) dafür, dass die Schwankungen (Schwall-Sunk) des Kraftwerksabflusses in der Aare deutlich reduziert werden.

- Underground power station in a cavern between the mountain and the existing cavern of Innertkirchen 1, featuring dimensions of 44 x 18 x 34 m (L x W x H) and a 150 MW machine group.
- 2,100 m long parallel tailrace tunnel from the Innertkirchen 1 power plant to the stilling basin with an excavated cross section of 20–45 m². The discharge is ensured by free surface flow conditions.
- Stilling basin holding 20,000 m³, created above ground. Together with the tailrace tunnel (60,000 m³), the basin ensures a significant reduction of the hydropeaking (surge and drop) of the power plant discharge in the Aare.

3 Bau eines parallelen Triebwassersystems

3.1 Am Bau Beteiligte

Folgende Firmen waren am Bau (ohne Elektromechnik) beteiligt:

- Planung: Planergemeinschaft BKW Energie AG Engineering, Bern/IUB Engineering AG, Bern
- Geologen: Kellerhals & Häfeli AG, Bern
- Bau Aufwertung KW Handeck 2: Gasser Felstechnik AG, Lungern
- Bau Aufwertung KW Innertkirchen 1: ARGE Aufwertung KW Innertkirchen, bestehend aus Strabag AG Tunnelbau

3 Constructing a Parallel Works Water System

3.1 Construction Participants

The following companies were involved in the construction (excluding electromechanics):

- Design: Planergemeinschaft BKW Energie AG Engineering, Bern/IUB Engineering AG, Bern
- Geologists: Kellerhals & Häfeli AG, Bern
- Contractor for the upgrade of Handeck 2 power plant: Gasser Felstechnik AG, Lungern
- Contractor for the upgrade of Innertkirchen 1 power plant: ARGE Aufwertung KW Innertkirchen (Innertkirchen power

Upgrading the Handeck 2 and Innertkirchen 1 Power Plants • Construction of a Parallel Water Power-System

Schweiz, Erstfeld/Gasser Felstechnik AG, Lungern/Jäger Bau GmbH, Schruns/A

- Bau Beruhigungsbecken: ARGE Beruhigungsbecken mit den Firmen Ghelma AG Baubetriebe, Meiringen/Maurer & Raz AG, Innertkirchen/Kohler Bau AG, Meiringen
- Stahlwasserbau: DSD NOELL GmbH, Würzburg/D

3.2 Bauprogramm

Der Grossteil der Neubauten wurde unter laufendem Betrieb erstellt. Einzig für die Zusammenschlüsse des bestehenden mit dem neuen System waren zwei Entleerungen nötig. Diese Entleerungen mussten aus Sicherheits- (Hochwasser) und betrieblichen Gründen (möglichst geringer Wasserverlust) im Winterhalbjahr stattfinden und auf ein Minimum beschränkt werden.

Die Bauarbeiten des Parallelschachts Innertkirchen starteten im vierten Quartal 2011. Knapp eineinhalb Jahre später begannen die Arbeiten an der Aufwertung KW Handeck 2, der Nebenkaverne Innertkirchen, dem Parallel-Unterwasserstollen und dem Beruhigungsbecken, da für diese noch Konzessionsanpassungen nötig waren (Tab. 1).

Der restliche Terminplan wurde vor allem durch die beiden Entleerungen diktiert. Während der ersten Entleerung wur-

plant upgrade consortium), comprising Strabag AG Tunnelbau Schweiz, Erstfeld/Gasser Felstechnik AG, Lungern/Jäger Bau GmbH, Schruns/A

- Contractor for the stilling basin: ARGE Beruhigungsbecken (stilling basin consortium), with Ghelma AG Baubetriebe, Meiringen/Maurer & Raz AG, Innertkirchen/Kohler Bau AG, Meiringen
- Hydraulic steelwork: DSD NOELL GmbH, Würzburg/D

3.2 Construction Schedule

The majority of the new constructions were created during normal operation. It was only for the purpose of connecting the existing system with the new system that two drainage procedures were required. For reasons of safety (flooding) and operation (lowest possible water loss), these drainage procedures were performed in the winter months and kept to a minimum.

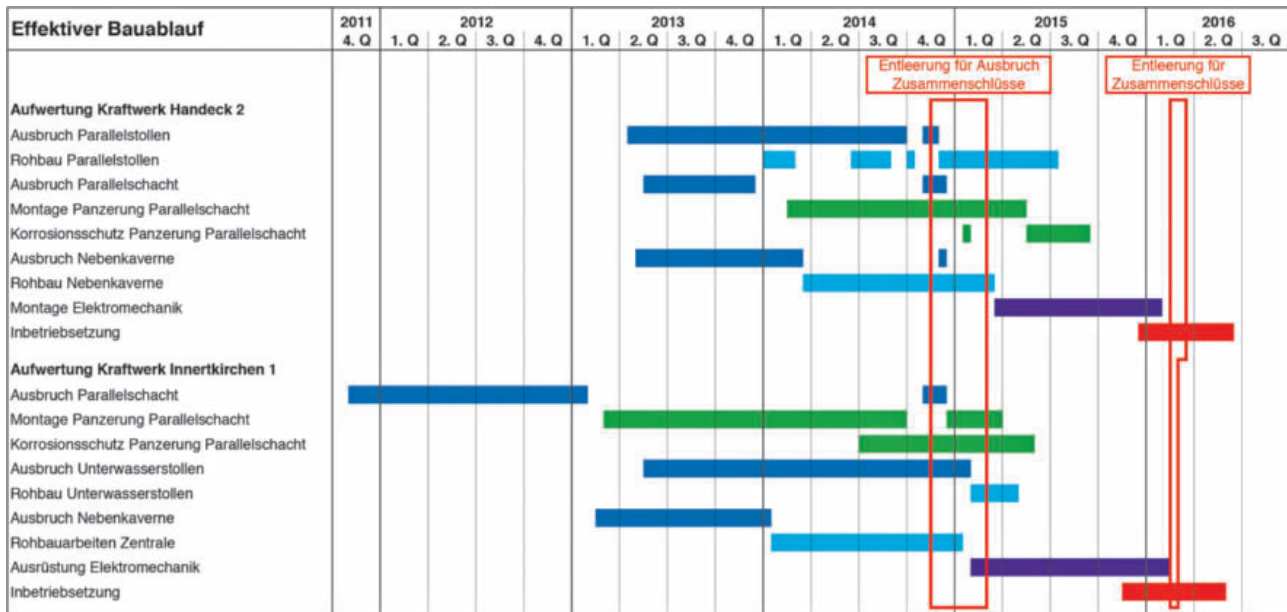
The construction of the Innertkirchen parallel shaft began in the fourth quarter of 2011. Nearly one and a half years later, work began on upgrading the Handeck 2 power plant, the new Innertkirchen cavern, the parallel tailrace tunnel and the stilling basin as these still required permit adjustments (Tab. 1).



2 Projektübersicht Aufwertung Kraftwerk Innertkirchen 1

Project overview for the upgrade of the Innertkirchen 1 power plant

Aufwertung KW Handeck 2 und Innertkirchen 1 • Bau eines parallelen Triebwassersystems



Quelle/credit: KWO

Table 1 Effektiver Bauablauf für die Aufwertung der Kraftwerke Innertkirchen 1 und Handeck 2

Table 1 Effective construction workflow for the upgrade of the Innertkirchen 1 and Handeck 2 power plants

den die Zusammenschlüsse erstellt und wieder verschlossen, sodass das bestehende System weiterbetrieben werden konnte. Die zweite Entleerung diente dazu, die Zusammenschlüsse zu öffnen, sodass ab dann beide Systeme betrieben werden konnten.

3.3 Ausbruch der Stollen

Der grosse Vorteil beim Bau eines parallelen Triebwassersystems ist die – aus dem Bau des bestehenden Systems – sehr gut bekannte Geologie. Überraschungen gab es denn auch keine. Hinzu kommt, dass die Anlagen in einem guten, standfesten Baugrund erstellt wurden. In der Handeck liegen diese im zentralen Aaregranit, der für die Untertagbauten eher eine geringe Sicherung erfordert. Die Anlagen von Innertkirchen liegen vorwiegend im Innertkirchner Kristallin, weitgehend ziemlich homogene Granit-Gneise. Einziger Unterwasserstollen durchörterte sedimentäre Gesteine: Dolomite, Sandsteine, Schiefer und Kalke, die teilweise zum Einbau einer erhöhten Sicherung führten.

Der Grossteil der Ausbruchsarbeiten erfolgte im Sprengvortrieb. Zur Sicherung der Stollen wurden meist 7 cm Spritzbeton SC4 mit Stahlfasern auf 100–180° und versetzt angeordneten 2–3 St. Reibrohrankern der Länge 2,10–3,0 m im Abstand von 1,0–1,5 m eingebaut. Die Sohle bestand aus 10 cm Unterlagsbeton C20/25.

Die KWO wendet die Philosophie der dynamischen Projektführung an [1]. Konsequenter wird hinterfragt, ob es nicht noch eine einfachere (kostengünstigere) Lösung gibt, die die verlangte Funktion gerade noch erfüllt [2]. Damit einfachere Lösungen umgesetzt werden können, ist die KWO auch bereit, Risiken einzugehen. So wurde unter Kenntnis des Verhaltens des Gebirges aus über 60 Jahren Betrieb und

The remainder of the schedule was primarily dictated by the two drainage procedures. During the first drainage procedure, the connections were created and sealed again to enable continued operation of the existing system. The second drainage procedure was used to open the connections and thus allow the subsequent operation of both systems.

3.3 Break-out of the Tunnels

The major advantage when constructing a parallel headrace system is the very good knowledge of the geology that was gained during the construction of the existing system. This meant that there were no surprises. In addition, this also meant that the plants were created on good, solid building ground. In the case of Handeck, the plants are located on central Aare granite, which requires a relatively low level of support for the purpose of underground construction. The plants at Innertkirchen are mainly situated in Innertkirchen crystalline, composed of largely homogeneous granite gneisses. Only the tailrace tunnel passed through sedimentary rock: dolomites, sandstones, shales and limestones, some of which required additional support for installation.

The majority of the excavation work took the form of drill and blast tunnelling. In most cases, 7 cm of SC4 shotcrete with steel fibres was used at 100–180° in order to support the tunnels and 2–3 offset friction bolt anchors measuring 2.10–3.0 m in length were installed at intervals of 1.0–1.5 m. The invert consisted of 10 cm of C20/25 base concrete.

KWO applies the philosophy of dynamic project management [1]. This involves continuously asking whether there might not be a simpler (more cost-effective) solution that still fulfils the necessary function [2]. KWO is also willing to take risks to ensure that simpler solutions could be imple-

Upgrading the Handeck 2 and Innetkirchen 1 Power Plants • Construction of a Parallel Water Power-System

der immer möglichen Interventionsmöglichkeit in den Zugangstollen auf die Verkleidung und den Sohlenbeton verzichtet. Anders in den wasserführenden, nicht gepanzerten Stollen: Hier wurden 7 cm Spritzbeton SC6 aufgebracht, weil die ständige Interventionsmöglichkeit fehlt.

3.4 Ausbruch der Schächte

Der Zuschlag zur Ausführung der Aufwertung KW Handeck 2 ging an eine Unternehmervariante zur Linienführung des Parallelschachts. Anstelle einer kontinuierlichen Steigung schlug der Unternehmer die Aufteilung in einen flachen und einen steilen Teil vor. Da die Gesamtkosten inklusive Stahlwasserbau mit dieser Variante günstiger ausfielen, erhielt er den Auftrag. Der Schacht wurde unter Nutzung einer Alimak-Schienenkletterbühne erstellt (Bild 3). Es handelt sich dabei um eine Arbeitsbühne, die an einer Schiene im Firstbereich des Schachts entlangfährt. Die nötigen Medien (Wasser und Druckluft) sind in der Alimak-Schiene geführt. Einzig die Elektroleitung befindet sich auf einer separaten Bobine und wird mit der Aufbruchbühne mit- oder zurückgezogen. Dadurch sind die Versorgungsleitungen während der Sprengung geschützt. Die Bewetterung des Vortriebs erfolgte über die Druckluftleitung in der Schiene und einen zusätzlichen Luftbeschleuniger am Fuss des Schachts. Nach

menting. Applying its knowledge of the behaviour of the mountains acquired from over 60 years of operation and given the option of intervening in the access tunnels at any time, it therefore decided to omit both the concrete for the invert and the lining. A different approach was taken in the water-bearing tunnels not featuring cladding: 7 cm of SC6 shotcrete was applied to these tunnels as they do not feature the option of making interventions at any time.

3.4 Excavation of the Shafts

The commission for upgrading the Handeck 2 power plant was awarded to a contractor who provided a variant for the alignment of the parallel shaft. Instead of a continuous incline, the contractor proposed dividing this into a flat section and a steep section. As this variant ensured lower total costs including hydraulic steel lining, the contractor was commissioned with the order. The shaft was created using an Alimak raise climbing platform (Fig. 3). This is a working platform that moves along a rail in the ridge area of the shaft. The necessary media (water and compressed air) are conveyed along the Alimak rail. Only the electrical line is located on a separate bobbin – it is then drawn forwards or backwards together with the excavation platform. This ensures that the supply lines are protected during blasting.



3 Alimak-Schienenkletterbühne im «Bahnhof» am Schachtfuss Handeck
Alimak raise climbing platform in the 'station' at the bottom of the shaft in Handeck

Quelle/credit: KWO

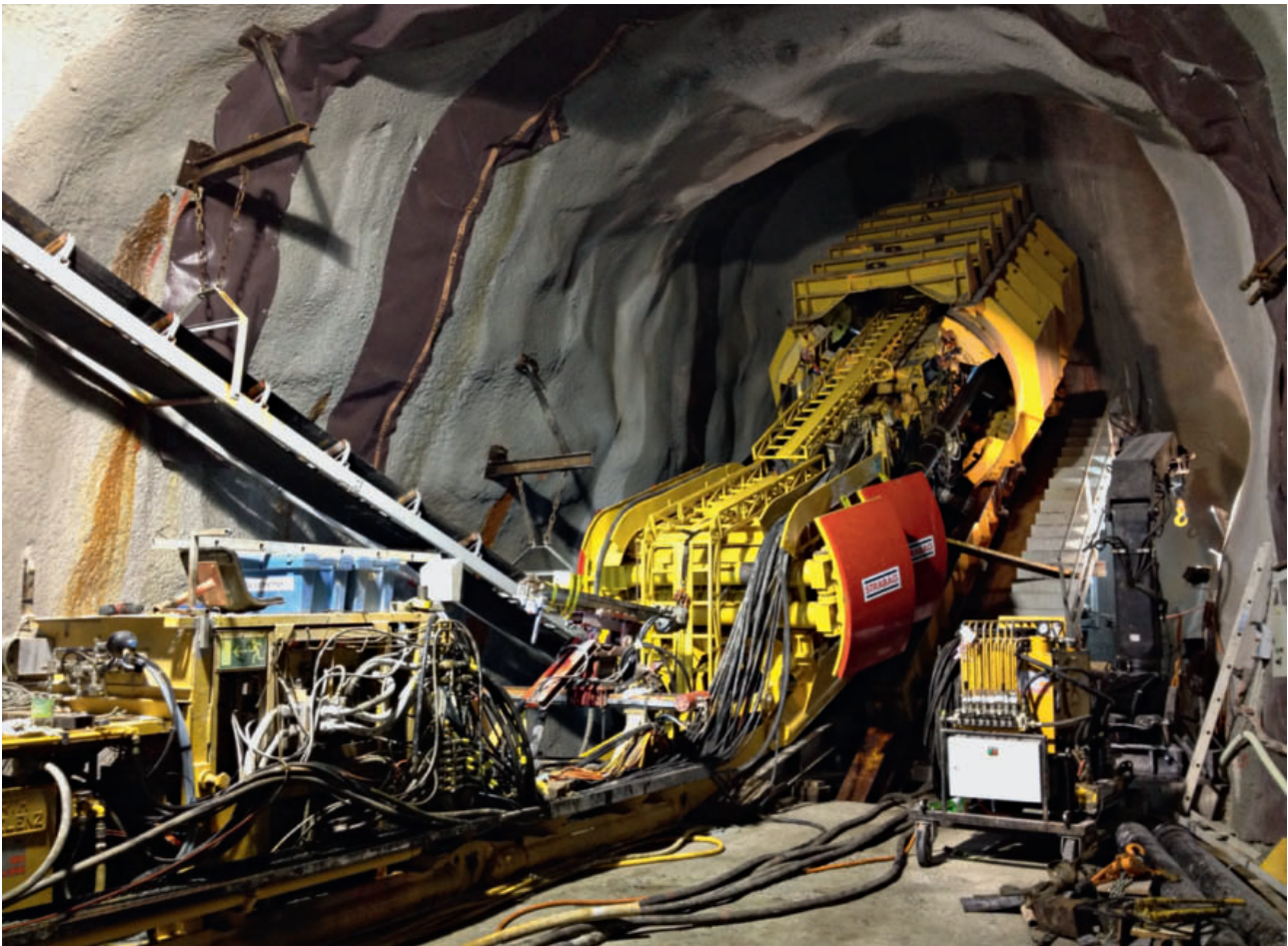
Aufwertung KW Handeck 2 und Innertkirchen 1 • Bau eines parallelen Triebwassersystems

der Fahrt zur Ortsbrust wurde der nächste Abschlag von 1,50 m von Hand mit Druckluftbohrhämmer mit Bohrstütze gebohrt und patroniert geladen. Anschliessend wurde die Arbeitsbühne zum Schachtfuss zurückgezogen und die Sprengung gezündet. Die Sprengung war so ausgelegt, dass im Maximum faustgrosse Steine übrig blieben, die ab Schachtfuss mit Tunnellader geschuttert werden konnten. Pro Schicht wurden ein bis zwei Abschläge gesprengt. Die durchschnittliche Leistung betrug rund 22 m/Wo.

Der Parallelschacht Innertkirchen wurde mit einer Hartgesteins-Gripper-Tunnelbohrmaschine der Fa. Wirth (TB I 260/292 H «Bannalp»), Baujahr 1969/1976, Bohrdurchmesser 3,10 m, mit einer Antriebsleistung von 320 kW und einer Vorschubkraft von 3150 kN aufgeföhren (Bild 4). Die Sicherung bestand nach Vorschlag des Unternehmers aus Netz K131 und Reibrohrankern L = 1,20 m, die im L2 aufgebracht wurden. Die Schutterung erfolgte in der Flachstrecke im Gleisbetrieb. In der Steilstrecke wurde das Bohrgut unter Wasserzugabe in der Sohle in einer Stahlrinne abgeschwemmt. In der Schachtfusskaverne erfolgte die Separierung von Bohrgut und Wasser. Das Bohrgut wurde mittels Förderband in ein Silo gefördert und mit Dumpfern aus dem Stollen transportiert. Die erreichten Leistungen lagen

The drive was ventilated via the compressed-air line in the rail and an additional air accelerator at the bottom of the shaft. After reaching the face, the next round of 1.50 m was drilled by hand using pneumatic drill hammers with jacklegs and then loaded with cartridges. The working platform was then drawn back to the bottom of the shaft and the blast was ignited. The blast was designed such that the remaining stones would be no larger than fist-sized and could be cleared from the bottom of the shaft using tunnel loaders. One to two rounds were blasted per shift. The average progress made was around 22 m per week.

The Innertkirchen parallel shaft was driven with a hard rock gripper tunnel boring machine made by Wirth (TB I 260/292 H 'Bannalp'), year of construction 1969/1976, bore diameter 3.10 m, with a drive output of 320 kW and a thrust force of 3,150 kN (Fig. 4). As proposed by the contractor, the cavity was supported with K131 netting and friction bolt anchors that featured a length of 1.20 m and were installed in L2. In the flat section, the clearing process was performed via the tracks. In the steep section, the drill cuttings were washed away into a steel gutter by feeding in water at the level of the invert. The drill cuttings and water were separated in the cavern at the bottom of the shaft. The drill cuttings



4 Umbau Tunnelbohrmaschine von Flach- auf Steilstrecke in Schachtfusskaverne Innertkirchen

Conversion of tunnel boring machine from flat section to steep section in the cavern at the bottom of the shaft in Innertkirchen

Upgrading the Handeck 2 and Innertkirchen 1 Power Plants • Construction of a Parallel Water Power-System

im Durchschnitt in der Flachstrecke bei 12,20 m/AT und 8,30 m/AT in der Steilstrecke.

3.5 Ausbruch und Rohbau Zentralen

Die beiden Zentralen sind in Aussehen und Abmessung sehr ähnlich. Der Ausbruch erfolgte im Sprengvortrieb. Ab Ende Zugangsstollen wurde jeweils ein Stollen zur Kalotte steigend und anschliessend die Kalotte ausgebrochen, gesichert und verkleidet. Zur Sicherung wurden systematisch im Abstand von 1,4 m Mörtelanker Ø 25 mm, L = 8,00 m, Schutzstufe 0 und Reibrohranker L = 6,00 m und 10 cm Spritzbeton SC4 mit Stahlfasern eingebaut. Die Verkleidung besteht aus einem aussenliegenden Bewehrungsnetz K335, 22 cm Spritzbeton SC6 in zwei Lagen, einem Spezial-Bewehrungsnetz Ø 12 mm quer und längs im Abstand 150 mm und 8 cm Spritzbeton SC6. Zum seitlichen Abschluss des Gewölbes wurden Kalottenaufleger erstellt, die mit vorfabrizierten Körben bewehrt sind. Anschliessend wurde die Strosse ausgebrochen, mit Mörtelanker Ø 28 mm, L = 8,00 m Schutzstufe 1, Abstand 2,4 m und 13 cm Spritzbeton SC4 mit Stahlfasern gesichert und mit Bewehrungsnetz K335 und 7 cm Spritzbeton SC6 verkleidet. Ausbruch, Sicherung und Verkleidung der Kavernen dauerten jeweils rund elf Monate (Bild 5).

Der Nachteil von Sprengarbeiten in der Nähe von im Betrieb stehenden Anlagen sind die Erschütterungen. Diese wurden denn auch an den empfindlichen Anlagen überwacht. Bei Überschreitung der zulässigen Alarmwerte mussten die Unternehmer mittels Sektorzündung, Teilabschlägen, verkürzten Abschlagslängen oder Sprengen mit reduzierten Lademengen die Einwirkungen senken. Für diese Massnahmen waren Zuschläge zum Sprengausbruch als Globalen ausgeschrieben. Einzig bei der Erstellung des Verbindungsstollens zwischen den Zentralen in Innertkirchen mussten die laufenden Maschinen kurzzeitig ausgeschaltet werden. Näheres zur Überwachung der Erschütterungen ist im Bericht unter [3] beschrieben.

Kurz nach dem vollständigen Ausbruch wurden die Kavernen mit dem Rohbau der Zentralen wieder aufgebaut und dabei Turbinengehäuse, Ringleitung, Generatorgehäuse und Trafoblock einbetoniert (Bild 6). Die Herausforderung lag dabei vor allem in den begrenzten Platzverhältnissen. Die Rohbauarbeiten dauerten jeweils rund ein Jahr.

3.6 Zusammenschlüsse

Das bestehende und das neue System wurden an mehreren Orten miteinander verbunden. Sei es, dass das Wasser über den bestehenden Einlauf ins neue System gelangt und auch wieder hinaus kann, oder aus hydraulischen Gründen zur Reduktion der Reibungsverluste und damit die bestehenden Wasserschlösser mitbenutzt werden konnten. Für die Erstellung dieser Zusammenschlüsse musste das bestehende System entleert werden. Da der Abschluss des Räterichsbodensees nicht direkt beim Einlauf liegt, musste auch dieser entleert werden. Gemäss Terminvorgabe mussten die Zusammenschlüsse vom 17. November 2014 bis 27. Februar



Quelle/credit: KWO

5 Ausgebrochene, gesicherte und verkleidete Nebenkaverne in Innertkirchen

Broken out, supported and lined side cavern in Innertkirchen

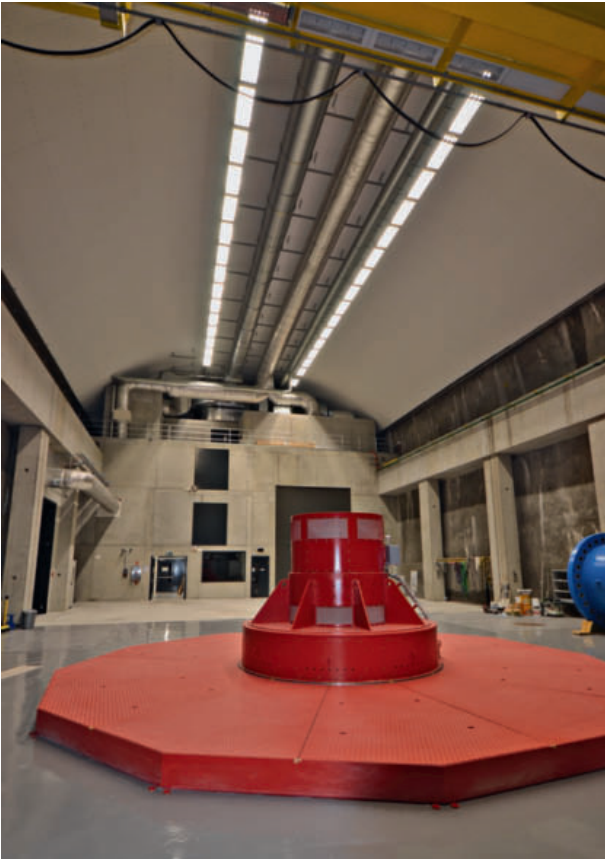
were moved to a silo via a conveyor belt and transported out of the tunnel using dumpers. On average, the progress that was made amounted to 12.20 m per working day in the flat section and 8.30 m per working day in the steep section.

3.5 Excavation and Tunnel Construction for the Power Caverns

Both power caverns are very similar in terms of their appearance and their dimensions. Excavation was performed by means of drill and blast tunnelling. At the end of the access tunnel, a tunnel up to the top heading was broken out, supported and lined each time, with the same procedure subsequently being performed for the top heading. For the purpose of support, grout anchors featuring a diameter of 25 mm, a length of 8.00 m and a protection rating of 0, friction bolt anchors featuring a length of 6.00 m and 10 cm of SC4 shotcrete with steel fibres were systematically installed at intervals of 1.4 m. The lining consists of an external K335 reinforcement wire mesh, 22 cm of SC6 shotcrete in two layers, a special reinforcement wire mesh with a diameter of 12 mm positioned lengthwise and crosswise at intervals of 150 mm, and 8 cm of SC6 shotcrete. Top heading abutments were created at the side closure of the vault and reinforced with pre-fabricated cages. The bench was subsequently broken out, supported with grout anchors featuring a diameter of 28 mm, a length of 8.00 m, protection grade 1, a clearance of 2.4 m and 13 cm of SC4 shotcrete with steel fibres, and lined with K335 reinforcement wire mesh and 7 cm of SC6 shotcrete. The break-out, support and lining of the caverns took around eleven months in each case (Fig. 5).

The disadvantage of performing blasting work in the vicinity of plants that are in operation relates to the vibrations. These were therefore also monitored on the sensitive plants. If the permissible alarm values were exceeded, the contractors had to lessen the effects by means of sector ignition, partial rounds, shortened round lengths or blasting with reduced load quantities. With regard to these measures, commis-

Aufwertung KW Handeck 2 und Innertkirchen 1 • Bau eines parallelen Triebwassersystems



Quelle/Credit: KWO

6 Fertige Nebenkaverne Innertkirchen mit 150-MW-Pelton-Maschine
Completed side cavern in Innertkirchen with 150 MW Pelton machine

2015 erstellt und wieder verschlossen werden, sodass das bestehende System wieder in Betrieb gehen konnte. Allen Beteiligten war klar, dass dies die Hauptherausforderung sein würde.

Ein Jahr vor Baubeginn der Zusammenschlüsse wurden in Koordinationssitzungen mit Bauunternehmer, Stahlwasserbauer, Planer und Bauherr die technischen Aspekte und die Bauabläufe im Detail besprochen. Das Ziel war ein aufeinander abgestimmter Bauablauf, der mit grösster Wahrscheinlichkeit die Einhaltung der Termine garantiert. Leider passten die werkvertraglich vereinbarten Pönaltermine nicht immer zur gefundenen Lösung. Je nachdem beharrte der eine oder andere Unternehmer auf seinem für ihn günstigen Pönaltermin. Eine Einigung war nicht abzusehen. Aus diesem Grund verzichtete die KWO auf die Einhaltung der pönalen Zwischentermine und bestand lediglich auf dem Endtermin der Entleerung.

Nachfolgend wird am Beispiel der Verbindung der Druckschächte Handeck ein solcher Bauablauf näher erläutert.

3.6.1 Verbindung Druckschächte Handeck

Rund 19 m vor der Nebenkaverne Handeck zweigt die 65 m lange Verbindung vom Parallelschacht ab und steigt

sions for blast break-out were issued on a global level. The machines that were in operation only had to be switched off briefly while the connecting tunnel between the control centres in Innertkirchen was being created. For more information on the monitoring of the vibrations, see the report under [3].

Shortly after the complete excavation, the caverns were equipped with the necessary concrete structures and the turbine housing, ring main, generator housing and transformer block were encased in concrete (Fig. 6). The main challenge in this regard was posed by the limited space. This phase lasted around a year in each case.

3.6 Connections

The existing system and the new system were connected to one another in multiple locations. This was done to ensure that the water can enter and exit the new system via the existing inlet in the Räterichsboden reservoir, for hydraulic reasons so as to reduce the friction losses and to enable the use of the existing surge tanks. The existing system had to be drained in order to create these connections. As the closure valve of the Räterichsbodensee is not positioned directly at the waterintake, the reservoir had also to be drained. In accordance with the specified deadlines, the connections had to be created and sealed again between 17 November 2014 and 27 February 2015 to enable the existing system to re-enter in operation. It was clear to all those involved that this would be the main challenge.

One year prior to the start of the construction of the connections, the technical aspects and the construction schedules were discussed in detail in co-ordination meetings with the construction contractor, hydraulic steelwork constructor, designer and client. The objective was a mutually co-ordinated construction workflow that would ensure maximum probability of adherence to deadlines. Unfortunately, the contractually agreed intermediate penalty deadlines were not always suitable for the solution that had been reached. Depending on the situation, individual contractors insisted on retaining the penalty deadline that was to their advantage. There did not appear to be any way to reach an agreement. For this reason, KWO did not demand adherence with the intermediate penalty deadlines and insisted only on the final deadline for the drainage procedure.

A construction workflow of this nature is described in greater detail below, based on the example of connecting the pressure shafts at Handeck.

3.6.1 Connecting the Pressure Shafts at Handeck

Around 19 m upstream of the new cavern at Handeck, the 65 m long connection branches off from the parallel shaft and climbs at a continuous gradient of 16.6% to the existing pressure tunnel between Handeckfluh and Handeck. The connection features cladding along its entire length (diameter 1.5 m) and connects to the existing pressure line

Upgrading the Handeck 2 and Innetkirchen 1 Power Plants • Construction of a Parallel Water Power-System

mit kontinuierlichem Gefälle von 16,6% zum bestehenden Druckstollen Handeckfluh–Handeck. Die Verbindung ist auf der ganzen Länge gepanzert (\varnothing 1,5 m) und schliesst mit einem T-Stück an die bestehende Druckleitung an. Ungefähr in der Mitte der Verbindung ist eine Kammer angeordnet, die den Zugang zum Ausbaurohr ermöglicht, das im Revisionsfall (Separierung der beiden Druckschächte) durch einen Druckdeckel ausgetauscht werden kann.

Die Planung sah vor, bis zum Beginn der Systementleerung Zugangsstollen, Kammer und Verbindungsstollen Richtung Parallelschacht fertig und den Stollen Richtung bestehendes System bis 10 m vor die Druckleitung auszubrechen. Mit entleertem System war der schonende Ausbruch rund um die bestehende Panzerung auszuführen. Die Panzerung musste 50 cm vorstehen, sodass der Stahlwasserbauer das T-Stück anbauen konnte. Zum Schluss war die Panzerung zu hinterfüllen, der Innen-Korrosionsschutz zu erstellen und die Verbindung mit dem Druckdeckel zu verschliessen.

Am 10. November 2014 um 7 Uhr war es so weit: Die Arbeiten bis zur Entleerung waren programmgemäss ausgeführt, das bestehende System war entleert und die Verfügungserlaubnis an die Projektleitung erteilt. Als erster Schritt trennte der Stahlwasserbauer drei Probestücke aus der bestehenden Panzerung und führte zwei provisorische Rohrschnitte aus.

Die drei Probestücke wurden umgehend ins Labor der Schweisstechnischen Lehranstalt Magdeburg gebracht, um sie metallurgisch und auf die Schweissbarkeit zu untersuchen. Die Prüfung der Stahlqualität ergab, dass die Panzerung eine unlegierte Werkstoffqualität aufweist, ähnlich einem Baustahl S235. Die Schweisseignung wurde als beeinträchtigt beurteilt und führte zu Auflagen, die beim Schweissvorgang zu berücksichtigen waren. Prüfungsschweissungen zeigten, dass unter Einhaltung dieser Auflagen die Normen eingehalten werden konnten.

Damit war die Stahlqualität schlechter als angenommen und die Sicherheit bezüglich des Innendrucks konnte nach aktuellen Bemessungsvorgaben nicht nachgewiesen werden. Um das Gefüge Panzerungsblech–Hinterfüllbeton–Fels zu stärken und die Verformung bei maximalem Innendruck zu beschränken, wurde sowohl ober- wie auch unterwasserseitig im Bereich der freigelegten bestehenden Panzerung eine Bewehrung eingebaut, bestehend aus ringförmigen Armierungseisen \varnothing 40 mm, Abstand 100 mm.

Um das Risiko einer Rissbildung beim Schweissen der bestehenden Panzerung (gemäss Plan 12 mm) mit dem T-Stück (28 mm) zu verhindern, war geplant, Übergangsröhre von 50 cm mit 12 mm Wandstärke und aktueller Stahlqualität dazwischen einzubauen. Diese sollten erst nach den Rohrschnitten produziert werden, damit auf Unerwartetes (Ovalität, andere Blechstärke) reagiert werden konnte. Dies bewährte sich, wiesen doch die Probestücke eine Stärke von 14 mm auf.

with a T-piece. A chamber is positioned approximately in the middle of the connection to enable access to a removable penstock part; that, in case of reworking (separation of the two pressure shafts), can be replaced with a pressure cover.

According to the design, the excavation of tunnels and chambers for the connections were to be completed to a distance of 10 m away from the existing system before the drainage procedure started. With the system drained, the gentle break-out was to be performed all around the existing steel lining. The lining was to protrude a further 50 cm so that the hydraulic steelwork constructor could attach the T-piece. Finally, the steel lining was to be backfilled, internal corrosion protection was to be created and the connection to the pressure cover was to be sealed.

At 07:00 on 10 November 2014, it was time to put this into practice: the work steps up to the drainage procedure were performed as planned, the existing system was drained and the usage permit was issued to the project management. In an initial step, the hydraulic steelwork constructor separated three samples from the existing steel lining and created two provisional pipe cuts.

The three samples were taken immediately to the laboratory of the Schweisstechnischer Lehranstalt Magdeburg, a school of welding, for the purpose of metallurgical tests and to examine their welding capability. The steel quality tests showed that the steel lining featured an unalloyed material quality, similar to a structural steel known as S235. Its suitability for welding was rated as limited and led to the issuing of requirements that needed to be taken into account during the welding procedure. Test welding demonstrated that compliance with the standards could be achieved, provided that these requirements were observed.

This meant that the steel quality was worse than expected and could not be verified as safe in terms of the internal pressure according to the current measurement specifications. In order to strengthen the structure of the steel liner, the backfilling concrete and the rock, and also to limit the displacements under maximum internal pressure, a reinforcement was installed both upstream and downstream in the area of the exposed existing steel lining, consisting of ring-shaped armoring irons with a diameter of 40 mm fitted at a clearance of 100 mm.

In order to prevent the danger of a crack forming when welding the existing steel lining (12 mm according to the design) to the T-piece (28 mm), it was planned to install 50 cm transition pipes that featured a wall thickness of 12 mm and complied with the current steel quality. These were to be produced only after the pipe cuts so as to make it possible to react to any unexpected developments (oval shape, different sheet thickness). This turned out to be the right decision, as the actual thickness of the samples was 14 mm.

Aufwertung KW Handeck 2 und Innertkirchen 1 • Bau eines parallelen Triebwassersystems

Parallel dazu begann der Bauunternehmer mit den weiteren Ausbrucharbeiten. Mit Abschlagslängen von 2,0 m, 2x 1,5 m und 2x 1,0 m näherte er sich der getrennten Druckleitung bis auf zwei Meter. Alles verlief problemlos, bis bei der letzten Sprengung das lose Ende der bestehenden Panzerung auf einer Länge von 50 cm beulte. Sofort wurden die Optionen zwischen Bauherr, Bauunternehmer und Stahlwasserbauer besprochen. Da die Übergangsröhre noch in Produktion waren, konnte das obere um einen halben Meter verlängert werden. Zudem musste oberwasserseitig der Ausbruch rund um die Panzerung um 50 cm erweitert werden, weshalb der Bauunternehmer Zusatzschichten zum Zwei-Drittel-Betrieb einschaltete.

Wie geplant stellte der Bauunternehmer auf schonenden Ausbruch um. Von Hand oder mit dem Bohrjumbo wurden Löcher gebohrt und mit dem Darda-Spaltgerät der Fels abgetrennt (Bild 7). Termingerecht wurde der Ausbruch abgeschlossen und der Stollen an den Stahlwasserbauer für die Montage der Panzerung übergeben.

Der Stahlwasserbauer baute die Übergangsröhre, das T-Stück und die weiteren Rohre bis zur Kammer ein und verschweißte sie (Bild 8). Dabei arbeitete der Stahlwasserbauer wie geplant über Weihnachten und Neujahr durch.

Der Bauunternehmer installierte die Betonpump-, Injektions- und Entlüftungsleitungen, verlegte die Ringbewehrung und erstellte die Abschalung, sodass der SCC-Hinterfüllbeton C30/37 in drei Etappen eingebracht werden konnte. Die Abschalung war 4 m von der definitiven Wand der Kammer zurückversetzt, sodass Ungenauigkeiten zwischen den beiden Panzerungsenden auf der dazwischenliegenden freien Strecke ausgeglichen werden konnten. Durch die Optimierung der Betonieretappen und das Weglassen einer Zwischenabschalung konnte ein Vorsprung von vier Tagen erreicht werden.

While this was taking place, the construction contractor commenced the additional excavation work. Using round lengths of 2.0 m, 2x 1.5 m and 2x 1.0 m, the construction contractor moved to within two metres of the disconnected pressure line. This was performed without any problems until the final blast caused a bulge in the existing steel liner along a length of 50 cm. The client, construction contractor and hydraulic steelwork constructor immediately discussed the potential options. As the transition pipes were still in production, the top pipe could be extended by half a metre. The upstream break-out around the steel lining also had to be extended by 50 cm, prompting the construction contractor to make use of additional shifts with two-thirds operation.

As planned, the construction contractor switched to creating a gentle excavation. Holes were bored manually or using the drilling jumbo before being separated from the rock with the Darda rock splitter (Fig. 7). The excavation was completed on time and the tunnel was handed over to the hydraulic steelwork constructor for the installation of the steel lining.

The hydraulic steelwork constructor installed the transition pipes, the T-piece and the additional pipes up to the chamber and welded these (Fig. 8). In accordance with the plan, the hydraulic steelwork constructor worked on these tasks through Christmas and New Year.

The construction contractor installed the concrete pump lines, injection lines and ventilation lines, laid the ring reinforcement and created the formwork to enable the SCC C30/37 backfilling concrete to be applied in three stages. The formwork was set back 4 m from the definitive wall of the chamber, making it possible to use the free space between the two ends of the steel lining to compensate for any inaccuracies. Work proceeded four days ahead of schedule thanks to the optimisation of the concreting stages and the omission of intermediate formwork.



Quelle/credit: KWO

7 Schonender Ausbruch Verbindung Druckschächte Handeck mit dem Spaltgerät
Gentle excavation of the connection of the pressure shafts in Handeck using the rock splitter



Quelle/credit: KWO

8 In die bestehende Panzerung eingebautes T-Stück der Verbindung Druckschächte Handeck
T-piece for the connection of the pressure shafts integrated into the existing steel lining in Handeck

Upgrading the Handeck 2 and Innetkirchen 1 Power Plants • Construction of a Parallel Water Power-System

Der Stahlwasserbauer montierte daraufhin die noch fehlenden zwei Montageeinheiten der Panzerung und das Ausbaurohr und übergab an den Bauunternehmer. Der Bauunternehmer ergänzte den Hinterfüllbeton und übergab wieder an den Stahlwasserbauer. Dieser demontierte das Ausbaurohr und brachte den Innenkorrosionsschutz auf.

Der Zeitpunkt der Mantel- und Firstspaltinjektionen war im Vorfeld intensiv diskutiert worden. Die Injektionen sollten so spät wie möglich ausgeführt werden, um dem SCC-Beton möglichst viel Zeit zum Schwinden zu ermöglichen, und trotzdem so früh wie möglich, damit der Zement eine möglichst lange Erhärtungszeit hat. Die Einigung bestand im Abschluss der Injektionsarbeiten zehn Tage vor der Befüllung. Vier Tage vor Termin konnte die Projektleitung melden, dass die Verbindung fertig gestellt und verschlossen sei und das bestehende System wieder in Betrieb genommen werden könne (Bild 9).

4 Schlussbemerkung

Für die hier beschriebenen Arbeiten lagen die Herausforderungen weniger bei der Geologie als bei der interdisziplinären Zusammenarbeit und dem engen Terminrahmen. Durch die Bereitschaft aller Beteiligten zur konstruktiven Zusammenarbeit (unter grosszügiger Auslegung der Werkverträge) konnten für alle gute Lösungen gefunden und sämtliche Termine eingehalten werden. Die neuen Anlagen sind seit 16. August 2016 ohne nennenswerte Probleme im ordentlichen Betrieb. Durch die konsequente Anwendung der dynamischen Projektführung blieben auch die Kosten deutlich unter dem Kredit. Dafür gebührt allen Beteiligten ein grosser Dank.

Literatur/References

- [1] Biasiutti G., Fischlin D. (2013): Dynamische Projektführung – das Mittel zum kostengünstigen Bau von Wasserkraftwerken. «Wasser Energie Luft» – 105. Jahrgang, 2013, Heft 4
- [2] Stamm J., Kost M., Wildi T., Grand R. und Fankhauser A. (2016): Aufwertung der Kraftwerke Handeck 2 und Innetkirchen 1 – Realisierung von einfachen Lösungen im Kraftwerksbau. «Wasser Energie Luft» – 108. Jahrgang, 2016, Heft 3
- [3] Billeter P., Boss M. und Savary C. (2014): Erschütterungsüberwachung beim Bau von unterirdischen Wasserkraftwerken. Proc. 17. Symp. Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen, EMPA Dübendorf/Hrsg. Ziegler Consultants



Quelle/credit: KWO

9 Fertiggestellte Verbindung Druckschächte Handeck mit eingebautem Deckel als Abschluss zum bestehenden System
Completed connection of the pressure shafts in Handeck with integrated cover as abutment to the existing system

The hydraulic steelwork constructor then fitted the two missing installation units for the steel lining along with the removable pipe before handing over to the construction contractor. The construction contractor added the backfilling concrete, with the hydraulic steelwork constructor then taking over once more to remove the removable pipe and apply the internal corrosion protection.

The time at which the skin and ridge cleft injections were to be performed was the subject of intensive discussion in advance. The injections were to be performed as late as possible in order to give the SCC concrete as much time as possible to shrink, and yet as early as possible to ensure the longest feasible curing time for the cement. It was agreed that the injection work would be completed ten days prior to filling. Four days before the deadline, the project management was able to report that the connection had been completed and sealed and that the existing system could be operated once more (Fig. 9).

4 Conclusions

The challenges posed by the work described here related less to geology than to interdisciplinary co-operation and the tight schedule. As all those involved were prepared to work together in a constructive manner (assisted by the generous stipulations in the contracts), it was possible to identify good solutions in all cases and to meet every single deadline. The new plants have been in regular operation since 16 August 2016 without any notable problems. The consistent application of dynamic project management even ensured that the costs were considerably less than the credit that had been obtained. All participants are therefore owed a great debt of thanks.

Anne Kathrine Kalager, MSc Geology/Project Manager, Bane NOR – Follo Line Project, Oslo/NO
 Fredrikke Syversen, MSc Geology/Site Manager, Bane NOR – Follo Line Project, Oslo/NO

The Follo Line Project

Norway's Longest Railway Tunnel

Stretching from Oslo to the city of Ski, a new railway line with a 20 km long hard rock tunnel is being constructed by Bane NOR. Over a distance of 18.5 km the main part of the tunnel is currently being excavated by four double shield TBMs (tunnel boring machines) with the largest diameter ever bored in Norway. This paper describes the high demands, the complexity and the methods for executing the longest railway tunnel to date in the Nordic countries.

1 Introduction

The Follo Line is a new 22 km long double-track railway line under construction between Oslo Central Station and the city of Ski. The project is divided into four sub-projects, as shown in Fig. 1. The main part of the project consists of a 20 km long hard rock tunnel, which will be the longest railway tunnel in the Nordic countries to date.

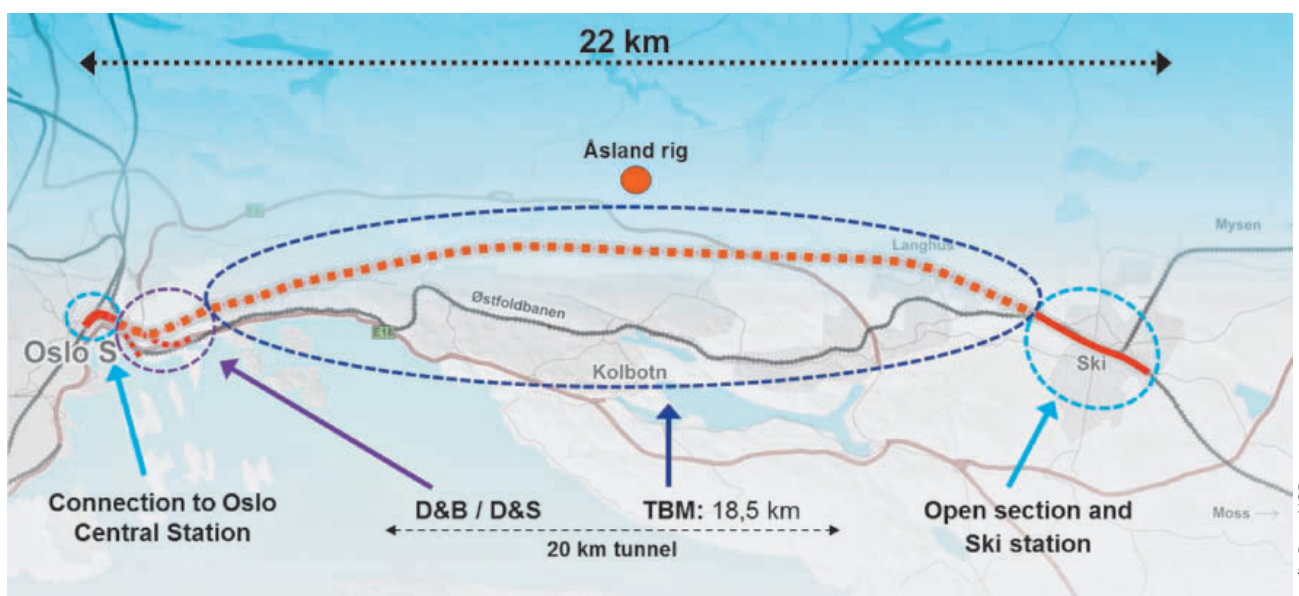
The Østfold Line is the existing double-track railway line running between Oslo Central Station and Ski serving 12 local stations. The new Follo Line will offer a direct service without stops between Oslo Central Station and Ski and reduce the travel time from 22 minutes to eleven minutes. After completion of the Follo Line at the end of 2021, these two railway lines will more than double the capacity for train transport in the region south-east of Oslo.

At the north end of the tunnel, the Follo Line will be connected to Oslo Central Station. To avoid conflicts with other inbound and outbound tracks at this busy railway station,

and to allow preservation of relics from the 12th to the 16th century, the existing Østfold Line will be relocated. At the south end of the tunnel, the new Follo Line will be constructed as an open section over a distance of 1.5 km before it connects to the station in the city of Ski. Within the open section, another relocation of the existing Østfold Line will be performed in addition to the construction of two connection tracks between the relocated Østfold Line and the new Follo Line. This is to secure necessary flexibility for future traffic management. An enlargement and total reconstruction of the station at Ski is also part of the project.

2 Tunnel Concept and Design Criteria

When the Follo Line Project is completed, it will fulfil safety and maintenance requirements for a frequently travelled high-speed railway line in addition to uptime requirements of 99.6% to ensure reliable traffic handling. The tunnel will be built with two separate single-track tubes and comply with European safety requirements for long tunnels, with



1 The Follo Line between Oslo Central Station and the city of Ski

Das Follo-Line-Projekt

Norwegens längster Eisenbahntunnel

Zwischen Oslo und der Stadt Ski baut Bane NOR eine neue Eisenbahnstrecke mit einem 20 km langen Tunnel durch Hartgestein. Der Hauptteil des Tunnels, der sich über eine Länge von 18,5 km erstreckt und den bislang grössten in Norwegen gebohrten Durchmesser aufweist, wird zurzeit mittels vierer Doppelschild-TBM gebohrt. Dieses Paper beschreibt die hohen Anforderungen und die Komplexität dieses Projekts sowie die Techniken, die bei der Errichtung des bis dato längsten Eisenbahntunnels Nord-europas angewendet werden.

Die neue zweigleisige Strecke spielt eine wesentliche Rolle im Ausbau des Fernverkehrs südwärts der Hauptstadt. Die Einschränkungen, die sich durch die Nähe zu empfindlichen städtischen Infrastrukturen ergeben, erfordern höchste Präzision und Fachkenntnis bei der Umsetzung. Folglich wird das Projekt unter Anwendung einer Kombination verschiedener Techniken durchgeführt, wie dem Aushub durch Bohren und Spalten, dem Sprengvortrieb und dem TBM-Vortrieb. Diese neuen Techniken und Lösungen machen das beschriebene Projekt zu einem Vorzeigeprojekt für den zukünftigen Ausbau des Eisenbahnverkehrs in der Region.

Le projet de la ligne Follo

Le plus long tunnel ferroviaire de Norvège

Bane NOR construit actuellement une nouvelle ligne ferroviaire comprenant un tunnel de 20 km creusé dans une roche dure et destinée à relier Oslo à la ville de Ski. Sur une distance de 18,5 km, soit la plus grande partie de ce tunnel, les travaux de forage sont assurés par quatre tunneliers (TBM) à double bouclier. Il s'agit là du plus grand diamètre jamais percé en Norvège. Cet article décrit à la fois les exigences sévères liées à ce projet, la complexité de la mission et les méthodes employées pour réaliser le plus long tunnel ferroviaire dans l'histoire des pays nordiques.

Cette nouvelle ligne ferroviaire à double voie constitue un volet majeur dans le développement des liaisons intercity au sud de la capitale. Les restrictions applicables aux sites proches d'infrastructures urbaines sensibles requièrent le plus haut niveau de précision et de savoir-faire en termes d'exécution des travaux. C'est pourquoi le projet met en œuvre un ensemble de méthodes d'excavation telles que le forage et la fragmentation, l'abattage à l'explosif et les TBM. À travers ses méthodes et solutions novatrices, ce projet fait figure de modèle pour les futurs plans de développement du ferroviaire dans la région.

Il progetto della linea ferroviaria Follo Line

Il tunnel ferroviario più lungo della Norvegia

Bane NOR sta costruendo una nuova linea ferroviaria da Oslo alla città Ski, caratterizzata da una galleria di 20 km scavata nella roccia dura. La parte principale della galleria, per una distanza di 18,5 km, è attualmente in corso di scavo con quattro TBM a doppio scudo con il diametro più grande mai perforato in Norvegia. Questo documento descrive i requisiti elevati, la complessità e i metodi per l'esecuzione della più lunga galleria ferroviaria mai realizzata finora nei Paesi settentrionali.

La nuova linea ferroviaria a doppio binario forma una parte importante dello sviluppo delle ferrovie intercity a sud della capitale. I vincoli relativi alle ubicazioni vicine a infrastrutture urbane sensibili richiedono un'esecuzione con il massimo livello di precisione e competenza. Di conseguenza, il progetto è eseguito usando metodi di scavo combinati, quali perforazione e fenditura, perforazione ed esplosione e TBM. Con questi nuovi metodi e queste soluzioni innovative, il progetto offre un modello per i futuri sviluppi dei progetti ferroviari nella regione.

cross-passages every 500 m. The cross-passages will be used both for the installation of the railway system equipment and as escape routes. The line will be designed for speeds of up to 250 km/h and with a tunnel life expectancy of a minimum of 100 years.

3 Geological and Hydrogeological Conditions

The average overburden of the tunnel is approximately 80 m, with variations of between 5 and 170 m.

The rocks within the project area consist predominantly of Precambrian gneisses with banding and lenses of amphibolite and pegmatite. In addition, several generations of intrusions occur, and some of these can be followed over distances of up to 15 km along the tunnel alignment. Sedimentary shale occurs in the northern part of the tunnel close to Oslo Central Station.

Generally the rock mass is quite homogenous and competent, with moderate jointing. Two main joint sets oriented

NNW–SSE and E–W are consistent along the tunnel alignment. In some areas the rock stresses are high, measuring up to 24 MPa horizontally and 12 MPa vertically. Laboratory tests show that the rock mass is abrasive and hard. The Drilling Rate Index (DRI) values are in the categories Moderate, Low and Very low, with a mean value of 38 DRI, and the Cerchar values (Cerchar abrasivity index – CAI) are in the categories Very abrasive and Extremely abrasive, with a mean value of 4 CAI. The uniaxial compressive strength is in the categories High, Very high and Extremely high, with a mean value of 150 MPa.

The Precambrian gneisses are folded in sharp isoclinal folds, and they expose a clear foliation. Weaker layers of the gneiss are fractured and have been more exposed to erosion during several glacial periods. This has resulted in long, prominent ridges and valleys. These valleys are filled with thick layers of marine sediment, mostly clay or silty clay. The maximum groundwater level is close to the surface, which means about 160 m above the tunnel level in some areas. The hard rock formations in Norway have a very low porosity. Hence, the groundwater flow in the rock mass is mostly restricted to fissures and fractured zones. The hydraulic conductivity, which depends on the fracture pattern and the degree of fracturing, is generally low. This does not apply to fractured zones that may act as “drainage channels”. Any leakage into the tunnel through these fractured zones will result in lowering the pore pressure in the sediment above the tunnel, and cause buildings founded directly on the sediment to settle. Some of the areas above the tunnel are densely populated. Thus, strict leakage limits have been defined for the tunnel

in order to avoid settlement, which could lead to potential damage to buildings and infrastructure as well as loss of valuable humidity-dependent vegetation.

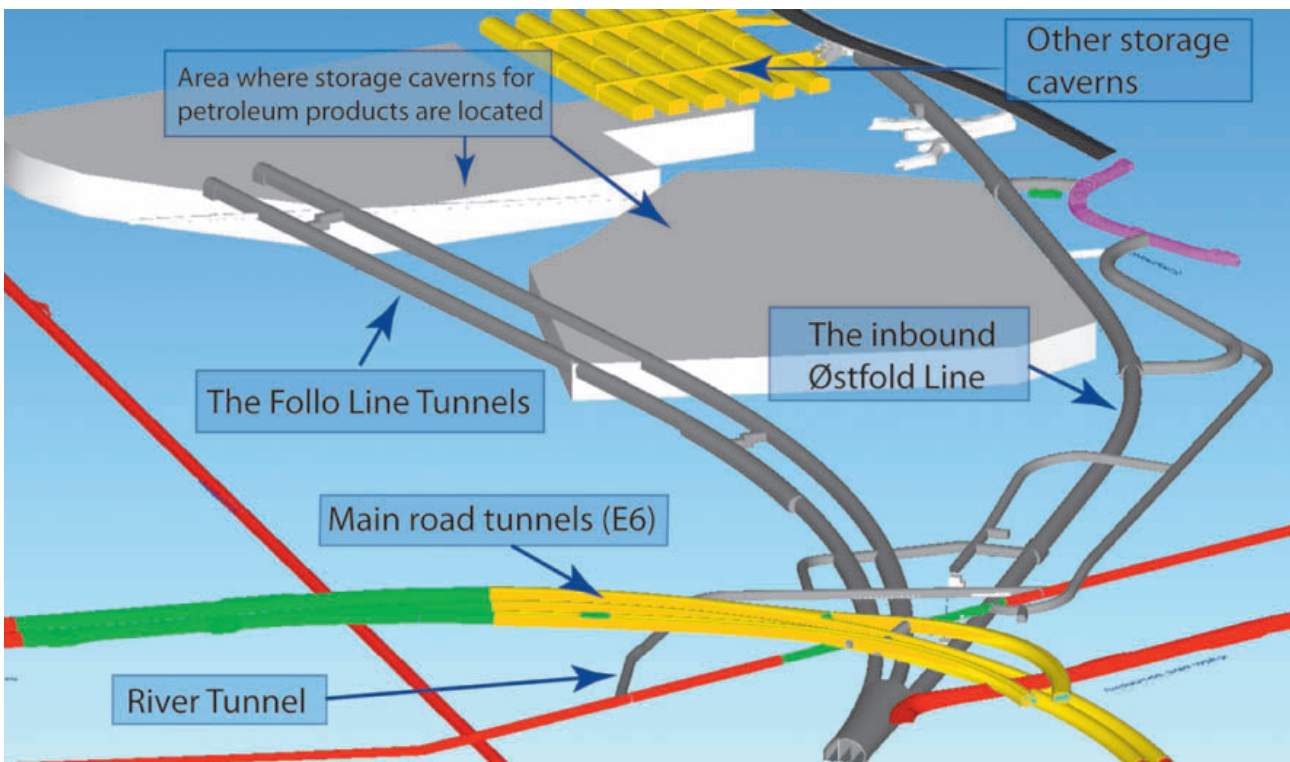
Some groups of fractured zones intersect the tunnel alignment. The thicknesses of these zones are mostly between 1 and 5 m and seldom more than 10 m.

4 Implementation of a Monitoring System

One of the success criteria for the excavation of the tunnel is to avoid leakage into the bored tunnels and settlement of buildings above. In an early phase of the project an extensive hydrogeological monitoring system was established to register normal differences of the pore pressure throughout the year. The registration of the pore pressure is done by continuous digital recording.

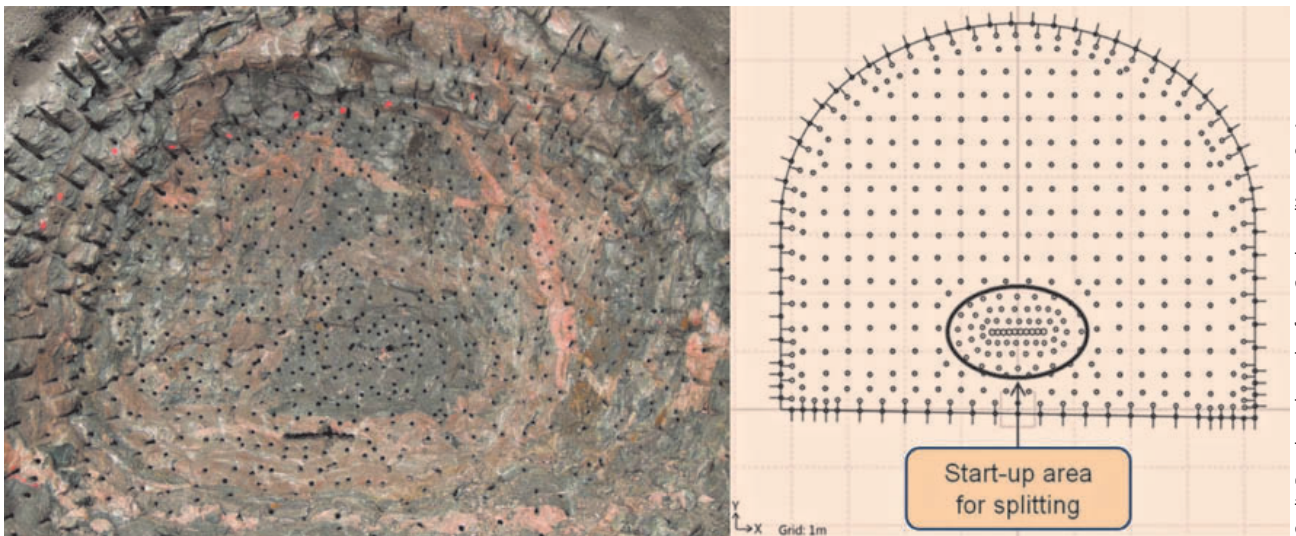
All the buildings within a defined influence area have been inspected. Bolts were installed at each corner of all the buildings, enabling monitoring of settlement before and during the construction period.

All the monitoring will provide an early warning in case of water ingress, reduction of pore pressure or development of settlement during the construction process. Necessary mitigation will be implemented to prevent damage to buildings. To limit the amount of water ingress into the tunnel, systematic pre-grouting is mandatory for the excavation in very sensitive areas. Infiltration wells will also be installed



2 The complexity of the existing tunnels and the new Follo Line tunnels in the northern part of the project; grey tunnels = future tunnels as a part of the Follo Line Project, coloured tunnels = existing tunnels

Credit: Bane NOR



Credit: Based on a bore plan from Condotte d'Acqua S.p.A.

3 Preparation for drill and split

and operated for short periods in these areas, to prevent lowering of the pore pressure until any leaks are stopped.

5 Challenges Regarding Existing Infrastructure

In the northern part of the tunnel section, both the Follo Line and the relocated Østfold Line are located close to other existing tunnels, caverns and sensitive installations. The excavation of both the two Follo Line tunnels and the inbound Østfold Line tunnel must be performed with great care as they cross under one of the existing main road tunnels. The distance between the top of the future railway tunnels and the invert of the existing road tunnels is 4 to 4.5 m. A river tunnel located under the road tunnel is required to be relocated before the excavation of the railway tunnels can commence. South of the area where the existing road tunnels and the future railway tunnels will cross, the relocated inbound Østfold Line tunnel and the two new Follo Line tunnels will pass close to caverns and installations for storage and distribution of petroleum products. This complexity of the tunnel systems is shown in Fig. 2.

6 Excavation Methods for the Tunnels

6.1 The Northern Part of the Tunnel

Careful consideration was required regarding the selection of excavation methods to ensure a safe crossing of the existing main road tunnels. These decisions also had to comply with the strict requirements regulating the limits of vibration when passing in the vicinity of storage caverns for petroleum products. After consideration of the different possible excavation methods, and due to limited space for the start-up of a TBM in this area, it was decided to excavate the tunnel for the inbound Østfold Line with a combination of drill and blast and drill and split.

Applying the drill and split method, a grid of 2 m long holes is bored into the tunnel face. Subsequently the rock is split

by hydraulic wedges. The distance between the holes is approximately 0.4 m, and the number of holes may be as many as 500 on a 70 m² cross section (see Fig. 3). This method ensures a careful excavation of the rock with the downside of a slow advance rate of approximately 1 m per day only.

Due to limited space and restrictions relating to ongoing construction works at Oslo Central Station, launching TBMs from the northern end of the tunnel was not considered feasible. Considerations on use of the TBMs approaching from the south revealed major risk exposures associated with the schedule since such excavation was identified as being on the critical path and would need to occur as the last part of a total excavation of more than 9 km starting from a central access point. Consequently, it was decided to use the same excavation method for the two Follo Line tunnels as for the inbound Østfold Line tunnel. Due to the complexity and sensitivity of the tunnelling work in this 1.5 km long section, it was decided to start the excavation of these three tunnels early as a separate contract. This contract was awarded as an engineering, procurement and construction contract (EPC) in February 2015. The drill and blast in combination with the drill and split work started in August 2015. The volume of the excavated material under this contract is estimated to be 450,000 m³ and is expected to be completed within the end of 2018. The value of this particular contract is EUR 145 million.

6.2 The Main Part of the Tunnel

Until recently, all railway tunnels in Norway were excavated using the drill and blast method. For the Follo Line Project, extensive work was performed in analysing and comparing different excavation methods to determine the solution that would satisfy the various requirements including early completion. Excavation by drill and blast would have required excavation of seven access tunnels from different locations along the tunnel section. Some of these access tunnels would have been located within densely populated areas with potentially significant environmental impact.



Credit: Bane NOR

4 Four TBMs operating from one centrally located access point

In the end, it was decided that the main part of the tunnel, consisting of two separate single track tunnels, each tunnel 18.5 km long, would be excavated by four TBMs. All TBMs operate from one centrally located access point at a location called Åsland, close to the main road and with a limited number of neighbours in proximity to the assembly area. The location of the access point for the operation of the four TBMs and the assembly area are illustrated in Fig. 4.

6.2.1 Considerations in the Selection of a Central TBM Launch Location

The location at Åsland and the opportunities to develop a compact site arrangement, including all the necessary operations for the construction of the 18.5 km long tunnels, provides major environmental benefits compared to excavation by drill and blast from seven different access points. Conveyor belts, for transportation of excavated material from the tunnels, result in a reduction of traffic movements. Inside the tunnel, a closed ring of watertight precast concrete segments will be installed to ensure rock support and protection from water leaking into the tunnel. The production of these elements take place at Åsland. Launching all four TBMs from Åsland also enables reuse of spoil for potential future residential developments within the area. The benefits of this are a reduced volume of traffic on public roads and reduced pollution from vehicles.

The strategy of using one common central construction location and using TBM excavation is also deemed to provide safety-related benefits. In addition to the previously mentioned efficiencies in muck transport and traffic movements,

the selected approach removes the need for establishing a large number of drill and blast work locations with restricted access.

The compact assembly area at Åsland enables an efficient execution of the project with potential benefits regarding both schedule and cost. An illustration of the assembly area at Åsland and the location of all the main functions are shown in Fig. 5.

Norway is planning to modernise its infrastructure, which means many upcoming projects in the next years. Therefore, the reintroduction of TBM tunnelling will be a contributing factor in the development of the Norwegian tunnelling industry and help foster innovation for the Norwegian market.

6.2.2 Tunnel Excavation by TBMs

Two TBMs have started in the northward direction towards Oslo Central Station. The other two TBMs are excavating southwards to the city of Ski and will connect to a cut-and-cover section. All four TBMs are double shield machines, designed for extreme hard rock conditions. The diameter of each machine is 9.96 m.

At Åsland, two access tunnels, each approximately 1 km long, have been excavated from the main assembly area and down to the location of the future railway tunnels. Additional auxiliary tunnels and two large assembly chambers have been constructed as preparation for the assembly and operation of the TBMs. Approximately 280,000 m³ of hard rock have been excavated, utilising conventional drill and blast techniques. The two TBMs heading north will cross very closely above a new sewage tunnel, and the two TBMs heading south will



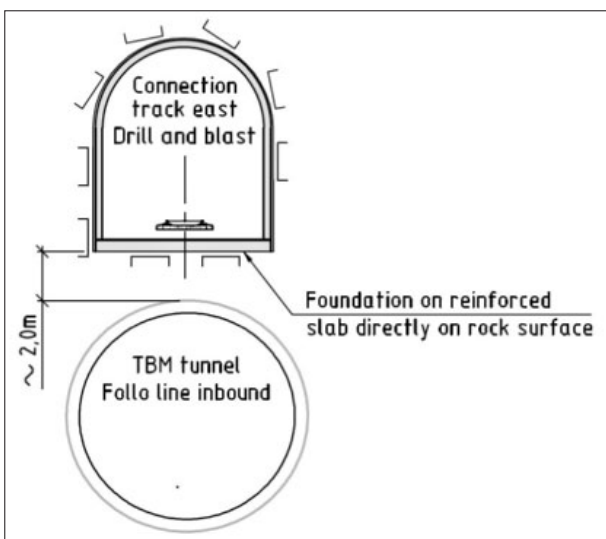
Credit: Acciona Ghella Joint Venture

5 The rig area at Åsland

cross closely above a new tunnel for a relocated stream. The distances between these tunnels and the future TBM excavated tunnels are in some areas no greater than 0.4 m. To avoid potential challenges with the construction of the railway tunnels, both the sewage tunnel and the river tunnel are constructed with highly reinforced concrete lining as a part of

their structure. In some areas of the southern tunnel portals, where the two southward TBMs will have their breakthrough, the eastern connection track will cross in a tunnel above with a maximum rock clearance of 2 m. The tunnel for the eastern connection track will be prepared for this crossing above the TBM-excavated tunnels before the arrival of the two TBMs. The installation of a reinforced slab as a foundation for the eastern connection track tunnel is being considered. An illustration of this possible solution is shown in Fig. 6.

An EPC contract for the 18.5 km long TBM-excavated tunnel section was awarded in March 2015. The value of the contract is one billion euros. The four TBMs started excavation between September and December 2016. The TBM boring activities are expected to be completed by the end of 2018.



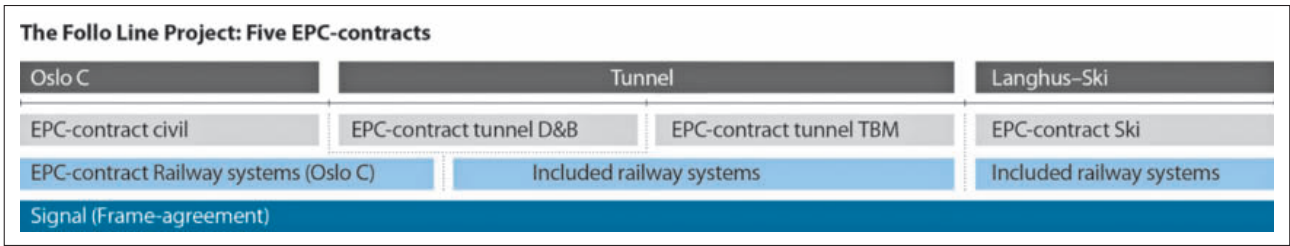
Credit: Bane NOR

6 Possible solution for preparing the connection track tunnel for the TBM tunnel crossing underneath at a later stage

7 The Follo Line Project – a Model for Future Norwegian Railway Development

7.1 Contract

The Follo Line Project uses EPC contracts, which are based on models developed in Norway within the oil and gas industry. These models have been used extensively, both in Norway and internationally, and have been the subject of careful tailoring and adjustment for use in infrastructure projects such as the Follo Line Project.



Credit: Bane NOR

7 The EPC contracts for the execution of the Follo Line Project

The EPC approach reduces the number of interfaces. Two of the contracts encompass both civil work and railway technology. The EPC contracts are predominantly for lump sums. Signalling will be part of a separate contract. The risks are further balanced by the introduction of an index-based system for market price fluctuations, the possibility for payment in different currencies and a mechanism for sharing the risk associated with ground conditions. Fig. 7 illustrates the different sub-projects and the distribution of the contracts.

7.2 3D Model Support

The use of a 3D model as an integrated part of the design and construction process is a requirement in the contracts. 3D is applied as a tool to ensure that the design is well coordinated within the various disciplines as well as between engineering and construction. The aim is to reduce changes on overtime to a minimum. A design model and an as-built 3D Building Information Model are produced and the models are updated every second week. The 3D model that is currently in use in the Follo Line Project also includes actual geological data like weakness zones. This is illustrated in Fig. 8.

7.3 Engineering Database and Project Completion System

All objects with associated information are gathered in an engineering database. All objects will be tagged, and the tag can be found on drawings, 3D models and other systems used for completion or maintenance. Implementation and

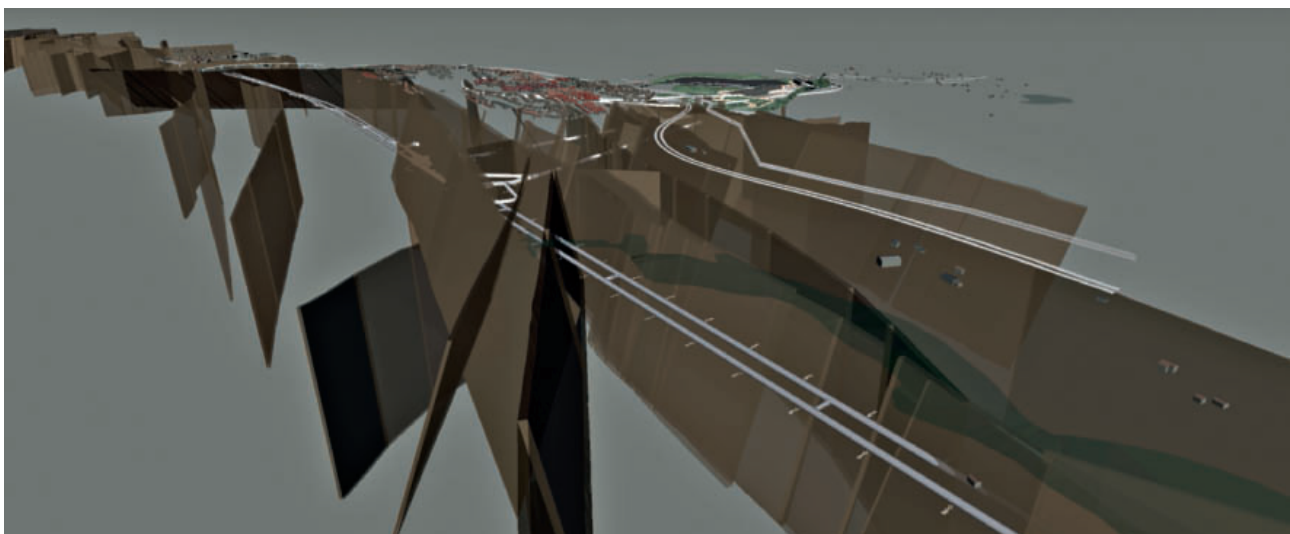
utilisation of a computerised state-of-the-art project completion system ensures systematic quality control at a very detailed level, ensuring no punch item is forgotten before handover to operations. The system will be used throughout the entire project phase, starting already with the civil works.

7.4 Risk Management

A risk management system is utilised systematically with the continuous identification and classification of possible project risks. This is closely followed by implementation of mitigations in due time to avoid or limit the impact of the identified risks.

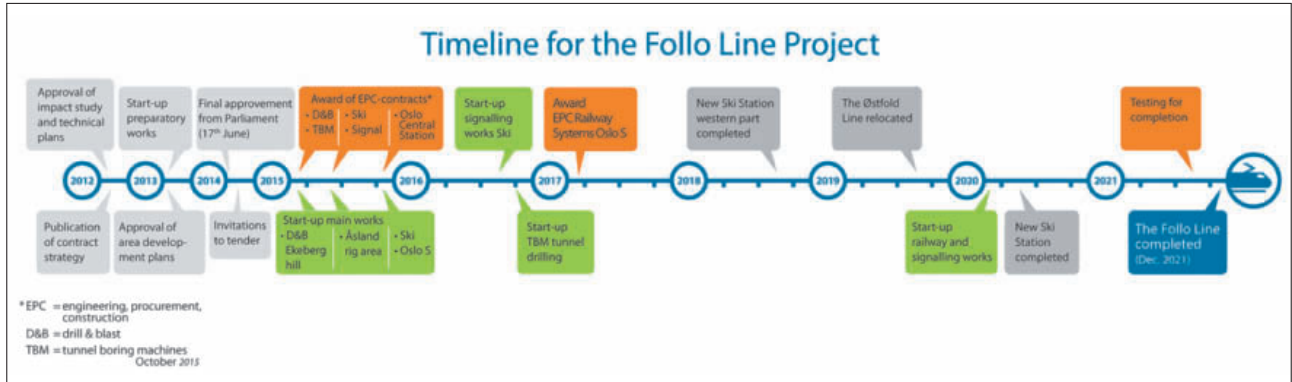
7.5 Progress Measurement and Ground Conditions

The significant commercial risk with regard to divergent geological conditions is a challenge on most tunnel projects. The company, Bane NOR, wanted to balance these risks by introducing a contractual compensation mechanism. The mechanism is based on the Norwegian University of Science and Technology's (NTNU) prediction model for hard rock tunnel boring (Bruland, 1998). The basis for any geology-driven price adjustment is the contractor's estimated theoretical advance rate, with a set of geological parameters provided by Company. After construction, a new calculation will be performed using the documented geological parameters from the excavation. The contractor will be entitled to a price adjustment if the actual theoretical advance rate is less than the estimated theoretical advance rate calculated from the



Credit: Acciona Ghella Joint Venture

8 BIM 3D illustration of the tunnels crossing several weakness zones



9 Timeline for the Follo Line Project

NTNU prediction model. A similar calculation and any price adjustment would be done for the estimated and actual theoretical cutter consumption. A price adjustment calculation model is contractual. Potential price adjustments will not be assessed until final breakthrough, when all geological information is available.

8 The Follo Line Project Schedule Overview

The entire Follo Line Project is expected to be completed and ready for operation by the end of 2021. See the timeline as shown in Fig. 9.

9 Conclusion

The Follo Line Project is a challenging project with a very tight schedule. The expectations regarding the qual-

ity, efficient execution and cost control are high. The EPC contract model encourages the contractor to design innovative and efficient solutions for the project by using competence and experience. By introducing a new contract model, new construction methods for Norwegian tunnelling and utilisation of new tools for efficient execution, the project paves the way for innovation and knowledge development, as well as the building of alliances between Norwegian and foreign engineering and construction companies.

References

[1] Bruland, A. 1998. Hard Rock Tunnel Boring, Vol. 3 of 10. Advance Rate and Cutter Wear. Doctoral Theses. NTNU, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway. ISBN 82-471-0281-1 ISSN 0802-3271.

SWISS TUNNEL COLLOQUIUM 2017

Erhaltung und Erneuerung von Verkehrstunnels

Maintenance and Renewal of Traffic Tunnels

30. Mai 2017



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

Urs Tanner, eidg. dipl. Bauleiter, Rhätische Bahn AG, Chur/CH
Karl Baumann, Ingenieur ETH, Rhätische Bahn AG, Chur/CH

«Normalbauweise Tunnel» der Rhätischen Bahn

Standardisierte Bauverfahren

Die Rhätische Bahn AG (RhB) besitzt insgesamt 115 Tunnels mit einer Gesamtlänge von 58 704 Metern und einem Wiederbeschaffungswert von rund 2,80 Milliarden Franken. Ein Grossteil der Tunnels wurde zwischen 1901 und 1914 gebaut.

Standard Tunnel Construction for the Rhaetian Railway (Rhätische Bahn)

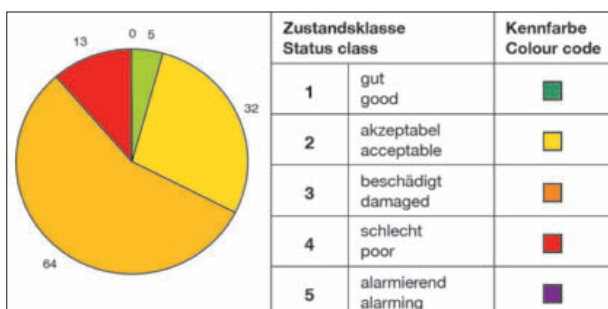
Standardised Construction Methods

Rhätische Bahn AG (RhB) owns a total of 115 tunnels with a cumulative length of 58,704 m and a cost of replacement of around 2.80 billion Swiss Francs. The majority of the tunnels were built between 1901 and 1914.

1 Ausgangslage

Bei den Tunnelbauwerken der Rhätischen Bahn AG handelt es sich um typisierte, einspurige Bauwerke, die mit Mauerwerk ausgekleidet oder auf Teilabschnitten unverkleidet sind. Der Querschnitt besteht aus einem Hufeisenprofil mit kreisförmigem Gewölbe und leicht nach innen geneigten Paramenten. Aus der Zustandsbewertung 2012 geht hervor, dass 13 Bauwerke in der Zustandsklasse 4 und 64 Bauwerke in der Zustandsklasse 3 eingeteilt sind. Diese beiden Klassen beinhalten 67 % des gesamten Tunnelbestandes. Die schwer beschädigten Tunnels der Klasse 4 sollten innerhalb der nächsten 5 bis 10 Jahre, jene in der Zustandsklasse 3 innerhalb der nächsten 25 bis 35 Jahre instand gestellt werden.

Da die Tunnels allesamt nach den gleichen Normalien hergestellt wurden, ist das heute vorhandene Schadensbild ähnlich. Die Schadenursachen stehen in direktem Zusammen-



1 Zustandsklassen Tunnels 2012
2012 tunnel status classes

1 Initial Situation

The Rhätische Bahn AG tunnel structures are standardised, single-track structures, with masonry linings or, in some parts, without linings. The cross-section comprises a horse-shoe profile with circular vault and slightly inwardly inclined side walls. The 2012 assessment of condition reveals that 13 structures are of Class 4 status and 64 structures of Class 3 status. These two classes incorporate 67% of the entire tunnel stock. The badly damaged Class 4 tunnels should be repaired within the next 5 to 10 years and those with Class 3 status within the next 25 to 35 years.

Because the tunnels were all manufactured to the same standard, today's damage patterns are similar. The causes of damage are directly related to the construction method used at the time. The following serious damages were identified:

- damage to masonry joints as a result of moisture ingress and frost;
- damage to the side walls as a result of breakdown and/or excessive horizontal loading (bulging due to water, frost and decompaction of the ground);
- largely defective dewatering.

The damage is predominantly caused by water and moisture ingress and represents a serviceability problem. Bearing capacity is not normally reduced, or only insignificantly. For this reason, the time window for repairs can be extended from 25 to 35 years, to around 50 years.

In addition, the tunnels display defects and deficiencies in terms of the clearance envelope, the technical equip-

«Tunnel de construction normalisée» des Chemins de fer rhétiques

Méthodes de construction standardisées

La Rhätische Bahn AG se voit contrainte de procéder dans les 50 prochaines années à la remise en état de quelque 75 tunnels, sur une longueur totale d'environ 26 kilomètres. Ce programme de remise en état correspond à un quota annuel moyen de 500 mètres. Le volume d'investissement, qui devrait atteindre environ 15 à 20 millions de francs par an, représente, pour la Rhätische Bahn AG, un défi considérable. C'est pourquoi elle s'efforce de standardiser les processus de remise en état, d'une part pour mettre en place des phases de construction réglementées, de l'autre pour pouvoir abaisser les coûts (mode de construction normalisé).

La «galleria con tipo di costruzione normale» della Ferrovia Retica

Metodo di costruzione standardizzato

La Ferrovia Retica SA, nei prossimi 50 anni, si vedrà costretta a effettuare i lavori di riassetto di circa 75 gallerie, con una lunghezza totale di circa 26 chilometri. Al fabbisogno di riparazione corrisponde una prestazione annuale media di circa 500 metri. Il volume degli investimenti, che dovrebbe variare tra i 15 e i 25 milioni di franchi all'anno, rappresenta una grande sfida per la Ferrovia Retica SA, che tenta pertanto di standardizzare il processo di riassetto affinché, da un lato, si generino procedure di costruzione regolate e, dall'altro lato, i costi possano essere ridotti (tipo di costruzione normale).

hang mit der damals gewählten Bauweise. Schwergewichtig wurden folgende Schäden festgestellt:

- Schäden an den Mauerwerksfugen infolge von Durchnäsung und Frost
- Schäden an den Paramenten durch Zerrüttung und/oder übermässige horizontale Beanspruchung (Ausbauchungen infolge Wasser, Frost und Auflockerung des Untergrundes)
- grösstenteils defekte Entwässerung

Diese Schäden sind vorwiegend auf Nässe und Feuchtigkeit zurückzuführen und stellen ein Gebrauchstauglichkeitsproblem dar. Die Tragsicherheit ist normalerweise nicht oder nur unwesentlich vermindert. Deshalb kann der Zeithorizont für die Instandsetzungen von 25 bis 35 auf etwa 50 Jahre ausgeweitet werden.

Weiter weisen die Tunnels Mängel in Bezug auf das Lichtraumprofil, die technische Ausrüstung und den Sicherheitsstandard auf. Das ursprüngliche Normalprofil der RhB-Tunnels wurde auf Dampfbetrieb ausgelegt und besteht aus einem Hufeisenprofil mit einer Gesamthöhe von 4,70 Metern. Die Paramente sind 2,55 Meter hoch und leicht gegen innen geneigt. Sie stützen das kreisförmige Gewölbe, das seinerseits einen Radius von 2,15 Metern aufweist. Die Sohlbreite misst 4,04 Meter. Die Nettoprofilgrösse beträgt 17,90 Quadratmeter. Die später erstellte Engadiner Linie wurde von Anfang an elektrifiziert und weist deshalb eine Gesamthöhe von 5,0 Metern auf. Mit Ausnahme der Paramenthöhe, welche hier 2,85 Meter beträgt, wurden alle andern Abmessungen unverändert übernommen.

Das beim Bahnbau gewählte Hufeisenprofil ist ein herstellungstechnisch einfaches Profil. Diese Form hat aber einen ganz wesentlichen Nachteil, der sich als einer der Hauptschadenursachen bei den RhB-Tunnels herausgestellt hat: Die geraden Paramente weisen nur einen kleinen Wider-

ment and safety standards. The original standard profile of the RhB tunnels was designed for steam operations and consists of a horseshoe profile with an overall height of 4.70 m. The side walls are 2.55 m high and slightly inwardly inclined. They support the circular vault, which in turn has a radius of 2.15 m. The width at the base is 4.04 m. The net profile cross-sectional area is 17.90 m². The later Engadine Line was electrified from the outset and therefore has an overall height of 5.0 m. With the exception of the side wall height, which is 2.85 m here, all other dimensions were adopted unaltered.

The horseshoe profile selected for railway construction is an easily manufactured profile. However, the shape has a very considerable disadvantage, which has been revealed as one of the main causes of damage in the RhB tunnels: the straight side walls display only minor resistance against



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

2 Sandgrindtunnel, typisches Tunnelbauwerk mit charakteristischem Hufeisenprofil
Sandgrind Tunnel, typical tunnel structure with characteristic horseshoe profile



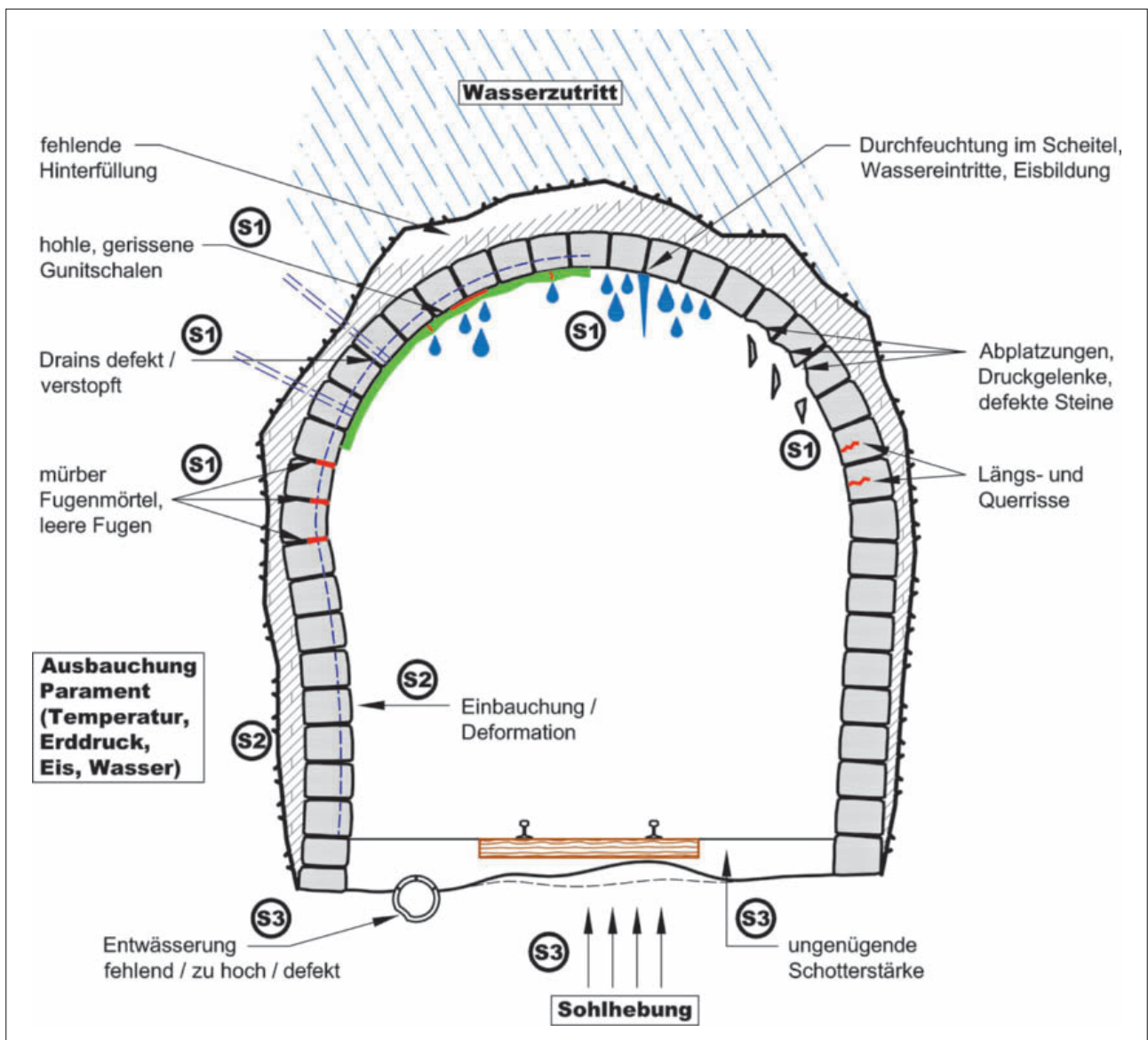
Quelle/credit: Rhomborg Sersa Rail Group

3 Simplontunnel, typisches Tunnelprofil mit gewölbten Paramenten
Simplon Tunnel, typical tunnel profile with vaulted side walls

horizontal loading. Vaulted side walls, as used in the Simplon Tunnel, for example, are far more robust, because the vault effect leads to structurally highly efficient load transfer.

2 Damage Mechanisms

The main cause of damage in the tunnels is water penetrating the supporting structure. Together with temperature fluctuations and frost, this leads to constant degradation and breakdown of the masonry. This must be permanently rectified if the building substance is to be retained in the long term. However, existing tunnels cannot be sealed by a watertight trough, as is the case for viaducts. Damage occurs most frequently in the masonry of the crown and side walls. The crowns are often saturated or frozen, which damages the supporting structure on one side and the catenary structure on the other. However, the side walls, behind which



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

4 Schadenmechanismen Mauerwerkstunnels
Masonry tunnel damage mechanisms



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

5 *Typische Schäden an der Spritzbetonschale*
Typical damage to a shotcrete shell

stand gegen Horizontalbeanspruchungen auf. Gewölbte Paramente, wie beispielsweise am Simplontunnel, sind diesbezüglich viel robuster, da die Gewölbewirkung zu einer statisch sehr effizienten Lastabtragung führt.

2 Schadenmechanismen

Bei den Tunnels liegt die hauptsächliche Schadenursache darin, dass Wasser in die Tragstruktur eindringt. Zusammen mit Temperaturwechseln und Frost führt dies zu einer fortlaufenden Zerstörung und Zerrüttung des Mauerwerks. Für die langfristige Substanzerhaltung muss diese Ursache dauerhaft behoben werden. Bestehende Tunnels können jedoch nicht wie Viadukte durch einen wasserdichten Trog abgedichtet werden. Die häufigsten Schäden treten im First- und Paramentmauerwerk auf. Die Firne sind oft durchfeuchtet oder vereist, was einerseits die Tragstruktur schädigt und andererseits die Fahrleitungskonstruktion beeinträchtigt. Grosse Probleme ergeben sich aber auch bei den Paramenten, hinter welchen sich in vielen Fällen Wasser ansammelt, was bei Frost und nachfolgender Eisbildung zu hohen Seitendrücken auf das Mauerwerk führt. Die Hufeisenform ist wie erwähnt ein statisch ungünstiges Profil, bei dem die Gewölbewirkung fehlt. Als Resultat treten grosse Ausbauchungen auf, die schliesslich zu örtlichen Einstürzen führen können. Die globale Tragsicherheit der Tunnels ist damit noch nicht gefährdet. Das ausgebrochene Material stellt jedoch ein Betriebsrisiko dar und kann zu Zugsentgleisungen mit entsprechenden Folgeschäden führen.

3 Bisherige Instandsetzungskonzepte

Die ersten integralen Tunnelinstandsetzungen auf dem Netz der Rhätischen Bahn AG wurden zwischen 2010 und 2013 an drei unterschiedlich langen Tunnels (Argenteri-, Charnadüra- und Klosterstunnel) ausgeführt. Bei diesen Tunnels wurden erste Lösungsansätze im Hinblick auf eine Normalbauweise umgesetzt. Diese vermochten jedoch nicht vollständig zu befriedigen. Die Instandsetzung beruhte im Wesentlichen darauf, das eindringende Bergwasser mittels einer dünn-schichtigen Spritzbetonschale zu verdrängen und entlang

water collects in many cases, leading to high lateral pressures on the masonry given subsequent frost or ice formation, also present major problems. The horseshoe shape is, as noted, a structurally unfavourable profile, lacking a vault effect. As a result, excessive bulging occurs, finally leading to local collapse. The global capacity of the tunnels is not yet endangered by this. However, the collapsed material represents an operational risk and may lead to train derailment with corresponding subsequent damage.

3 Previous Reinstatement Concepts

The first integrated tunnel repairs on the Rhätische Bahn AG network were carried out between 2010 and 2013 in three tunnels of different length (Argenteri, Charnadüra and Klosters tunnels). Initial approaches to standardised construction were implemented in these tunnels. However, they were not entirely satisfactory. Reinstatement works were predominantly based on penetrating water being displaced by a thin shotcrete shell and discharged via dewatering channels. The side walls were only repaired locally where bulging occurred. These measures rectified the symptoms, in particular the moisture in the top heading and the side walls. The cause of damage, in particular the unhindered water ingress into the masonry and the insufficient lateral stabil-



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

6 *Typische Schäden an der Spritzbetonschale*
Typical damage to a shotcrete shell

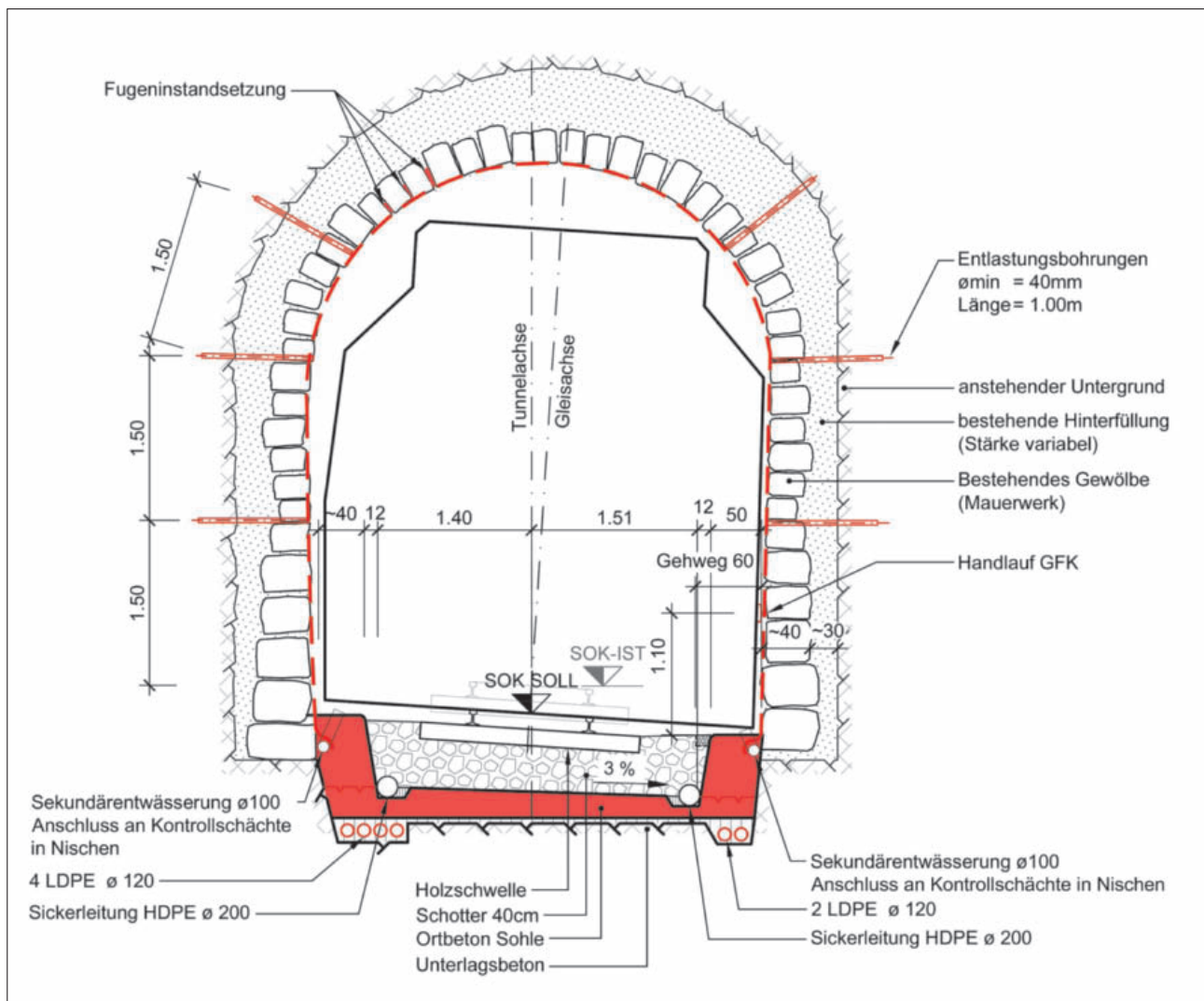
von Entwässerungsschalen abzuleiten. Die Paramente wurden nur lokal an den vorhandenen Ausbauchungen instand gesetzt. Mit den Massnahmen wurden die Symptome, insbesondere die Feuchtigkeit in der Kalotte und an den Paramenten, behoben. Die Schadenursachen, insbesondere der ungehinderte Wassereintritt ins Mauerwerk und die ungenügende Seitenstabilität der Paramente, wurden nur zum Teil gelöst. Es kann nicht erwartet werden, dass die dünne Spritzbetonschicht von lediglich 50 Millimetern das Tunnelgewölbe dauerhaft abzudichten vermag, stattdessen ist zu erwarten, dass auch in Zukunft Ausbauchungen an den Paramenten entstehen werden. In den meisten Fällen sind die Spritzbetonapplikationen, welche in den vergangenen 30 Jahren erstellt wurden, bereits wieder beschädigt.

Sie haben teilweise keinen Verbund mehr zum Untergrund, sind verrissen und immer öfter sind Abplatzungen festzustellen. Somit stuft die RhB die Instandstellung mit Spritzbetondünnschalen als eine Erhaltungsmassnahme für einen mittleren Zeithorizont von 25 bis 50 Jahren ein.

ity of the side walls, was only partially mitigated. It cannot be expected that the thin shotcrete layer, only 50 mm thick, is capable of permanently sealing the tunnel vault; instead, further bulging of the side walls in the future should be anticipated. In the majority of cases, the shotcrete applications, which were carried out during the past 30 years, have already been damaged once again.

In some areas they no longer have a bond with the ground, are fractured and spalling can be increasingly identified. RhB therefore classifies reinstatement works using thin shotcrete shells as a maintenance measure for mid-range time window of 25 to 50 years.

In view of the future demand for repairs to tunnel structures throughout the entire network, the desired reinstatement concept was once again critically reviewed. The thin shotcrete shell in the tunnel vault predominantly remains a measure of limited durability and, viewed in the long term, the largely unstabilised side walls continue to represent a risk.



7 Charnadüratunnel, Normalprofil Instandsetzung (Variante Ortbetonsohle)
Charnadüra Tunnel, standard reinstatement profile (in-situ concrete base option)

In Anbetracht des in Zukunft anstehenden Instandsetzungsbedarfs von Tunnelbauwerken auf dem ganzen Netz wurde das anzustrebende Instandsetzungskonzept nochmals kritisch hinterfragt. Im Wesentlichen bleibt die dünne Spritzbetonschale im Tunnelgewölbe eine Massnahme, deren Dauerhaftigkeit beschränkt ist, und die über grosse Bereiche ungesicherten Paramente stellen langfristig betrachtet nach wie vor ein Risiko dar.

Das «richtige» Mass der Eingriffstiefe hängt mitunter auch vom vorhandenen Tunnelportfolio eines Infrastrukturbetreibers ab. Bei einem sehr hohen Tunnelanteil ist eine sanfte Instandsetzung über einen kurzen Zeitraum nicht optimal. Mit einer solchen Strategie müssten die Tunnels innerhalb eines Betrachtungszeitraumes von 70 bis 100 Jahren mehrmals instand gestellt werden. Dies würde zu wiederholten Betriebsbehinderungen sowie zu überproportionalen Kosten für die Baustelleninstallationen führen. Bei der Rhätischen Bahn AG und ihrem grossen Tunnelanteil wird die Eingriffstiefe wesentlich höher angesetzt.

Neben der rein bautechnischen Betrachtung weisen die bisherigen Instandsetzungskonzepte auch Lücken in der Sicherheitsbetrachtung auf. Die Verhältnisse können nur für die Sonderwerte des Lichtraumprofils eingehalten werden und im Ereignisfall sind die Selbst- und die Fremddrettung erschwert.

4 Studie 2012

Die Erhaltung und Restaurierung der gut 100-jährigen Bauwerke für eine weitere Nutzungsperiode ist herausfordernd. Insgesamt noch 75 der 77 Tunnels mit einer Gesamtlänge von rund 25 Kilometern müssen allesamt unter Aufrechterhaltung des Bahnbetriebs instand gestellt werden. Die Sicherstellung einer weiteren Nutzungsperiode von 70 bis 100 Jahren zielt deshalb auf die Behebung der wesentlichen Schadenursachen ab. Die Rhätische Bahn verspricht sich mit der «Normalbauweise Tunnel» eine weitgehende Standardisierung in der Planung und Ausführung, was sich positiv auf die Gesamtkosten und die Bauzeit auswirken wird. Die «Normalbauweise Tunnel» beinhaltet die Verstärkung der gemauerten Paramente (Verhinderung von Ausbauchungen infolge von Temperatur, Wasser und Frost), den Einbau einer Abdichtung in der Firste (kontrollierte Ableitung des Wassers), die Befestigung der Sohle (Verhinderung von Aufweichungen und Frosthebungen), die Schaffung des normativen Lichtraumprofils mit den vorgeschriebenen Sicherheitsräumen und die Verbesserung der Sicherheitseinrichtungen. Die Kernelemente der «Normalbauweise Tunnel» 2012 sind vollständig neue Paramentelemente, eine Scheitelabdichtung auf der Oberfläche der Mauerwerksgewölbe sowie eine durchgehende Sohlplatte. Das Tunnelprofil kann gleichzeitig seitlich aufgeweitet werden, um Raum für das normative Lichtraumprofil und die Sicherheitsräume zu schaffen. In dieser ersten Studie ging die RhB aus Risikoüberlegungen davon aus, die bestehenden Gewölbe nicht abzurechnen.



Quelle/Credit: Rhätische Bahn AG

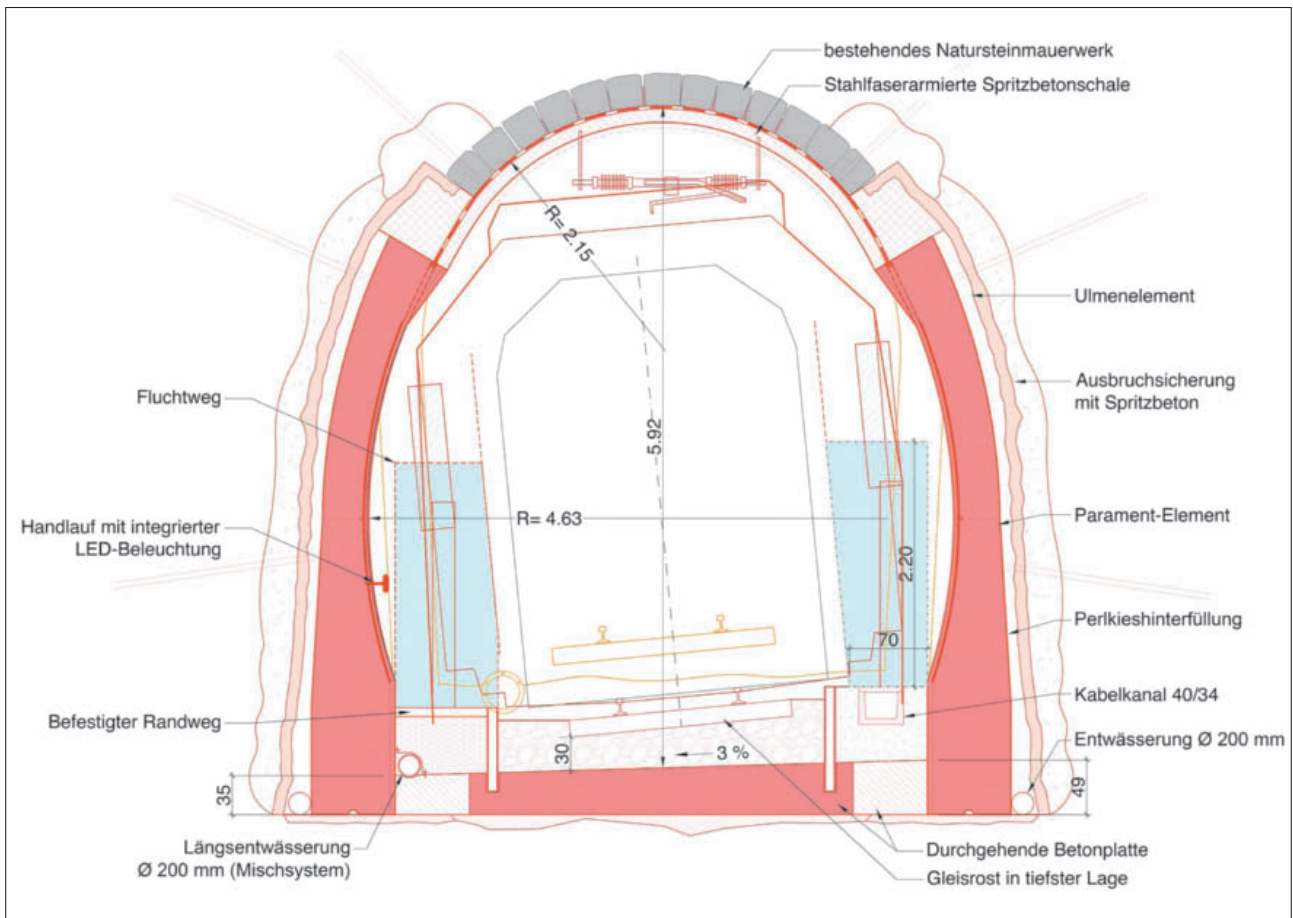
8 Charnadüratunnel, Gewölbeabbruch
Charnadüra Tunnel, vault demolition

The appropriate degree of intervention also depends, among other things, on the infrastructure operator's existing tunnel portfolio. With a very high proportion of tunnels, soft repair over a short space of time is not the optimal solution. With a strategy such as this, the tunnels would have to be reinstated several times over a period of 70 to 100 years. This would lead to repeated interruptions in operations and disproportionate costs for site installations. The appropriate degree of intervention for the Rhätische Bahn AG, with its large proportion of tunnels, is assumed to be considerably greater.

In addition to pure construction considerations, previous reinstatement concepts also display discrepancies in terms of safety considerations. Conditions can only be adhered to for the specific clearance envelope values and, in case of an event, both personal escape and rescue by emergency personnel are exacerbated.

4 2012 Study

The maintenance and reinstatement of the 100-year old structures for a further period of use represents a great challenge. A total of 75 of the 77 tunnels, with a cumulative length of around 25 km, must all be refurbished while maintaining track operations. Ensuring a further period of use of 70 to 100 years therefore aims to alleviate the main causes of damage. Rhätische Bahn therefore hopes that the Standard Tunnel Construction will facilitate generally standardised planning and execution, which in turn will have a positive effect on the overall costs and the construction duration. The Standard Tunnel Construction comprises reinforcement of the masonry side walls (preventing bulging as a consequence of temperature changes, water and frost), the installation of a seal in the crown (controlled discharge of water), base reinforcement (preventing softening and frost heave), creation of a standardised clearance envelope with the prescribed safety areas and improvement of the safety facilities. The core elements of the 2012 Standard Tunnel Construction are completely new side wall elements, an apex seal on



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

9 Normalquerschnitt «Normalbauweise Tunnel» der Studie 2012
2012 study Standard Tunnel Construction standard cross-section

Deshalb ist die Absenkung der Tunnelsohle erforderlich, um den oberen Bereich des Lichtraumprofils zu gewährleisten. Mit dem Einbau einer Betonplatte kann die Tunnelsohle befestigt werden, und die vorgefertigten Paramentelemente können gegenseitig verspritzt werden.

5 Kritik, Weiterentwicklung

Mit der «Normalbauweise Tunnel» wird der Fokus auf Langlebigkeit und dauerhafte Problemlösung gelegt. Es ist deshalb wichtig, dass alle Aspekte stets gut abgestützt und hinterfragt sind. Die RhB hatte die Konzeptstudie 2012 mit verschiedenen Tunnelbauspezialisten wie auch mit dem Bundesamt für Verkehr intensiv diskutiert. Dabei hatten sich zentrale Kritikpunkte, nämlich die Mischbauweise aus Betonfertigteilen und Spritzbetongewölbe (bestehendes Gewölbe nicht abgebrochen) sowie die notwendige Absenkung der Gleisachse um rund 70 Zentimeter, ergeben. Der Übergang von den vorgefertigten Paramenten auf das bestehende und durch eine Spritzbetonschale verstärkte Firstmauerwerk ist statisch-konstruktiv eine Sonderlösung. Der durchgehende und bei umlaufender Tübbingauskleidung vorhandene Kraftfluss wird mit dieser Bauweise unterbrochen. Materialtechnologisch entsteht eine Unstetigkeit, deren langfristige Auswirkungen nicht genau quantifiziert werden können.

the surface of the masonry vault and a continuous floor slab. The tunnel profile can simultaneously be extended laterally in order to create space for the standardised clearance envelope and the safety areas. In this first study, RhB decided not to demolish the existing vault due to risk considerations. This therefore makes it necessary to lower the tunnel floor in order to guarantee the upper clearance envelope. The tunnel floor can be reinforced by installing a concrete floor, and the prefabricated side wall elements can be braced against each other.

5 Criticism, Future Development

The Standard Tunnel Construction focusses on durability and a long-term solution to the problem. It is therefore important that all aspects are well supported and reviewed. RhB thoroughly discussed the 2012 concept study with a variety of tunnelling specialists and the Swiss Federal Office for Transport. Here, a number of central points were criticised, namely the mixture of precast concrete elements and the shotcrete vault (existing vault not being removed), as well as the necessary lowering of the track axis by around 70 cm. The transition from the prefabricated side walls to the existing crown masonry reinforced by a shotcrete shell represents a one-off structural solution. The continuous transmission of

Eine weitere Kritik bestand in der temporären Sicherung und Unterfangung des bestehenden Mauerwerksgewölbes auf einer freien Länge von 20 bis 30 Metern, die allenfalls noch weiter hätte verlängert werden sollen. Besonders diskutiert wurde die notwendige Absenkung der Gleisachse um rund 70 Zentimeter. Damit wären lange Rampen vor und nach den Tunnels verbunden, die sich allenfalls negativ auf den Fahrkomfort auswirkten. Die Absenkung wäre zudem nicht immer möglich, da angrenzende Brücken einen Zwangspunkt in der vertikalen Trassierung darstellen.

Die RhB hatte alle Kritikpunkte in der Weiterentwicklung aufgenommen. Anlässlich von Testmontagen der Paramentelemente im Versuchsstollen Hagerbach wurde festgestellt, dass es für die durchgehende Tunnelauskleidung mit vorfabrizierten Elementen nur noch wenig brauchte. Für den Ringschluss in der Firste genügt ein einziges Zusatzelement.

Um die Firste unter Betrieb freilegen zu können, braucht es einen Kopfschutz in Form eines stählernen Schutztunnels. Das Profil der bestehenden RhB-Tunnels lässt eine solche Konstruktion gerade noch zu. Um im oberen Bereich das Lichtraumprofil zu gewährleisten, ist eine temporäre Absenkung der Gleisachse um 52 Zentimeter erforderlich.

Neben der Aufrechterhaltung der Betriebssicherheit dient der Schutztunnel auch als temporäre Fahrleitungskonstruktion, indem er mit einer teleskopierbaren Stromschiene ausgerüstet wird. Im weiteren Projektverlauf wurden auch andere Aspekte, wie etwa die Tunnelentwässerung und die Ausbildung der Fluchtwege, bearbeitet.

6 Schutztunnel

Die Gewährleistung der Betriebssicherheit ist eine zwingende Voraussetzung, um einen Tunnel unter Betrieb instand setzen zu können. Die kritische Zone ist die Firste hinter der Ortsbrust, dem Übergang vom bestehenden zum aufgeweiteten Tunnel. Die Gewölbesicherung erfolgt direkt nach dem Ausbruch einer Etappe von rund 3 Metern Länge. Die Ausbrucharbeiten zur Aufweitung des Tunnelprofils erfordern im Bereich der Ortsbrust leistungsstarke Geräte mit entsprechendem Energieeintrag in die bestehende Konstruktion. Eine Schädigung oder ein Teilausbruch des Mauerwerks hinter der Ortsbrust kann nicht ausgeschlossen werden. Deshalb ist der Einsatz eines Schutztunnels in der kritischen Zone unumgänglich.

Der auf seitlich angeordneten Schienen fahrbare Schutztunnel besteht aus zwei starren und aneinandergestellten Stahlkonstruktionen, die den benötigten Fahrraum in der kritischen Zone hinter der Ortsbrust vor herunterfallenden Mauerwerksteilen oder dem frischen Spritzbeton schützen. Im vorderen Bereich ist der Schutztunnel zudem mit Luftkissen ausgerüstet. Die Kissen stützen am Tag das alte Mauerwerk ab und wirken präventiv gegen mögliche Niederbrüche.

force given in a segmental shell lining is interrupted using this construction method. In terms of material technology, a discontinuity results, the long-term effects of which cannot be precisely quantified.

Another point of criticism was the temporary stabilisation and underpinning of the existing masonry vault along a free length of 20 to 30 m, which may even have needed extending. The lowering of the track axis by around 70 cm was particularly intensely discussed. This would be associated with long ramps at the starts and ends of tunnels, which would probably negatively impact journey comfort. In addition, lowering would not always be possible, because neighbouring bridges represent constrained points in the vertical routing.

RhB incorporated all points of criticism in their future planning. During test installations of the side wall elements in the Hagerbach test gallery it was noted that only little more space was needed for continuous tunnel lining using prefabricated elements. A single additional element is sufficient to close the ring in the crown.

In order to expose the crown during regular tunnel operations, protection in the form of a protective steel structure in form of a false tunnel is required. The profile of the existing RhB tunnel is just sufficient to allow such a construction. In order to maintain the clearance envelope in the upper region, it is necessary to temporarily lower the track axis by 52 cm.

In addition to maintaining operating safety, the protective tunnel also serves as a temporary catenary construction, by being equipped with a telescoping conductor rail. Other aspects, such as tunnel dewatering and designing escape routes, will also be worked on during the further course of the project.

6 Protective Tunnel

Guaranteeing operational safety is a fundamental requirement for reinstating a tunnel under operational conditions. The critical zone is the crown behind the face in the transition zone of the existing to the extended tunnel. The vault is stabilised immediately following excavation of an approximately 3 m long stage. The excavation works to enlarge the tunnel profile demand powerful equipment with a corresponding energy input into the existing construction. Damage to, or partial excavation of, the masonry behind the face cannot be ruled out. This makes the use of a protective tunnel in the critical zone indispensable.

The moveable protective steel tunnel, travelling on lateral rails, consists of two rigid, coupled steel structures, which protect the required travelling space in the critical zone behind the face against falling masonry or fresh shotcrete. In addition, the front area of the protective tunnel is equipped

7 Testmontagen

Für die Rhätische Bahn ist das Versetzen von schweren vorgefertigten Elementen einer der zentralen Punkte im gesamten Bauablauf. Das Potenzial der raschen und sicheren Versetzung von vorgefertigten Auskleidungselementen kann nur ausgeschöpft werden, wenn der Versetzvorgang beherrscht wird. Auf dem Markt existierten für die Ausführung bis anhin keine einsatzfähigen Gerätschaften. Dazu brauchte es neuartige Entwicklungen, die vor dem Ersteininsatz getestet werden konnten. Um solche Montagevorgänge testen zu können, hatte die RhB im Versuchsstollen Hagerbach einen 40 Meter langen Stollen mit dem RhB-typischen Querschnitt ausbrechen lassen. Innerhalb dieses Abschnittes wurde die Baustellensituation nachgestellt und ab dem Frühjahr 2013 konnten drei Unternehmungen mit voneinander unabhängigen Konzepten je eine Testmontage mit vorgefertigten Elementen ausführen. Die Versuche bestätigten, dass in Bezug auf die Versetzzeit Betonelemente mit einem Gewicht von rund 5,2 Tonnen sicher versetzt werden können und die Elementlänge von 1,50 Metern richtig gewählt ist. In der Diskussion mit den Unternehmern wurde anstelle einer Betonsohle ein Sockelstein als Versetzbasis gewünscht, der unabhängig in vertikaler und horizontaler Richtung justiert werden kann.

8 Bauprojekt 2014

Ausgehend von den Ergebnissen im Teststollen und den zuvor erwähnten Kritikpunkten wurde die «Normalbauweise Tunnel» in einem Bauprojekt konkretisiert. Als Prototyp wurde der Gletscherastunnel kurz vor Bergün gewählt. Für den Entscheid sprachen die gute Zugänglichkeit und die eher einfache Geologie. Der Tunnel ist 334 Meter lang. Die Gleisachse liegt im Grundriss auf einem Rechtsbogen mit einem mittleren Radius von 153 Metern, geht bei den Portalen in Gegenbögen über und steigt mit 32 Promille. Er war bis anhin auf 275 Metern vollständig gemauert und auf 59 Metern unverkleidet. Das Normalprofil des Gletscherastunnels wurde so entwickelt, dass die bestehende Gleisachse in der Höhe unverändert übernommen werden konnte. Die Gewölbesicherung besteht inzwischen aus einem geschlossenen Ring von fünf vorgefertigten Betonelementen mit einer Länge von 1,50 Metern. Die Tunnelsohle wurde 1,20 Meter unter SOK abgesenkt und mit einer Ortbetonplatte befestigt. Beidseitig wurden Entwässerungsleitungen eingebaut. Die Kabelanlage konnte im vorliegenden Fall vorgängig in einen Kabelgraben ausserhalb des Gebirges verlegt werden. Die temporäre Sicherung des Gewölbes hinter der Ortsbrust erfolgte mit Spritzbeton und je nach Erfordernissen einer unterschiedlichen Anzahl ungespannter Stabanker. Wie schon erwähnt, kam im kritischen Bereich ein stählerner Schutzstollen mit einer rückziehbaren Fahrleitungskonstruktion zum Einsatz. Die Hinterfüllung der gesetzten Elemente erfolgte über den gesamten Umfang mit 15 Zentimeter Perlkies, wodurch eine sehr gute Entwässerung des Hohlraums hinter der Auskleidung gewährleistet wird.

with air cushions. The cushions provide support to the old masonry and help to prevent collapse.

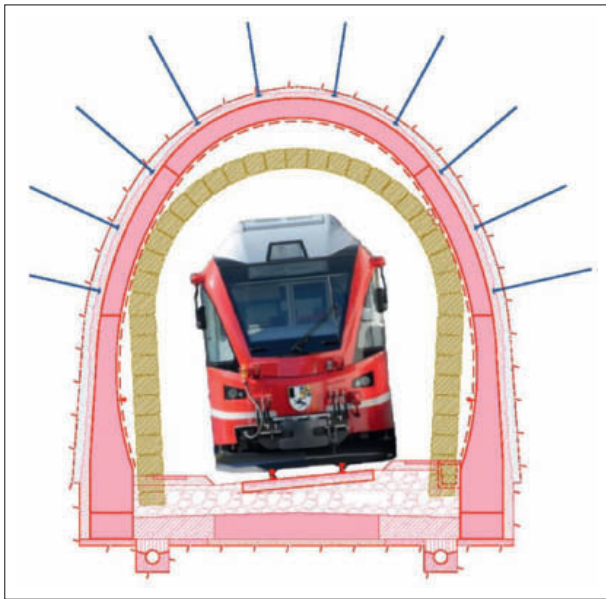
7 Test Installations

For the Rhaetian Railway, the placement of heavy, prefabricated elements is one of the central points of the entire work schedule. The potential for quickly and safely placing prefabricated lining elements can only be exhausted by mastering the placement process. To date, there is no deployable equipment available on the market to perform this task. An innovative solution, which needed testing prior to initial deployment, was required. In order to test the necessary installation processes at the Hagerbach test gallery, RhB excavated a 40 m long tunnel with the typical RhB cross section. The situation at the actual site was modelled in this section and, beginning in spring 2013, three companies, each with a different concept, were able to perform a test installation each using prefabricated elements. The tests confirmed that, in terms of placing time, concrete elements with a weight of around 5.2 t could be safely placed and that a length of 1.50 m was the correct choice. In discussions with the companies involved, a prefabricated floor segment allowing independent adjustment both vertically and horizontally was requested, instead of concreting (in-situ) the floor.



10 Teststollen RhB im Versuchsstollen Hagerbach
RhB test tunnel in the Hagerbach test gallery

Quelle/credit: Rhätische Bahn AG



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

11 Vergleich altes und neues Profil
Old and new profile compared

9 Tunnelauskleidung

Die Tunnelauskleidung erfolgt mit vorfabrizierten Beton-elementen – ein zentraler und auch zeitlich wichtiger Aspekt der «Normalbauweise Tunnel». Weitere Vorteile von Beton-fertigelementen sind die wesentlich bessere Bauwerksquali-tät gegenüber der konventionellen Spritzbetonapplikati-on, keine Staubbelastung wie bei einer Spitzbetonvariante und dadurch ein verbesserter Gesundheitsschutz. Das neue Konzept beruht bekanntlich auf 1,50 Meter langen Elemen-ten mit einer Wandstärke von 30 Zentimetern, die nun über das ganze Gewölbe versetzt werden. Als Erstes werden links und rechts Sockelelemente versetzt, die als Abstellbasis für die nachfolgenden Elemente dienen. Diese rund eine Tonne schweren Sockelelemente können sowohl horizontal als auch vertikal ausgerichtet werden und sind mit einer Führungslei-ste versehen, die zur hohen Verlegegenauigkeit des komplet-ten Rings dient. Darauf abgestellt werden links und rechts je ein Paramentelement mit einem Gewicht von ca. 5,8 Ton-nen. Als Nächstes wird beidseitig je ein 2,8 Tonnen schweres Ulmenelement montiert und der Ringschluss erfolgt mittels eines 4,8 Tonnen schweren Firstelements. Das Konzept sieht vor, dass jeweils ein kompletter Ring versetzt werden muss, bevor die mitgelieferte Ringfugendichtung an einem Stück montiert werden kann. Die Längsfugen verlaufen radial und weisen ebene Kontaktflächen mit einer breiten Führungsnut auf. Die Elemente werden bis zum Abschluss der Hinterfüll-arbeiten verschraubt.

Literatur/References

- [1] Auszug Normalbauweise Tunnels, Konzeptbeschreibung/
Weiterentwicklung. Karl Baumann, RhB, März 2014

8 2014 Construction Project

Based on the results achieved in the test tunnel and the points of criticism discussed above, the Standard Tunnel Construction was detailed in a construction project. The Glatsheras Tunnel near Bergün was selected as the prototype. Ease of access and the somewhat simpler geology argued in favour of this decision. The tunnel is 334 m long. In plan, the track axis lies in a right-hand arc with a mean radius of 153 m, changes to reverse curve at the portals and climbs at 32 per mille. It previously consisted completely of masonry for 275 m and was then unlined for 59 m. The standard profile of the Glatsheras Tunnel was developed to allow the existing track axis to be adopted with the elevation unaltered. Vault stabilisation now consists of a closed ring of five prefabricated concrete elements with a length of 1.50 m each. The tunnel floor was lowered by 1.20 m below top of rail and reinforced with an in-situ concrete slab. Dewatering conduits were installed on both sides. In this case, it was possible to install the cables in a cable trench outside of the tunnel. Shotcrete was used for temporary stabilisation of the vault behind the face, as well as different numbers of untensioned rod anchors, depending on requirements. As noted, a steel protective false tunnel with a retractable catenary construction was deployed in the critical zone. The entire circumference of the placed elements was backfilled using 15 cm of pea gravel, thus guaranteeing excellent dewatering of the cavity behind the lining.

9 Tunnel Lining

The tunnel was lined with prefabricated concrete elements – a central structural and time aspect of the Standard Tunnel Construction method. Additional benefits of prefabricated concrete elements include the substantially better structural quality compared to conventional shotcrete applications, no dust nuisance compared to one shotcrete option and therefore improved health and safety. As noted, the new concept is based on 1.50 m elements with a wall thickness of 30 cm, now installed across the entire vault. First, floor elements were installed on the left and right sides to serve as bases for installing the following elements. These floor elements, weighing around a tonne each, can be both horizontally and vertically aligned and are provided with a guide bar, allowing good installation accuracy of the complete ring. The left and right side wall elements, weighing approximately 5.8 t each, are placed on them. Next, a 2.8 t wall element is installed on each side and the ring is then closed by a 4.8 t crown element. The concept envisages the installation of a complete ring before the ring joint seal can be installed as a single piece. The joints are radial and have flat contact surfaces with a broad guide groove. The elements are bolted together until back-filling works are complete.

Peter Kirchhofer, dipl. Bauing. ETH/SIA, Gruner AG, Basel/CH
Lorenz Livers, BSc Bauing. FHZ, Gruner AG, Basel/CH

Normalbauweise

Erfahrungen aus der Planung und Anwendung

Ein Grossteil der Tunnelbauten der Rhätischen Bahn (RhB) ist über 100 Jahre alt und weist bezüglich Lichtraumprofil, Sicherheitsausrüstung, Betrieb und Unterhalt sowie bei der Bausubstanz einen grossen Nachholbedarf auf. In den kommenden 25 bis 35 Jahren müssen rund 50% der gesamten Tunnelstrecken instand gestellt werden.

Standard Construction

Experience from Planning and Application

A large proportion of Rhätische Bahn (RhB) tunnel structures is more than 100 years old and is in need of serious updating in terms of clearance envelope, safety equipment, operations and maintenance, as well as in the structural substance. Around 50% of all tunnels need reinstatement work over the coming 25 to 35 years.

1 Entwicklung Normalbauweise

1.1 Projektidee

Auf Basis der aufgenommenen Schäden an Tunnelbauwerken der Albulalinie entwickelte die RhB das erste Normalprofil für die Normalbauweise. Vorgesehen war eine Scheitelmauerwerksanierung mittels Fugensanierung, Abdichtung und einer stahlfaserbewehrten Spritzbetonschale. Das Scheitelmauerwerk sollte im Zusammenhang mit der Fahrleitung möglichst belassen werden. Als Paramentersatz sind vorfabrizierte Verkleidungselemente in Betracht gezogen worden. Die Kraftschlüssigkeit zwischen dem sanierten Gewölbe und dem oberen Paramentelement sollte durch eine Spritzbetonplombe erreicht werden. Um die geforderte Höhe des Lichtraumprofils im Tunnel zu erreichen, war eine massive Absenkung der Sohle vorgesehen, weshalb die bestehende Schienenoberkante (SOK) um ca. 0,7 m nach unten verschoben werden musste.

1.2 Einbauversuche

Zentrale Elemente der Normalbauweise sind einerseits die für den Umbau der Paramente vorgesehenen Fertigteilelemente und andererseits die für die Realisierung unter Betrieb entwickelten Bauabläufe. Durch 1 : 1-Einbauversuche (Bild 1) im Versuchsstollen Hagerbach 2013 mit den vorgesehenen Fertigteilelementen wurde die Normalbauweise ein erstes Mal in der Realität getestet. Mit einer Verfeinerung und Optimierung der Bauabläufe wurde angestrebt, die mögliche Leistung auf > 150 m pro Jahr (Saison) zu steigern und zudem die Laufmeterkosten durch Überprüfung der Kosten schätzung zu verifizieren.

1 Development of the Standard Construction Method

1.1 Project Idea

RhB developed the first standard profile for the standard construction method based on damage recorded in the Albula Line tunnel structures. Apex masonry remediation by means of repointing, sealing and a steel fibre reinforced shotcrete lining were proposed. The aim was to leave the apex masonry as-is because of the catenary. Prefabricated cladding elements were considered as side wall replacements. The friction bond between the refurbished vault and the upper side wall element was to be achieved using a shotcrete seal. In order to achieve the required clearance



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

1 Versetzen der Fertigteilelemente im Versuchsstollen Hagerbach (VSH, Flums)

Emplacing the prefabricated elements in the Hagerbach test gallery (VSH, Flums)

Tunnel de construction normalisée

Enseignements tirés de la planification et de la mise en œuvre de la méthode

Depuis 2010, les Chemins de fer rhétiques développent une méthode de construction normalisée pour la remise en état des tunnels. Principale composante est le remplacement intégral de la maçonnerie du parement et de celle de la calotte par des éléments en béton préfabriqués dotés de profils d'étanchéité spécialement conçus. Suite à une période de développement et d'essais de quatre ans, la méthode du «Tunnel de construction normalisée» a été mise en œuvre pour la première fois lors de la remise en état du tunnel de Gletscheras, qui mesure 334 m de long. Après achèvement des travaux, on dispose pratiquement d'un nouveau tunnel dont le profil net a augmenté de 37% et de suffisamment d'espace pour le gabarit nécessaire et les abris.

Tipo di costruzione normale

Esperienze progettuali e applicative

La Ferrovia Retica sviluppa dal 2010 un tipo di costruzione normale per la riparazione delle gallerie. L'elemento chiave è rappresentato dalla sostituzione completa della muratura di paramento e di colmo con elementi di calcestruzzo prefabbricati con un'impermeabilizzazione realizzata tramite profili d'impermeabilizzazione appositamente sviluppati. La «galleria con tipo di costruzione normale» è stata impiegata per la prima volta per i 334 m della galleria Gletscheras, dopo un periodo di sviluppo e prova di quattro anni. Dopo la conclusione della riparazione è praticamente disponibile una costruzione di galleria con un profilo netto e uno spazio maggiore del 37% per il necessario profilo limite e per gli spazi di sicurezza.

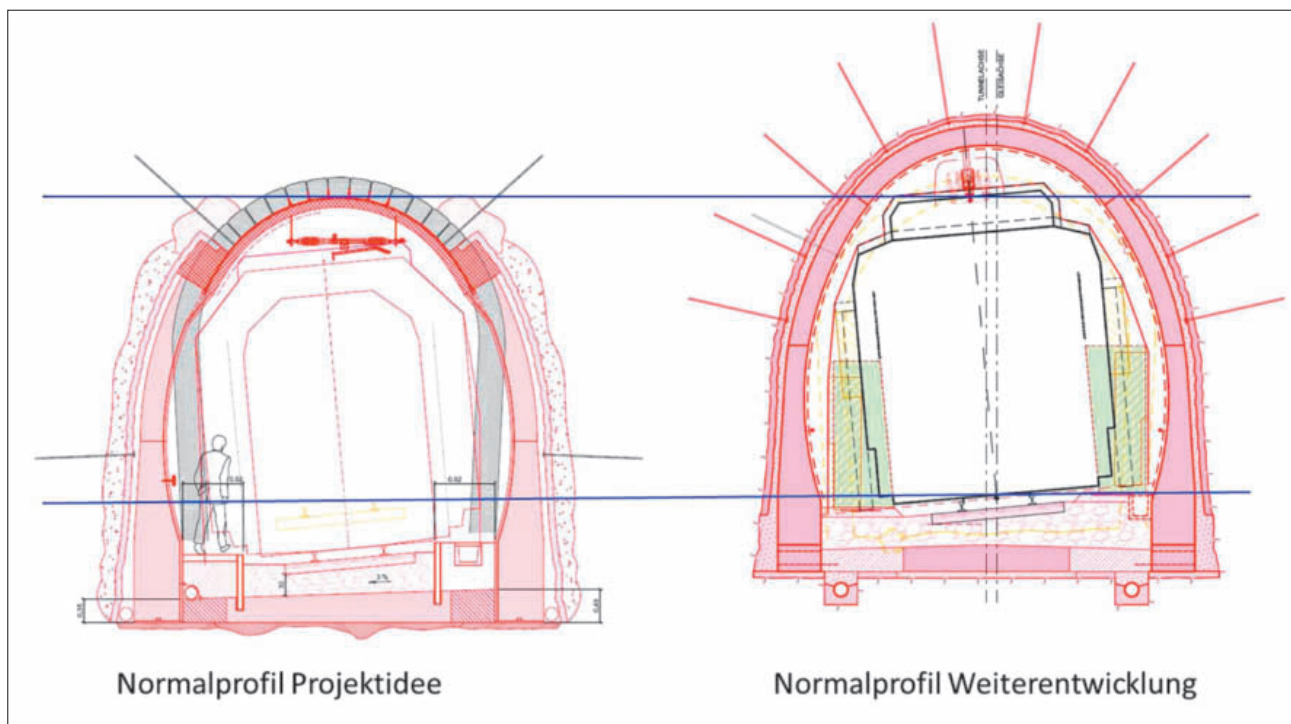
1.3 Weiterentwicklung mit Pilotprojekt

Ausgehend von der Frage, wie der Anschluss an eine Brücke mit der tieferen SOK zu bewerkstelligen sei, wurde eine Neuorientierung des Projekts an der bestehenden Gleisachse aufgenommen (Bild 2). Die Beibehaltung der alten Schienenoberkante (SOK alt = SOK neu) bedingt, dass das bestehende Scheitelgewölbe ebenfalls abgebrochen werden muss. Damit wird auch die im bisherigen Projekt belassene Natursteinkalotte durch ein vorgefertigtes Bauteil ersetzt

envelope in the tunnel it was necessary to lower the invert, meaning the existing top of rail (TOR) needed to be lowered by approx. 0.7 m.

1.2 Installation Tests

The central features of the standard construction method are the prefabricated elements for the side wall conversion on one side and the construction workflows developed for implementation in operational conditions on the other. The



2 Vergleich Projektidee und Weiterentwicklung

Comparison of project idea and future development

Quelle/credit: Rätische Bahn AG und INGE Gletscheras

und so ein kompletter Tunnelausbau aus einem einheitlichen Material geschaffen.

Für die RhB ist zeitgleich ein neues, etwas grösseres Lichtraumprofil entwickelt worden (StN neu). Diese beiden Aspekte führten zur Neukonzeption der Fertigteile.

Um den Bahnbetrieb auch während der Aufweitung des Gewölbes im Firstbereich aufrechterhalten zu können, mussten Schutzmassnahmen gegen Niederbruch getroffen werden. Die Firma Herrenknecht AG erstellte hierfür eine Studie über eine verschiebbare Stütz- und Schutzkonstruktion für einen Einsatz im Tunnel. Zeitgleich erfolgte die Prüfung des kompletten Ersatzes des Kettentragwerks durch Deckenstromschienen, welche im Baustellenbereich verschiebbar sein mussten.

Die Voraussetzungen für die Umsetzung der Normalbauweise in einem Pilotprojekt waren nach einer Entwicklungs- und Testzeit von vier Jahren gegeben.

Als Pilotprojekt wurde der Gletscherastunnel ausgewählt. Das Konzept der Normalbauweise sollte auf Basis dieses Tunnels weiterentwickelt und zur Ausführungsreife gebracht werden. Aus der Ausführung sollten weitere Rückschlüsse betreffend notwendige und mögliche Optimierungen gezogen werden.

Die Wahl fiel auf den Gletscherastunnel, weil beide Portale ab der Kantonsstrasse sehr gut erschlossen sind. Des Weiteren war die Voraussetzung für erforderliche Installationsplätze in Portalnähe wie auch die Nähe zum Bahnhof gegeben.

2 Planung Projekt Gletscherastunnel

Nach Abschluss der Instandsetzung weist der Gletscherastunnel ein um 37 % grösseres Nettoprofil (Nettotunnelfläche) auf und kommt einem Neubau gleich. Die Aufweitung des Tunnelprofils hat gleichzeitig Raum für das normativ erforderliche Lichtraumprofil sowie für Rand- und Fluchtwege geschaffen. Zudem erhielt der Tunnel durch beidseitig angeordnete Handläufe mit integrierter LED-Beleuchtung eine sicherheitstechnische Aufrüstung.

Die objektspezifische Projektierung basierte auf der Weiterentwicklung der Normalbauweise (Abschnitt 1.3). Vereinzelt erfolgten Anpassungen, wie unter anderem bei der Längsentwässerung, Kabelumlegung, Trassierung und Portalgestaltung (Bild 3).

2.1 Situation

Der Gletscherastunnel befindet sich auf der Linie Chur–St. Moritz, etwa 800 m vor dem Bahnhof Bergün. Er liegt auf ca. 1367 m ü. M., weist eine Gesamtlänge von 334 m auf und wurde kurz vor der Eröffnung der Albula-Bahnlinie in lediglich 144 Tagen erbaut. Hangrutschungen und Steinschlag haben die ursprünglich offene Trasse im Frühling 1903 ver-

standard construction method was tested for the first time in real conditions using the proposed prefabricated elements in 1:1 installation tests (Fig. 1) in the Hagerbach test gallery in 2013. One aim was to increase the progress possible to > 150 m per annum (season) and also to verify the running metre costs by reviewing the cost estimate by way of refining and optimising construction workflows.

1.3 Future Development with Pilot Project

Based on the question of how a bridge connection can be mastered in conjunction with a lower TOR, the project was re-oriented around the existing track axis (Fig. 2). Retaining the old top of rail (old TOR = new TOR) meant that the existing apex vault also needed to be demolished. This meant that the natural stone top heading retained in the project to date must also be replaced by a prefabricated element and thus a complete tunnel lining created from a uniform material.

At the same time, a new, slightly larger clearance envelope was developed for RhB (StN neu). These two aspects resulted in the redesign of the prefabricated members.

In order to maintain track operations during the vault extension in the crown, protective measures against collapse were necessary. To this end, Herrenknecht AG compiled a study on a moveable support and protection shield for use in tunnelling. At the same time, the need to replace the complete catenary system by overhead conductor rails, which needed to be moveable in the site area, was examined.

After a development and testing period of four years, the prerequisites for implementing the standard construction method in a pilot project were met.

The Gletscherastunnel was selected as the pilot project. The concept of the standard construction was to be developed further based on this tunnel and advanced to execution maturity. As a result of execution, it was hoped to draw further conclusions on both necessary and possible optimisation.

The Gletscherastunnel was chosen because both portals are very easily accessed from the cantonal road. In addition, the need for installation space near the portals and also close to the railway station was met.

2 Gletscherastunnel Project Planning

With reinstatement works completed, the Gletscherastunnel has a 37 % larger net profile (net tunnel area) and is equivalent to a new build. Widening the tunnel profile simultaneously created space for the necessary normative clearance envelope, as well as for walkways and escape routes. In addition, the tunnel was given a safety upgrade thanks to being equipped with handrails on both sides with integral LED lighting.

The object-specific project planning was based on a further development of the standard construction method (Sec-

schüttet. Aufgrund dessen wurde entschieden, die geplante Trasse anzupassen und durch einen Tunnel zu führen.

2.2 Geologie [1]

Der Gletscherastunnel verläuft vollständig im Allgäuschiefer der Ela-Decke. Dieser besteht örtlich aus grauen, feinkörnig dichten, dünn bis gebankten Kalken bis hin zu kieseligen Kalken mit plattigen bis schiefrigen Kalk-Tonschiefer-Zwischenlagen. Die Schieferung fällt generell flach bis mittelsteil gegen NNW bis NNE ein. Als relevante Trennflächen treten die Schieferungs- sowie die Klufflächen in Erscheinung, wobei die Klufflächen in drei Kluffscharen eingeteilt werden können. Diese fallen steil gegen N bzw. S sowie gegen E bzw. W ein. Im Tunnel kommen Bergwasserzutritte in Form von Feucht- und Nässestellen, Tropfen sowie einer kleinen Quelle von ca. 5 l/min Schüttvolumen vor.

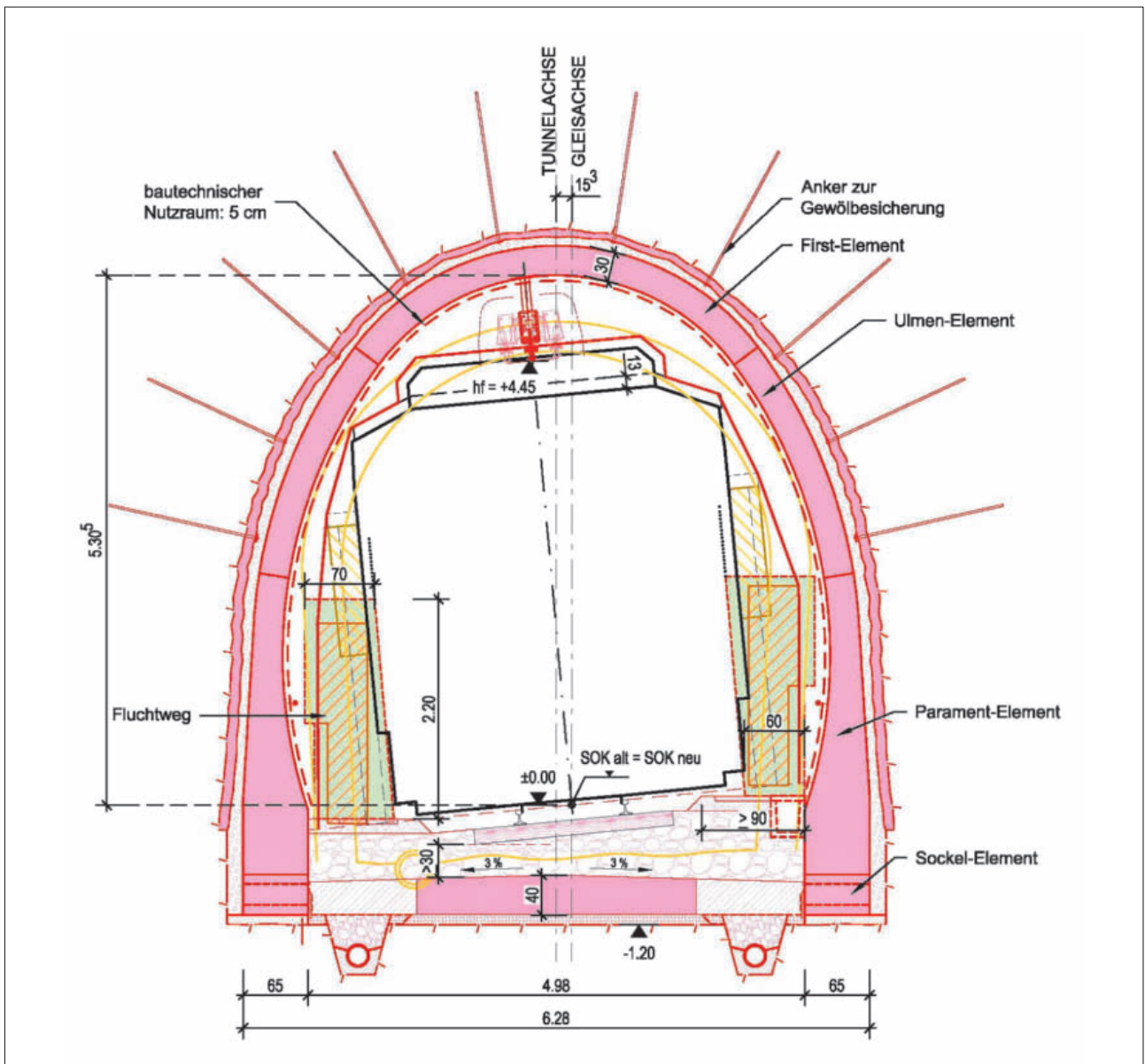
tion 1.3). Individual adaptations were made, such as for axial drainage, cable rerouting, routing and portal design (Fig. 3).

2.1 Situation

The Gletscheras Tunnel is located on the Chur–St. Moritz line, around 800 m before entering Bergün station. It is at approx. 1,367 m above sea level, has a total length of 334 m and was built in only 144 days shortly before the Albula railway was opened. Landslides and rockfall buried the original, open route in the spring of 1903. The decision was therefore made to adapt the planned route and lead it through a tunnel.

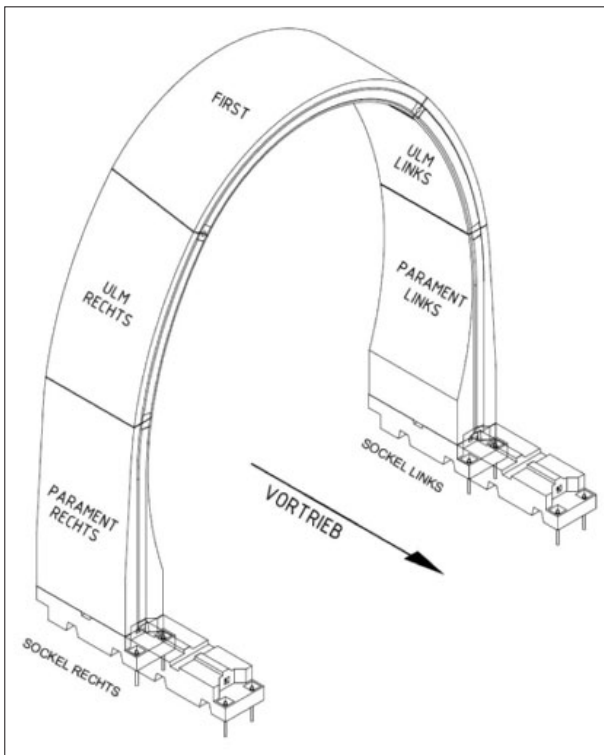
2.2 Geology [1]

The Gletscheras Tunnel runs for its entirety through the Allgäu Schist of the Ela Nappe. This locally consists of grey, fine-grained, dense, thin to thickly bedded limestones to



Quelle/credit: INGE Gletscheras

3 Normalprofil Gletscherastunnel (Ausschreibung)
Gletscheras Tunnel standard profile (invitation to tender)



4 Fertigteilelemente komplettes Gewölbe
Complete vault prefabricated element

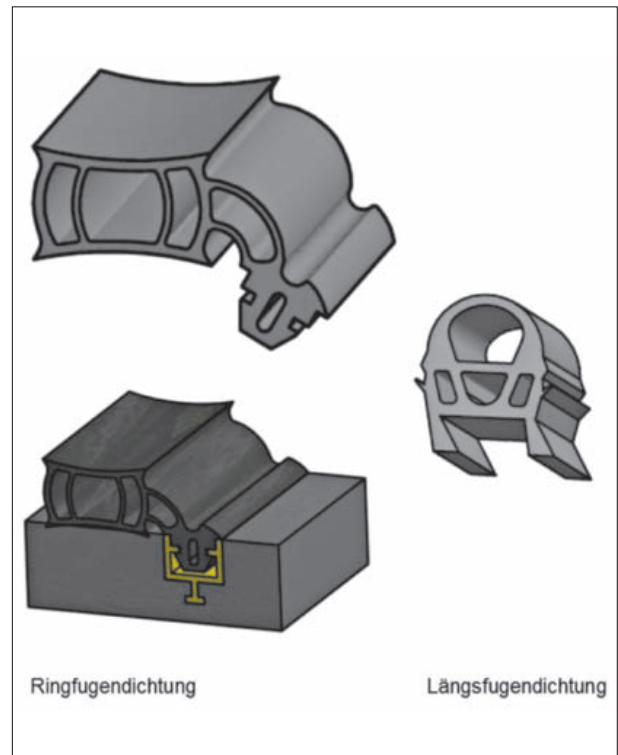
Mit einer maximalen vertikalen Überlagerung von 55 m sowie einem grössten horizontalen Abstand zur Terrainoberfläche von 90 m verläuft der Tunnel oberflächennah.

Die Talflanke ist mit Hang- und Blockschutt bedeckt, der aus den überliegenden Felswänden stammt.

2.3 Fertigteilelemente

Die unveränderte Gleishöhenlage bei neuen Anforderungen an das Lichtraumprofil führte zur Neukonzeption der Fertigteile mitsamt Firstelement. Ein Ring, analog zum Tübbingausbau, bestehend aus zwei Sockel-, Parament- und Ulmenelementen sowie einem Firstelement (Bild 4), wurde entwickelt. Für Kurvenfahrten wurden drei verschiedene Ringe entworfen: ein gerader Ring sowie ein Ring für je eine Links- und Rechtskurve. Die Kurvenelemente sind auf einen Radius von 94 m ausgelegt, was dem kleinsten Radius der Albulastrecke entspricht.

Für die Einhaltung der vorgegebenen Dichtigkeitsklasse wurden zwei Abdichtungsprofile (Bild 5) für die Längs- und Ringfugen der Elemente evaluiert. Aufgrund des geringen Anpressdrucks beim Versetzen der Elemente musste die Ringdichtung so konzipiert werden, dass sie trotz «weichem» Verhalten einen genügenden Presswiderstand aufweist. Um die Kreuzfugenproblematik zu beheben, ist die Längsfugendichtung an beiden Elementseiten (stirnseitig, vertikal) 10 cm nach unten geführt. Dies bedeutet im Stossbereich der Parament- und Ulmenelemente eine ergänzende Dichtungsmassnahme.



5 Abdichtungsprofile für Längs- und Ringfuge
Sealing profiles for axial and circumferential joints

siliceous limestones with interbedded, laminated to foliated calcareous slate. The foliation generally dips moderately steeply NNW to NNE. The foliation and joint planes represent relevant discontinuities, whereby the joint planes are subdivided into three joint families. They dip steeply N and S, as well as E and W. Groundwater ingress occurs in the tunnel in the shape of moist and wet patches, dripping and a small spring with a discharge of approx. 5 l/min.

With a maximum vertical cover of 55 m and the largest horizontal distance to the terrain surface of 90 m, the tunnel is shallow.

The valley wall is covered by boulder and talus deposits originating from the slopes above.

2.3 Prefabricated Elements

Given the new demands on the clearance envelope, the unaltered track height resulted in the redesign of the prefabricated members, complete with the crown element. A ring, analogous to a segmental lining and consisting of two plinth, side wall and wall elements, as well as a crown element (Fig. 4), was developed. Three different rings were designed for curves: a straight ring and one ring each for left- and right-hand curves. The curve elements are designed for a radius of 94 m, corresponding to the smallest radius on the Albula route.

In order to adhere to the prescribed sealing class, two sealing lips (Fig. 5) were evaluated for the axial and circumferen-

2.3.1 Herstellung der Elemente

Die Produktion der Elemente erfolgte in Stahlschalungen, deren seitliche Abschalungen für den entsprechenden Ring einstellbar sind. Somit war nur ein kompletter Satz Schalungen nötig (je zwei Sockel-, Parament- und Ulmen- sowie ein Firstelement). Die Elemente wurden mit einer schlaffen Bewehrung in Form eines vorgefertigten (geschweissten) Bewehrungskorbes sowie 20 kg/m³ Stahlfasern als Kanten-schutz versehen. Auf der Schalung vormontierte Vorrichtungen ermöglichten das Einlegen sämtlicher vorgesehener Einlagen (Transportanker, Einfüllstutzen etc.). Die Längs-fugendichtung wurde direkt in das Element einbetoniert (analog zu Tübbingdichtungen); für die Ringfugendichtung wurde ein vorgefertigtes Kunststoffprofil an der Schalung befestigt, in welches erst beim fertig aufgebauten Ring die Dichtung eingeklickt wurde.

Im März 2015 sind im Fertigteilwerk die ersten drei Ringe der Normalbauweise aufgestellt worden (Bild 6).

2.3.2 Logistik der Elemente

Mangels ausreichender Zwischenlagerungskapazität vor Ort hatte die Lieferung der Elemente just in time zu erfolgen.

Die Fertigteilelemente wurden zweimal wöchentlich mit speziellen Barellen auf Bahnwagen der RhB zum Bahnhof Bergün transportiert und abgestellt. Unmittelbar vor dem

tial element joints. Due to the low contact pressures prevalent when emplacing the elements, the circumferential seal needed to be designed such that it offered sufficient contact resistance despite its soft response. In order to deal with the joint intersection problem, the axial joint seal was extended outwards on both sides of the elements (flat face, vertical) by 10 cm. This amounted to an additional sealing measure at the junction between the side wall and wall elements.

2.3.1 Manufacturing the Elements

The elements were produced using segment moulds, the sides of which were adjustable to suit the corresponding ring. This meant that only one complete segment mould set was necessary (two floor, side wall and wall elements each, and one crown element). The elements were provided with flexible reinforcement in the shape of a prefabricated (welded) reinforcing cage, and 20 kg/m³ of steel fibres as edge protection. Devices mounted on the inside of the moulds allow all planned fittings to be installed (transportation anchors, filling stubs, etc.). The axial joint seal was concreted directly into the element (analogous to segment seals); a prefabricated plastic profile was attached to the moulds to accommodate the circumferential joint seal, into which the seal was only fitted once the ring was completely assembled.

The first three standard profile rings were erected in the segment factory in March 2015 (Fig. 6).

2.3.2 Element Logistics

Due to the lack of sufficient intermediate on-site storage capacity, just-in-time element delivery was required.

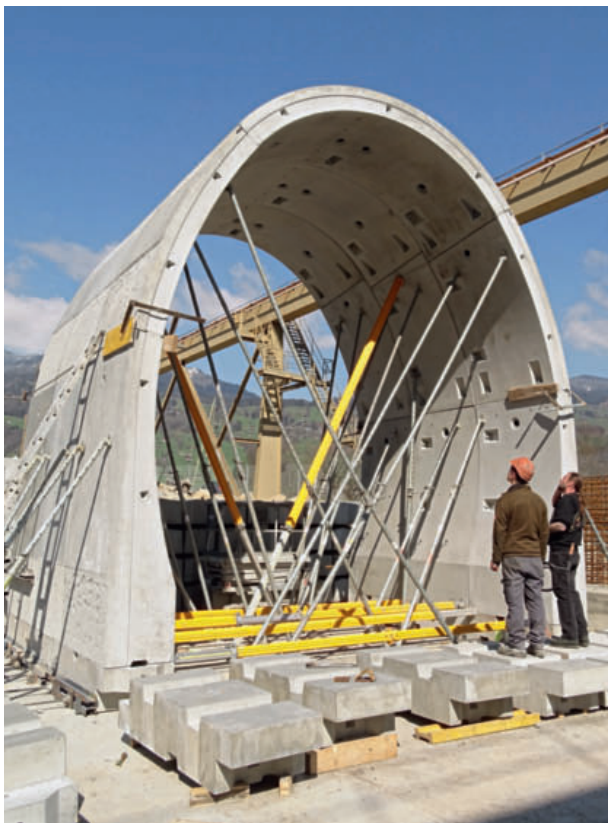
The prefabricated elements were transported twice weekly to Bergün station using special storage racks on RhB waggons. Immediately prior to placement the company delivered the waggons directly to the place of deployment on a site train.

Because the prefabricated elements of a ring, as well as every ring, needed to be installed in the tunnel in a given sequence, transportation and loading schedules were regularly compiled and discussed with all parties involved to coordinate the sequences.

2.3.3 Emplacing the Prefabricated Elements

The floor segments formed the basis for placement. They were placed in advance at defined locations and elevations and grouted in place. The remaining elements were placed using a manipulator specially designed for the lower side walls, upper side walls and crown elements.

One lower and upper side wall element on either side were placed and bolted together and then bolted to the preceding ring. The crown element was then docked on and brought into its horizontal position. The element was advanced above the lateral elements by advancing the manipulator on the waggon, lowered into place and then bolted to all pre-



Quelle/credit: Maagtechnik AG

6 Aufgestellter Probering, bestehend aus drei Ringen (links, gerade, rechts)
Erected test ring, consisting of three rings (left, straight, right)

Versetzen disponierte der Unternehmer die Bahnwagen mittels Bauzugs direkt zum Einsatzort.

Da die Fertigteilelemente eines Rings sowie jeder Ring in einer bestimmten Reihenfolge im Tunnel eingebaut werden mussten, wurden regelmässig Transport- und Beladungspläne erstellt und mit allen Beteiligten zur Koordination der Abläufe besprochen.

2.3.3 Versetzen der Fertigteilelemente

Als Grundlage für den Versetzvorgang dienten die Sockelsteine. Sie wurden vorgängig in Lage und Höhe genau versetzt und untergossen. Die weiteren Elemente wurden mit einem speziell für die Aufnahme der Parament-, Ulmen- und Firselemente konzipierten Manipulator versetzt.

Je ein Parament- und Ulmenelement wurde pro Seite versetzt und untereinander sowie mit dem vorangehenden Ring verschraubt. Anschliessend wurde das Firselement angedockt und in die horizontale Lage gebracht. Durch das Vorfahren des Manipulators auf dem Bahnwagen wurde das Element über den seitlichen Elementen eingefahren, abgesenkt und mit allen vorhandenen Elementen verschraubt. Nach erfolgter Verschraubung und dem Schliessen des kompletten Ringes konnte der Manipulator mit dem Versetzen eines neuen Ringes fortfahren. Der Kraftschluss zwischen Gebirge und den Elementen wurde durch eine nachteilende Perlkies-Hinterfüllung erzielt. Nach erfolgter Hinterfüllung wurden die Verschraubungen wieder entfernt.

Die schienengebundene Versetzeinrichtung, welche auf den Standardgüterwagen der RhB montiert werden konnte, bestand aus den Baugruppen «Fahrbahn auf dem Güterwagen», «Manipulator» und «Arbeitspodest, Zwischenbühnen». Auf die Versetzeinrichtung wird an anderer Stelle im Detail eingegangen.

2.4 Hilfsbrücken

Zur Gewährleistung des Bahnbetriebs im Bauzustand war der Einsatz von Hilfsbrücken vorgesehen. Die Stahlkonstruktionen sollten auf Hilfsbrücken-Fundamenten, welche Bestandteil der Sohlplatte waren, polygonal montiert werden. Die Schienen wurden bereits mit dem nötigen Kurvenradius auf den Hilfsbrücken vormontiert und konnten so rasch miteinander verbunden und nachjustiert werden.

2.5 Entwässerung

Der Tunnel wird im Mischsystem entwässert, wobei das anfallende Bergwasser über zwei Aussparungen an der Unterseite des Sockelsteins in die Sammelleitung gelangt (Bild 7). Im Falle einer Stauung kann das Wasser entweder über die nachfolgenden Sockelsteine oder über eine weitere Aussparung an der Oberseite des Sockelsteins abfliessen.

Tunnel- und Oberflächenwasser gelangt über das Dachgefälle der Sohlplatte in vorgesehene Sickergruben und wird über die Längsentwässerung aus dem Tunnel geleitet.

vious elements. Once successfully connected and with the ring completely closed, the manipulator could continue with placing a new ring. The friction bond between the rock and the elements was achieved using a pea gravel backfill. The bolts were removed again once backfilling was complete.

The track-based placement facility, which was capable of being mounted on a standard RhB goods wagon, consisted of the “carriageway on the goods wagon”, “manipulator” and “work platform, intermediate platforms” assemblies. The placement facility is explained in detail elsewhere.

2.4 Auxiliary Bridges

The use of auxiliary bridges was planned to maintain track operations during the construction phase. The steel structures were to be mounted in polygons on auxiliary bridge foundations, which were a component of the floor element. The tracks were preinstalled with the necessary radius on the auxiliary bridges and could thus be quickly connected and adjusted.

2.5 Dewatering

The tunnel is dewatered using a combined system, whereby the accruing groundwater enters the collecting pipe through two recesses in the bottom of the floor segment (Fig. 7). In case of blockage the water can run off either through the next floor segment or through an additional recess at the top of the floor segment.

Tunnel and surface water enters infiltration pits by means of the gradient of the floor segment and is discharged from the tunnel by axial drainage.

2.6 Portal Structures

Because they are classed as UNESCO World Heritage sites, RhB structures on the Albula Line are subject to special design requirements. The design of the masonry portal structures were not to be altered, but needed to be completely dismantled for reinstatement works. The two portals at Stuls and Bergün were enlarged slightly, but were completely rebuilt using the same proportions and materials (Fig. 8).



7 Detail Entwässerung bei Sohlstein
Invert segment dewatering detail

Quelle/credit: INGE Glatscheras



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG und INGE Gletscheras

8 Portalbauwerk vor, während und nach der Instandsetzung
Portal structure before, during and after reinstatement work

2.6 Portalbauwerke

Als UNESCO-Weltkulturerbe gelten für die Bauten der RhB auf der Albulalinie besondere Anforderungen an die Gestaltung. Die gemauerten Portalbauwerke durften in ihrer Art nicht verändert werden, mussten aber für die Instandsetzung komplett abgebaut werden. Die beiden Portale Stuls und Bergün wurden leicht vergrößert, aber proportionen- und materialisierungsgetreu wieder komplett aufgebaut (Bild 8).

Die Profilvergrößerung führte in den Portalbereichen z.T. zu sehr geringen Felsüberdeckungen. Für die beiden Felspfeiler an den Portalen resultierte infolge der Baumassnahme die Gefährdung einer Instabilität, wobei die überliegenden Felspartien als zusätzliche Auflast wirkten. Um das mögliche Abgleiten auf einer Trennfläche und damit den Kollaps der Felspfeiler zu verhindern, wurde eine vorausseilende Verdübelung mit zusätzlichen temporären Anker von über Tag aus erstellt. Die Verkürzung der Abschlagslängen mit schonendem Ausbruch war eine weitere Massnahme zur Sicherung der Felspfeilerstabilität.

2.7 Zeitfenster und Bauablauf

Da der Bahnbetrieb aufrechterhalten werden musste, kam für die Instandsetzung des einspurigen Gletscherastunnel nur die Nachtbetriebspause in Frage. Durch den eingeführten Busersatz für je einen Zug am Abend und am Morgen konnte diese Pause auf gut 9 Stunden erhöht werden. Während der Wintermonate war die Baustelle eingestellt. Die Bauarbeiten wurden deshalb über drei Jahre geplant und folgendermassen verteilt: die Vorarbeiten im Jahr 2014, die Hauptarbeiten bis Tunnelmeter (Tm) 180 im Jahr 2015, die weiteren Tunnelmeter (Tm 180 bis Tm 334) sowie der Endausbau 2016.

2.8 Ausschreibung

Die Ausschreibung der Instandsetzung des Gletscherastunnels erfolgte in drei Losen:

- Baumeisterarbeiten
- Fertigteilelemente
- Hilfsbrücken

Die Vergabe der Baumeisterarbeiten geschah nach einer Zwei-Stufen-Qualifikation im selektiven Verfahren. Nur nach bestandener Präqualifikation und Teilnahme an der obliga-

In the portal areas, the profile enlargements resulted in excessively low rock cover in some places. As result of the construction project, there was a danger of destabilisation of the two rock pillar at the portals, whereby the overlying rock masses acted as an additional surcharge. In order to prevent any possible slippage along a discontinuity and thus the collapse of the rock pillars, doweling with additional, temporary anchors was implemented from the surface. Shortening of the advance per round with cautious excavation was another rock pillar stabilisation measure.

2.7 Time Window and Work Schedule

Because track operations needed to be maintained, only the night-time operating break was available for reinstatement works to the single-track Gletscheras Tunnel. By introducing a replacement bus service for one train each in the evening and the morning, it was possible to extend this break to nine hours. The site was closed during the winter months. Construction works were therefore planned for a three year period and distributed as follows: the preliminary works in 2014, the primary works up to tunnel metre (Tm) 180 in 2015, the additional tunnel metres (Tm 180 to Tm 334) and the finishing works in 2016.

2.8 Invitation to Tender

The invitation to tender for reinstatement work in the Gletscheras Tunnel was divided into three lots:

- Master builder works
- Prefabricated elements
- Auxiliary bridges

The master builder works were awarded using a selective procedure after a two-stage qualification process. Only after being shortlisted and participation in the obligatory inspection could the bidders order the specifications. A logistics concept and an additional set of specifications for "track-based services" were submitted for site deliveries via rail.

Fabrication of the prefabricated elements was awarded using a GATT/WTO-based open procedure. In addition to production and on-site storage, the scope of the order also includes transporting the elements to the agreed RhB handling area.

The "Manufacturing auxiliary bridges" lot was tendered using the invitation procedure. Once the job was placed the steel

torischen Begehung konnten die Anbieter das Leistungsverzeichnis anfordern. Für die Belieferung der Baustelle auf der Schiene waren ein Logistikkonzept sowie ein zusätzliches Leistungsverzeichnis für «Bahnseitige Leistungen» abgegeben worden.

Die Vergabe für die Vorfabrikation der Fertigteilelemente erfolgte mittels offenen Verfahrens nach GATT/WTO. Neben der Produktion und Lagerung vor Ort beinhaltete der Auftragsumfang zusätzlich den Transport der Elemente bis zum vereinbarten Umschlagsplatz der RhB.

Das Los «Herstellung von Hilfsbrücken» wurde im Einladungsverfahren ausgeschrieben. Nach Auftragserteilung durfte der Stahlbauer erst nach Absprache mit der RhB Material bestellen, wobei termingerechte Teillieferungen in Abstimmung mit dem Baufortschritt (Sohlabsenkung) zu erfolgen hatten.

Da jedoch der spätere Bauunternehmer eine Instandsetzung mit einer Festen Fahrbahn vorsah, wurden für den Gletscherastunnel schlussendlich keine Hilfsbrücken hergestellt.

3 Bauausführung

Nach Vergabe des Auftrags sind seitens des Unternehmers einige Konzeptänderungen vorgeschlagen worden, welche Anpassungen an Bauabläufen und Massnahmen forderten. So wurden die Hilfsbrücken durch eine Feste Fahrbahn ersetzt und der ausgeschriebene Schutzunnel mit einem Bohrportal gekoppelt. Auf die Details dieser Anpassungen wird an anderer Stelle eingegangen.

Die Anpassungen konnten nur mit Verschiebungen im Terminplan realisiert werden, jedoch ohne Gefährdung des Endtermins.

Noch im Jahr 2014 waren die Installationen und Zufahrten grösstenteils fertiggestellt, Felssicherungsarbeiten bei den Portalen ausgeführt und die vorgesehene Kabelumlegung (aus dem Tunnel) vollzogen. Diverse Arbeiten an den Vorportalen (Entwässerungen, Mastfundationen usw.) konnten ebenfalls abgeschlossen werden. Als Vorbereitung für die Sohlabsenkung wurde das Gleis in die Horizontale ($\ddot{u} = 0$) gelegt und auf die Tunnelachse zentriert.

Im Februar 2015 wurde die Arbeit wieder aufgenommen, die Installationen fertiggestellt und die Vorbereitungen für die Hauptarbeiten getroffen. Anfang März konnte mit den Hauptarbeiten begonnen werden.

3.1 Sohlenausbruch/Feste Fahrbahn

Das Gleis wurde für den Bauzustand auf $-0,52$ m ab SOK abgesenkt. Auf den Einsatz von Hilfsbrücken wurde verzichtet, dafür während des Bauzustands eine Feste Fahrbahn (Bild 9) eingebaut, die im Endzustand Bestandteil der Sohlplatte ist.



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG

9 Feste Fahrbahn mit Betonplatten zur «Befahrbarkeit»

Slab track made of concrete elements for wheeled accessibility

construction company was only able to order materials in agreement with RhB, whereby timely delivery of components was made in accordance with construction progress (invert lowering).

However, because the subsequent contractor envisaged reinstatement work using slab tracks, in the end no auxiliary bridges were built for the Gletscherastunnel.

3 Execution of Construction Works

After the contract was awarded the contractor proposed several changes to the concept, which required adaptations to construction schedules and measures. For example, the auxiliary bridges were replaced by slab tracks and the protection tunnel (false tunnel) open to tenders coupled to a drilling portal. The details of these adaptations are explained elsewhere.

It was only possible to implement the adaptations by adjusting the schedule, but without endangering the completion date.

Installations and access were largely complete in 2014, rock stabilisation works on the portals executed and the proposed cable rerouting (out of the tunnel) finished. A variety of works on the portal fronts (dewatering, mast foundations, etc.) were also completed. In preparation for lowering the in-

In einer ersten Phase wurde mit der Schotterreinigungsmaschine das Gleis auf –0,25 m SOK gesenkt und ohne Überhöhung in Tunnelmitte verlegt, inklusive der Anpassungen bei den Vorportalen.

In einer zweiten Phase wurde die Sohlabsenkung im Fels ausgeführt, wobei die Aushubkote der Fundamente auf ca. –1,20 m SOK sowie das Gleis auf die benötigten –0,52 m SOK zu liegen kamen. Der Felsausbruch erfolgte mit der Aushubmaschine Tyrex AV2, wobei z.T. mit einem Schreitbagger auf Bahnwagen vorgespitzt werden musste. Nachlaufend zu den Ausbrucharbeiten wurde erneut Schotter eingebracht und die Stahlschwellen montiert, sodass bei Tagesanbruch der Bahnbetrieb wieder aufgenommen werden konnte.

In einer dritten Phase wurde die Feste Fahrbahn eingebaut. Der Tunnelbagger spitzte die Sohle auf die korrekte Ausbruchkote nach, erstellte ein Splittbett und versetzte die vorgefertigten Sohlplatten-Elemente. Auf diesen wurden Gleisstützpunkte montiert, woran anschliessend die Schienen befestigt und wieder verlascht wurden. Zusätzlich auf die Fundamente montierte Betonplatten gewährleisteten die «Befahrbarkeit» mit Pneufahrzeugen.

3.2 Abbruch-, Ausbruch- und Sicherungsarbeiten

Für die Aufweitung des Tunnels war ein konventioneller maschinenunterstützter Vortrieb (MUF) mit drei Sicherungsklassen (SK1 bis SK3) geplant. Um einen sicheren Bahnbetrieb zu gewährleisten, ist eine Schutzkonstruktion eingesetzt worden. Diese stützte während der Ausbrucharbeiten vorausgehend das Gewölbe und wurde nach der Fertigstellung der Ausbruchsicherung unter den frisch gesicherten Abschlag zurückgefahren. Der Ausbruch erfolgte während der Nachtbetriebspausen der Bahn (Bild 10).

Mit einer Bohrlafette auf einer zweiten Schutzkonstruktion (Bohrportal) wurde tagsüber der Fels entlang des Querprofils auf die vorgesehene Abschlagtiefe perforiert. Das Bohrportal konnte bündig an die Schutzkonstruktion angeschlossen werden. Dadurch war gewährleistet, dass es zu keiner Beeinträchtigung des Bahnbetriebs kam (Bild 11). Das Personal, welches die Bohrarbeiten durchführte, befand sich hinter dem Bohrportal und dem neu ausgebrochenen Parameter in einem sicheren Bereich.

Als Sicherungsmittel für den Zustand zwischen Tunnelaufweitung und Einbau der Fertigteilelemente wurden stahlfaserbewehrter Spritzbeton im Trockenspritzverfahren sowie Reibrohranker und bei ungünstiger Geologie Verpressanker eingesetzt.

Der Unternehmer entwickelte nebst dem Bohrportal ein weiteres Portal, welches als Nachläufer für die Deckenstromschienen angehängt werden konnte. Diese drei kompatiblen Konstruktionen wurden bei Bedarf an- und auseinandergekoppelt.

vert the track was made horizontal ($\ddot{u} = 0$) and centred along the tunnel axis.

Work recommenced in February 2015, the installations completed and preparations made for the primary works to begin. Primary works began in early March.

3.1 Invert Excavation/Slab Track

The track was lowered to –0.52 m below TOR for the construction phase. The use of auxiliary bridges was dispensed with, during the construction phase a slab track was installed instead (Fig. 9), forming a component of the floor in the final state.

In an initial phase the track was lowered to –0.25 m TOR using a ballast screening machine and moved to the tunnel centre without superelevation, including adaptation at the fronts of the portals.

In a second phase the rock invert was lowered, whereby the foundation excavation elevation finished at approx. –1.20 m TOR and the track at the required –0.52 m TOR. The rock was excavated using a Tyrex AV2, whereby some precutting was required by a self-advancing excavator mounted on a waggon. Following the excavation work crushed stone was again introduced and the steel sleepers fitted, allowing track operations to continue at daybreak.

The slab track was installed in a third phase. The tunnel excavator refined the invert to the correct excavation elevation, produced a gravel bed and placed the prefabricated floor elements. Track bearing points were mounted on them, and in turn the tracks were subsequently re-attached and the rails re-connected. Additional concrete elements (panels) mounted on the foundations guarantee access by tyre-based vehicles.

3.2 Demolition, Excavation and Stabilisation Works

Conventional machine assisted tunnelling (MUF) with three stabilisation classes (SC1 to SC3) was planned for tunnel



Quelle/credit: INGE Glatsheras

10 Gewölbeausbruch mittels Tunnelbagger mit Anbaufräse
Vault excavation using tunnel excavator with transverse cutter attachment

Der Nachläufer für die Deckenstromschienen diente hauptsächlich zur Entkoppelung der an den beiden anderen Portalen montierten verschiebbaren Deckenstromschienen.

Die Geometrie der Schutzkonstruktionen wurde an das eingeschränkte Lichtraumprofil der Bahn (Besenprofil) angepasst. Pneumatisch-hydraulische Luftkissen im oberen Bereich der Konstruktion stützten im aufgeblasenen Zustand das bestehende Gewölbe. Bei übermäßigem Druck auf die Kissen, z. B. bei einem allfälligen Niederbruch, wäre über Sensoren ein Alarm ausgelöst worden.

3.3 Umstellung auf Sprengvortrieb

Mit der Ausführung der Aufweitungsarbeiten erwies sich der Fels als härter und weniger durchtrennt als prognostiziert. Die Unternehmung beantragte in der Folge eine Umstellung der Ausbruchmethode auf Sprengvortrieb. Statt den Fels in der Tagschicht nur zu perforieren, sollten Bohrlöcher erstellt und die Sprengung vorbereitet werden. Nach intensiver Prüfung betreffend die technischen Anforderungen und die Umweltauswirkungen und der daraus resultierenden Umprojektierung konnten ab 2016 die Aufweitungsarbeiten sprengtechnisch erfolgen.

4 Blick in die Zukunft

Die Rhätische Bahn muss in den kommenden 25 bis 35 Jahren rund 75 Tunnel mit einer Gesamtlänge von rund 26 Kilometern instand stellen. Der Instandsetzungsbedarf entspricht einer mittleren Jahresleistung von 500 Metern.

Um dieses Ziel zu erreichen, ist die Standardisierung mit der Normalbauweise ein Schritt in die richtige Richtung. Da aber die Tunnel der RhB auf dem gesamten Streckennetz immer wieder anderen Gegebenheiten ausgesetzt sind – sei dies bezüglich Geologie, Hydrogeologie oder Erschließung, Trassierung, Anschluss an Viadukte usw. –, bedarf es einer ständigen Weiterentwicklung der Normalbauweise. Durch



Quelle/credit: Rhombert Sersa Rail Group

11 Bohrportal an Schutzkonstruktion (mit Luftkissen) gekoppelt
Drilling portal coupled to protection structure (false tunnel with air cushions)

widening. A protection structure was used to ensure safe track operations. During excavation works it supported the vault in advance and once excavation stabilisation was complete it was retracted beneath the freshly stabilised round. Excavation was carried out during the track's night-time operating break (Fig. 10).

During the day, the rock face along the cross-section was perforated to the proposed round depth using a drilling carriage mounted on a second protection structure (drilling portal). The drilling portal was mounted flush on the protection structure. This ensured that track operations were not obstructed (Fig. 11). The personnel performing the drilling works were located in a safe zone behind the drilling portal and the newly excavated side wall.

Dry-sprayed, steel fibre reinforced shotcrete and friction bolt anchors, as well as grouted anchors where the geology was less favourable, were employed as the stabilising agent for the phase between tunnel widening and installation of the prefabricated elements.

In addition to the drilling portal the company executing the works developed another portal, which could be attached as a trailer for mounting the overhead conductor rails. If necessary, these three compatible structures could also be uncoupled.

The trailer for mounting the overhead conductor rails primarily served to decouple the moveable overhead conductor rails fitted at the two other portals.

The geometry of the protection structures was adapted to the railway's limited clearance envelope (broom profile). When inflated, pneumatic-hydraulic air cushions at the top of the structure support the existing vault. If the cushions were subjected to excessive pressure, e.g. in the case of a collapse, an alarm would have been initiated via sensors.

3.3 Change to Drill and Blast

Execution of the widening works revealed the rock mass to be harder and less discontinuous than forecast. As a consequence, the company applied to change the excavation method to drill and blast. Instead of perforating the rock mass during the day shift, boreholes were to be produced and prepared for blasting. Following thorough review with regard to the technical requirements and environmental impacts, and the resulting changes to project planning, tunnel widening by blasting commenced in 2016.

4 Looking Ahead

In the coming 25 to 35 years, Rhätische Bahn must reinstate around 75 tunnel with an overall length of around 26 km. The reinstatement requirement corresponds to a mean annual length of 500 m.



Quelle/credit: Rhätische Bahn AG/öBL Pöyry Schweiz AG

12 Fertiger Tunnel
Finished tunnel

innovative Ideen der Projektierenden und Ausführenden können – ohne die Kernelemente der Normalbauweise aus den Augen zu verlieren – die Bauverfahren optimiert, das Potenzial der Normalbauweise voll ausgeschöpft und damit ein qualitativ hochwertiges und nachhaltiges Produkt erreicht werden.

Mit der Einführung und Umsetzung der «Normalbauweise Tunnel» gelingt der RhB ein Meilenstein bei der effizienten Instandsetzung für Tunnel, welcher möglicherweise auch ausserhalb Graubündens zum Standard wird.

Literatur/References

- [1] Ausbau Gletscherastunnel, Geologisch-Geotechnischer Bericht, Nr. 5533-1, 20. Dezember 2012, BTG Büro für Technische Geologie AG, Sargans

In order to achieve this target, standardisation using the standard construction method is a step in the right direction. However, because the RhB tunnels are all subject to different conditions throughout the entire network – whether in terms of the geology, hydrogeology or access, routing, connection to viaducts, etc. – the standard construction method must be continuously developed. Innovative ideas from the project planners and executors allow the construction method to be optimised, the potential of the standard construction method to be fully exploited, and a high quality and sustainable product to thus be achieved – without losing view of the core elements of the standard construction method.

With the introduction and implementation of the standard construction method, RhB has achieved a milestone in efficient tunnel reinstatement, which may possibly become standard even outside of the canton of Grisons.

Christian Schreiber, Geschäftsfeldleiter, Rhomberg Sersa Rail Group, Bregenz/AT

Glatscherastunnel

Von der Lösung bis zur Umsetzung

Der erste in Normalbauweise ausgeführte Tunnel der RhB erforderte spezielle Lösungen, um einen möglichst effizienten Bauablauf zu gewährleisten. Durch die Gerätewahl sollte ein möglichst grosser Fortschritt je Nachtintervall erzielt werden. Dabei war immer zu beachten, dass die Arbeiten je Schicht so abzuschliessen waren, dass während des Tages ein sicherer Bahnbetrieb gewährleistet werden konnte.

Glatscheras Tunnel

From Solution to Implementation

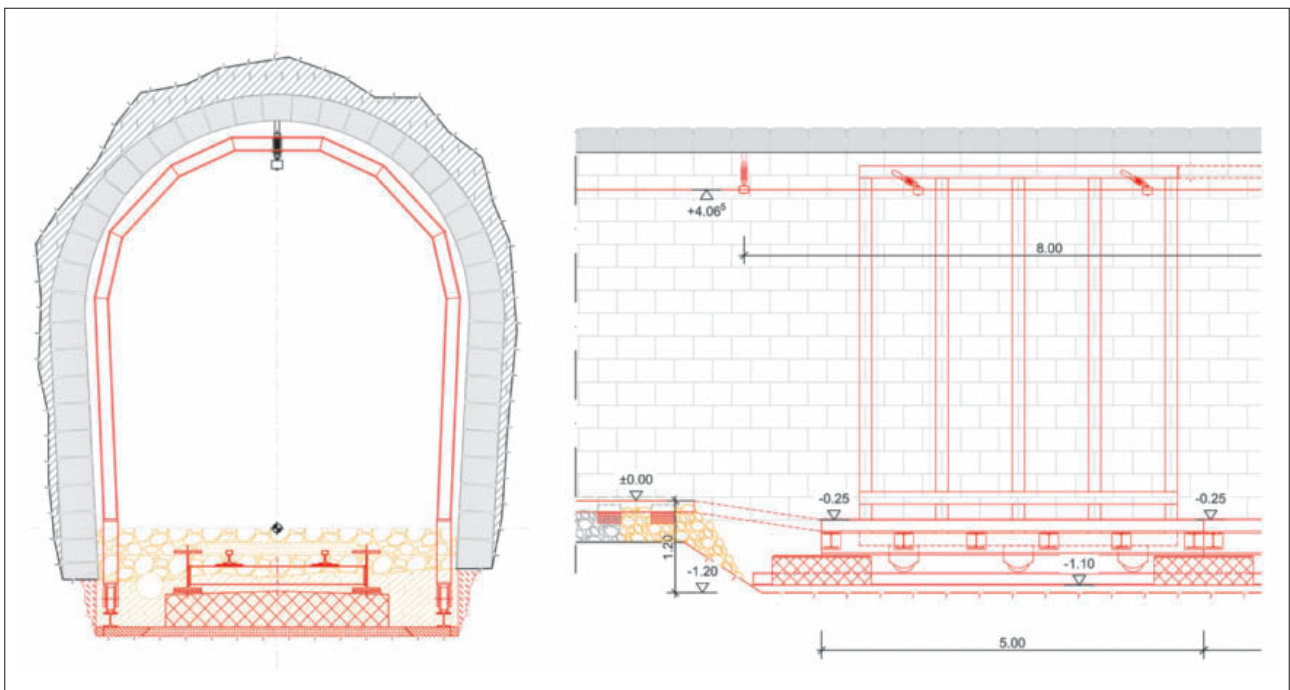
The first RhB (Rhaetian railway) tunnel executed using the standard construction method demanded custom solutions in order to ensure the most efficient construction process possible. The aim was to achieve as great an advance as possible during night shift by selecting the most appropriate equipment. Here, it was necessary to ensure that the work on each shift was completed such that safe regular railway operations could be guaranteed during the daytime.

1 Alternative Lösung zum Einsatz von Hilfsbrücken

Die Ausführung am Projekt Glatscherastunnel sah die Absenkung der bestehenden Tunnelsohle sowie den Einbau einer neuen Sohlplatte vor. Um während der Bauarbeiten ein wenig mehr Lichtraumprofil im Tunnel zu bekommen,

1 Alternative Solution to the Use of Auxiliary Bridges

The Glatscheras Tunnel project works envisaged lowering the existing tunnel invert and installing a new base slab. In order to create a slightly larger clearance envelope during construction works in the tunnel, simultaneous



Quelle/credit: Ausschreibungsunterlagen RhB

1 Ausschnitt aus Bauphasenplanung RhB
Extract from RhB construction phase planning

Tunnel Glatscheras

De la solution à la réalisation

Il a fallu concevoir des solutions permettant de travailler aussi efficacement que possible pendant l'interruption nocturne du trafic. Pour pouvoir réaliser la majeure partie des travaux de manière efficace au moyen d'engins sur pneus, on a remplacé les ponts provisoires par une voie remplacée par une voie sur dalle offrant une possibilité de raccordement au réseau routier. Le tunnel de protection prévu pour la protection du trafic ferroviaire a également été aménagé pour servir de porte-outils et sa fonction élargie par la prise en charge de la ligne de contact rigide. Pour le montage des voussoirs, on a conçu et mis en œuvre une solution sur rail spécifique.

war eine gleichzeitige Absenkung der Schienenoberkante geplant. Um diese Massnahmen ausführen zu können, hatte die RhB den Einbau von Hilfsbrücken vorgesehen (siehe Bild 1). Da der Einbau von Hilfsbrücken mit grossem Aufwand verbunden ist und ihr Schutz während der gesamten nachfolgenden Arbeiten an der Gewölbeaufweitung als nicht zweckmässig empfunden wurde, ist die Lösung mit einer temporären Festen Fahrbahn entwickelt worden.

1.1 Provisorische Feste Fahrbahn

Auf Basis der gegebenen Rahmenbedingungen wurde der Einbau einer provisorischen Festen Fahrbahn für den Bauzustand geprüft und ausgearbeitet.

Ursprünglich war geplant, alle fünf Meter ein Fertigteil als Fundament für die Hilfsbrücken zu versetzen. Die ausgeführte Variante nimmt dieses Konzept auf und ändert es wie folgt ab:

- Versetzen von Fertigteilen als Sohlplatte
- Nutzung der Fertigteile als Unterbau für Schienenstützpunkte

Die als Feste Fahrbahn ausgestalteten Fertigteile werden nunmehr mit einem Abstand von 50 cm verlegt. Somit besteht die Möglichkeit der direkten Befestigung der Schienenstützpunkte.

Als Schienenbefestigung wurde ein eigens entwickelter Stützpunkt eingesetzt. Die Befestigung verfügt über eine elastische Zwischenlage als Dämpfungselement. Der Stützpunkt kann zudem in der Höhe und der Lage reguliert werden, somit kann die Gleislage optimal eingestellt werden.

Auf der Fahrbahnplatte wird ein weiteres Fertigteil montiert, damit diese für pneugebundene Fahrzeuge befahrbar wird.

Die Verwendung von Fertigteilelementen, anstelle eines Einsatzes von temporären Hilfsbrücken, ermöglicht schon

Galleria Glatscheras

Dalla soluzione alla realizzazione

Si è trattato di sviluppare soluzioni che garantissero un lavoro il più possibile efficiente durante le pause d'esercizio notturne. Al fine di poter eseguire la maggior parte dei lavori in modo efficiente su gomma, i ponti ausiliari sono stati sostituiti da una carreggiata fissa alternativa, che ha offerto la possibilità di preparazione del terreno a scopo edilizio su strada. La galleria protettiva pensata per la protezione della carreggiata è stata sviluppata anche in funzione porta-attrezzi ed ampliata per l'alloggiamento della rotaia portacorrente a soffitto. Per l'installazione dei conci prefabbricati è stata sviluppata e applicata in proprio una soluzione su rotaie.

lowering of the top of rail was planned. RhB had planned to install auxiliary bridges to facilitate these measures (see Fig. 1). Because the installation of auxiliary bridges is highly complex and their protection during the entire subsequent vault extension works was not regarded as expedient, a solution employing a temporary slab track was developed.

1.1 Provisional Slab Track

The installation of a provisional slab track during the construction phase was reviewed and developed on the basis of the given framework conditions.

It was originally planned to place a prefabricated segment every 5 m to form the foundation for the auxiliary bridges. The adopted design option utilises this concept, modified as follows:

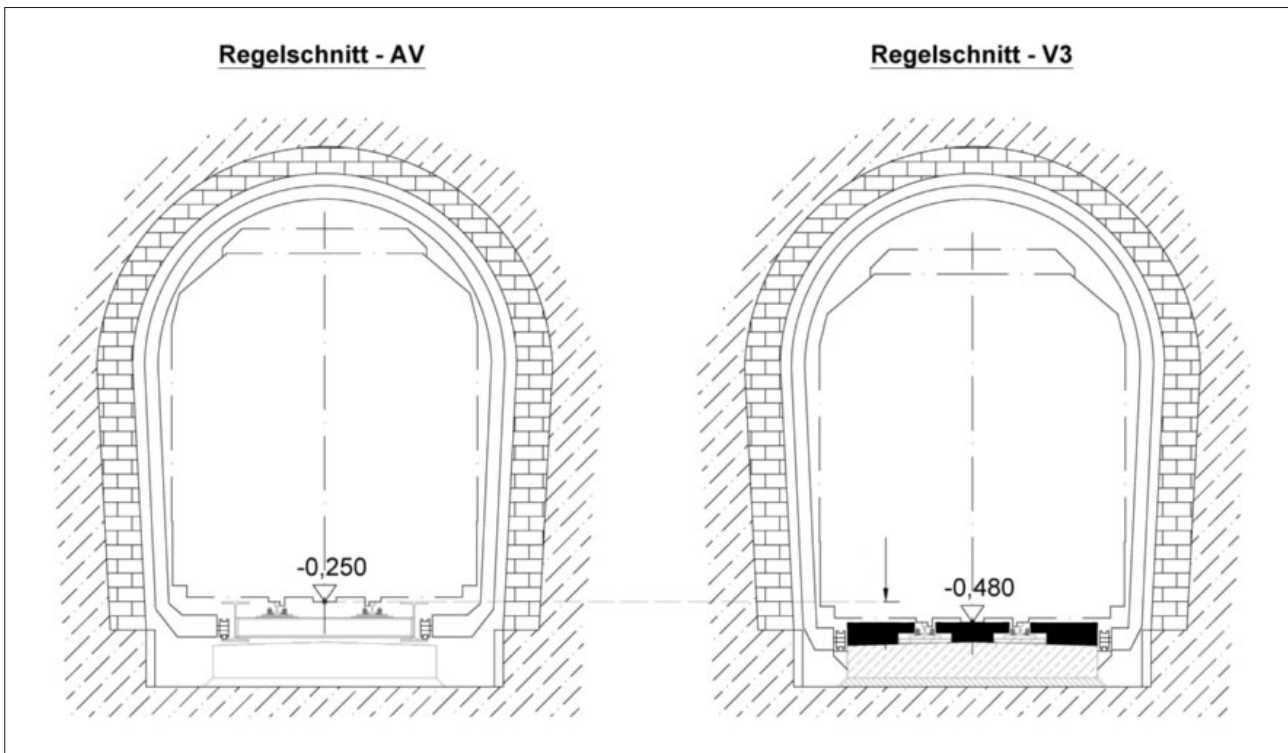
- Emplacing prefabricated segments as base slabs.
- Utilising prefabricated segments as substructure for rail support points.

The prefabricated segments, designed as slab tracks, are now installed with 50 cm spacing. This allows direct attachment of the rail fastening points onto the segments.

A specially developed support point was used to attach the rails. The fastening is provided with an elastic rail pad to serve as a damping element. In addition, the support point's height and position can be regulated, allowing the track position to be optimally adjusted.

An additional prefabricated element is mounted onto the slab track, allowing it to be used by vehicles running on rubber-tired wheels.

The use of prefabricated segments instead of temporary auxiliary bridges allows the top of rail to be lowered during the refurbishment works (see Fig. 2).



Quelle/credit: Rhombert Bahntechnik GmbH

2 Vergleich der Querschnitte: links mit Hilfsbrücke – rechts mit Fester Fahrbahn
 Comparison of cross-sections: left with auxiliary bridge – right with slab track

während der Sanierungsarbeiten eine Absenkung der Schienenoberkante (siehe Bild 2).

1.2 Erfahrungen aus der Umsetzung

Der Einbau der Fahrbahnplatten und der Rückbau des bestehenden Schottergleises sowie die damit einhergehende Absenkung der Tunnelsohle erfolgten in Nachtbetriebspausen. Je Nacht wurden ca. 15 m umgebaut. Die Erfahrung hat gezeigt, dass die Gleislage während der gesamten Dauer der nachfolgenden Tätigkeiten sehr stabil war. Der aus dem Entfall der Hilfsbrücken sich ergebende zusätzliche Lichtraum hat sich ebenfalls als positiv für die Bauarbeiten herausgestellt.

2 Konzept Schutztunnel

Der Schutztunnel hat die primäre Aufgabe, den Ausbruchbereich vom darunterliegenden Fahrbereich zu trennen, sodass für den Zugverkehr während des Tages keine Gefahr durch allenfalls herabstürzende Teile der Ausbruchsicherung entstehen kann. Während der laufenden Arbeiten in der Nachtbetriebspause war eine allfällige Stützung des Mauerwerks gegen sich lösende Steine vorgesehen.

Folgende Änderungen wurden an der Konstruktion vorgenommen:

- Verwendung der Sohlfertigteile als Fahrweg für die Konstruktion
- Verwendung eines zusätzlichen Schutzportals
- Nutzung des Schutzportals als Geräteträger

1.2 Experience Gained During Implementation

Installation of the slab tracks and removal of the existing ballast track, as well as the accompanying lowering of the tunnel invert, were carried out during the night-time breaks of the regular railway operations. Approximately 15 m of tunnel were refurbished every night. Experience has shown that the track position remained highly stable for the entire duration of subsequent activities. The additional clearance resulting from the omission of the auxiliary bridges also proved to be a positive factor in the constructions works.

2 Protective Tunnel Concept

The primary task of the mobile protective tunnel is to separate the refurbishment work area from the train area below, to avoid any hazards to rail traffic during daytime by falling objects. A masonry support system to protect against any loose rock was envisaged for the work period during the night-time operating break.

The following modifications were made to this concept:

- Use of the prefabricated floor segments as travel/guideway for the protective tunnel construction.
- Use of an additional protective tunnel.
- Use of the additional protective tunnel structure as equipment carrier.

2.1 Alteration of the Running Rail Situation

The auxiliary rails, which were planned for the abutment area (cf. Fig. 1), were dispensed with completely. The guide-

2.1 Änderung Situation Fahrsschienen

Auf die Hilfsschienen, welche im Bereich der Widerlager (vergleiche Bild 1) geplant waren, wurde zur Gänze verzichtet. Der Fahrweg der Schutzkonstruktion wurde in die Sohlfertigteile integriert.

- Der Sohlabtrag im Bereich des Widerlagers muss nicht mehr senkrecht erfolgen, sondern kann «gebösch» werden, dadurch kommt es zu keiner Gefährdung der Standicherheit des bestehenden Gewölbes.
- Durch die Verwendung der Sohlfertigteile mit dem integrierten Fahrweg für die Schutzkonstruktion wird zu jeder Zeit gewährleistet, dass der Lichtraum eingehalten wird. Die Schutzkonstruktion ist so quasi mit dem Gleis verbunden, da der Abstand zu diesem immer gleich bleibt (siehe Bild 3 und 4).

Die Umsetzung hat gezeigt, dass die direkte Montage der Hilfsschienen seitlich der Sohlfertigteile von grossem Vorteil war. Ein separates Einrichten der Hilfsschienen und auch die Kontrolle des Lichtraums haben sich dadurch wesentlich vereinfacht.

2.2 Nutzung als Geräteträger

Eine grundlegende Überlegung in der Konzeptphase war unter anderem die effizientere Nutzung des knappen Zeitraums in den Nachtbetriebspausen. Hierfür angedacht wurde die Ergänzung der Schutzkonstruktion um ein zusätzliches Portal, welches als Geräteträger genutzt werden kann. Die Überlegungen gingen dahin, eine Bohrlafette aufzubauen, um gegebenenfalls während des Tages, noch unter laufendem Zugbetrieb, Perforationslöcher bzw. Sprenglöcher zu bohren als Vorbereitung für den in der Nacht stattfindenden nächsten Ausbruch bzw. Abschlag – Bild 5 zeigt diese Gerätestudie.

way for the protective tunnel structure was integrated in the prefabricated floor segment.

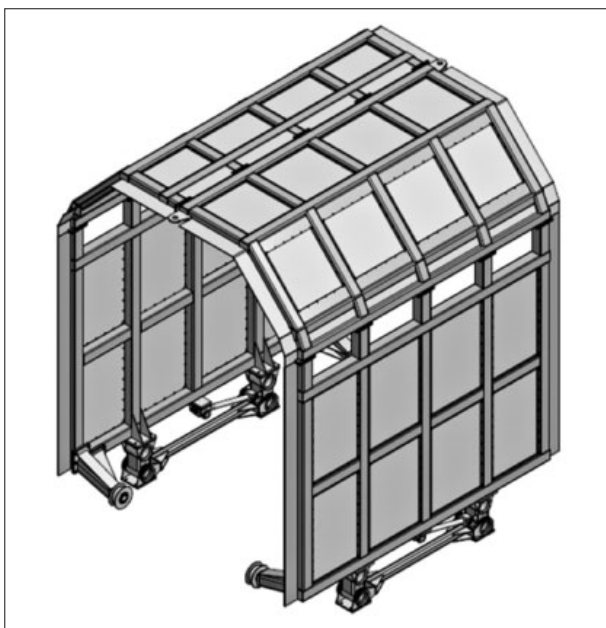
- Floor excavation in the region of the abutment no longer needs to be vertical, but can be bermed, and thus does not lead to a stability hazard in the existing vault.
- By using the prefabricated floor segments with the integral guideway for the protective tunnel structure, adherence to the clearance at all times is guaranteed. In this way, the protective tunnel structure practically forms a single unit with the track, because the distance to it always remains the same (see Figs 3 and 4).

This implementation has demonstrated that directly mounting the auxiliary rails on the sides of the prefabricated floor segments was highly advantageous. Separate adjustment of the auxiliary rails and control of the clearance envelope were substantially simplified.

2.2 Use as Equipment Carrier

Among other things, one fundamental consideration during the concept phase was how to more efficiently utilise the scarce time available during the night-time operating break. Supplementing the protective tunnel structure with an additional protective tunnel, which could be used as an equipment carrier, was proposed. Erecting a drill feed in order to allow perforation or blasting holes to also be drilled during daytime, while track operations continued in preparation for the next refurbishment (excavation) phase or advance during the night, was considered – Fig. 5 shows this equipment study.

The representation in Fig. 6 shows the final structure used, which consists of protective tunnels and the following protective tunnel with the drill setup. The structure proved to



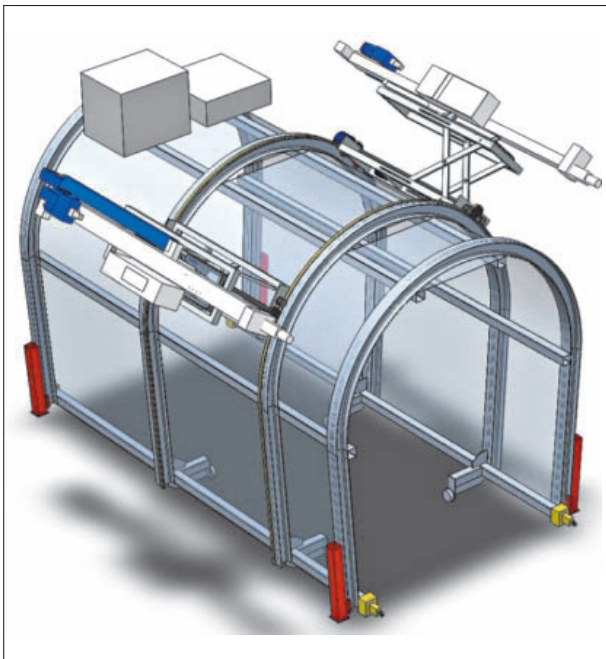
Quelle/credit: Rhomberg Bahntechnik GmbH

3 3D-Prinzip-Darstellung Schutzkonstruktion
3D protective tunnel structure schematic



Quelle/credit: Rhomberg Bahntechnik GmbH

4 Teil der Schutzkonstruktion mit Fahrsschiene am Sohlfertigteile
Part of protective tunnel structure with running rail on prefabricated base element



Quelle/credit: Rhomberg Bahntechnik GmbH

5 Bohrportal

Protective tunnel with drill feed setup

Die Darstellung im Bild 6 zeigt die effektiv ausgeführte Konstruktion, bestehend aus Schutztunneln und dem nachlaufenden Bohrportal. Die Konstruktion hat sich während des Einsatzes sehr bewährt. Die Schutzkonstruktion mit den integrierten Luftkissen zur Abstützung des Mauerwerks hat immer einen sicheren Bahnbetrieb gewährleistet. Das Bohrportal schliesst bündig mit der Schutzkonstruktion ab. Mit dem Bohrportal konnten alle notwendigen Bohrungen für den in weiterer Folge notwendig gewordenen Sprengvortrieb erstellt werden. Grosser Vorteil war der Grundgedanke, dass die Bohrarbeiten während des laufenden Zugbetriebs unter Tag stattfinden konnten.

2.3 Erfahrungen mit Schutztunnel und Bohrportal

Während der gesamten Einsatzdauer wurden positive Erfahrungen mit der Schutztunnelkonstruktion gemacht. Es war möglich, diese binnen 30 Minuten zu verfahren, sodass mit den Ausbrucharbeiten begonnen werden konnte. Zu Schichtende benötigte es ca. 45 Minuten, um wiederum so positioniert zu sein, dass der sichere Bahnbetrieb während des Tages gewährleistet werden konnte. Zu Beginn der Arbeiten wurde die Lichtraumfreiheit jeweils eigens kontrolliert. Die Erfahrung hat gezeigt, dass dies jedoch auf Grund der Lage der Fahrschienen nicht notwendig ist.

Die Erfahrung mit dem Bohrportal hat gezeigt, dass es möglich ist, während des laufenden Bahnbetriebs die entsprechenden Bohrarbeiten auszuführen. Das Bohren der Sprenglöcher begann jeweils ca. sechs Stunden vor der nächtlichen Gleissperre, sodass beim eigentlichen Arbeitsbeginn bereits alle Sprenglöcher gebohrt waren. Dieser Umstand gab für alle folgenden Arbeiten in der Nachtbetriebspause mehr Zeit.

be highly suitable in deployment. The protective tunnel structure with integral air cushions to support the masonry guaranteed safe track operations at all times. The following protective tunnel with the drill feed setup can be connected flush to the other protective tunnel structure. It was possible to introduce all boreholes required for the blasting that was necessary using the drill setup. The fundamental concept that the drilling works could be carried out underground during track operations proved to be highly advantageous.

2.3 Experience with Protective Tunnel and Protective Tunnel with Drill Feed Setup

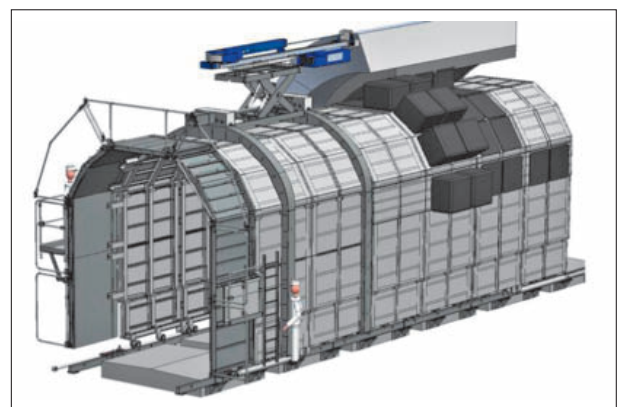
The protective tunnel structure left a positive impression during the entire deployment. It was possible to move it within 30 minutes, allowing excavation works to begin. At the end of a shift it took approximately 45 minutes to position it such that track operations were once again possible during the day. The clearance was checked daily before beginning work. However, experience revealed that this was not necessary due to the position of the running rails.

Experience with the following protective tunnel drill feed setup has shown that it is possible to carry out the necessary drilling works during running track operations. Drilling of the blast holes began approximately six hours prior to the night-time track possession, so all blast holes were already drilled before work actually began. This meant that more time was available for all subsequent works during the night-time operating break.

3 Segment Installation (Tubbings)

A segment lining was installed as the new interior finish following excavation. A ring consists of five individual segments, placed on suitable base segments.

To allow the segments, weighing up to 5 t each, to be placed in the tight tunnel cross-section, a custom-built segment erector needed to be developed, because no conventional construction machines appeared suitable. The fundamental demands on the segment erector were:



Quelle/credit: Rhomberg Bahntechnik GmbH

6 Schutztunnel und Bohrportal

Protective tunnel and trailing tunnel with drill feed setup

3 Einbau Tübbinge

Als neuer Innenausbau sind nachlaufend zum Ausbruch neue Tübbinge versetzt worden. Ein Ring setzt sich aus fünf Einzelelementen zusammen, welche auf entsprechende Sockelsteine verlegt werden.

Um die bis zu fünf Tonnen schweren Elemente in dem engen Tunnelquerschnitt versetzen zu können, musste eine spezifische Versetzeinrichtung entwickelt werden, da keine konventionellen Baumaschinen geeignet schienen. Basisanforderungen an die Versetzeinrichtung waren:

- hohe Einbauleistung pro Element (inkl. Sichern, Verspannen, Dichten)
- hohe Lagegenauigkeit der versetzten Elemente
- hohe Arbeitssicherheit
- Die Versetzeinrichtung sollte rasch und sicher transportiert werden können bzw. am Arbeitsort keine längeren Rüstzeiten notwendig machen und damit rasch einsatzbereit sein.
- Das je Schicht zu verbauende Material sollte mit einer Versorgungsfahrt, nach Möglichkeit gemeinsam mit der Versetzeinrichtung, an den Arbeitsort transportiert werden, um Versorgungsfahrten während der Arbeitsschicht zu vermeiden.
- Es sollte eine «schienengebundene» Lösung sein, denn diese ermöglicht eine schnelle Mobilisation und auch Demobilisation.
- Wenn eine schienengebundene Lösung entwickelt werden kann, darf diese in ihren Abmessungen die Lademasse nicht überschreiten, um einen Transport auch ausserhalb der Baustelle im «normalen» Netz zu ermöglichen.

3.1 Entwicklung der technischen Lösung

Um die notwendigen Anforderungen abdecken zu können, wurde ein Maschinenkonzept erarbeitet. Der Lösungsansatz brachte als Kernelement ein Versetzgerät hervor, welches nach Möglichkeit von einem Standardgüterwagen der RhB aus operieren sollte (siehe Bild 7).

Das Maschinenkonzept sah vor, dass eine auf den Güterwagen montierte Kranbahn ein Längsfahren der Versetz-

- High installation capacity per segment (including securing, tensioning, sealing).
- High positional accuracy of the placed segments.
- High working safety.
- The segment erector was to be capable of being quickly and safely transported, and not require extended set-up times, thus making it quickly deployable.
- The material to be installed in each shift was to be capable of being transported to the point of deployment in a single supply journey, if possible together with the segment erector, in order to avoid supply journeys during the shift.
- A track-based solution was to be adopted, because this would allow for rapid mobilisation and demobilisation.
- If a track-based solution could be developed, its dimensions were not to exceed the loading gauge in order to also allow for transport outside of the site on the normal rail network.

3.1 Developing the Technical Solution

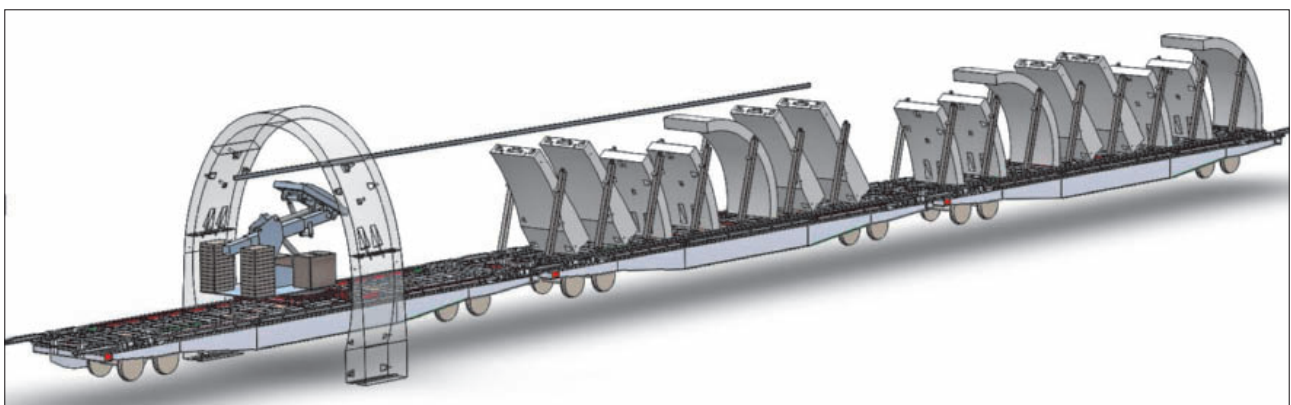
A machine concept covering the necessary requirements was developed. As the core element of the solution, the approach produced a segment erector which would preferably be operable from a standard RhB goods car (see Fig. 7).

The machine concept envisaged a crane runway mounted on a goods car facilitating longitudinal movement of the segment erector and thus allowing the segments to be removed from their transportation anchorages and be placed as necessary.

Only a very small time window was available to develop the technical solution. Close and intensive collaboration between the machine designers and the people responsible for its implementation was necessary. One of the obvious benefits was that all developments and designs were carried out in-house. It was only this that allowed a solution to be developed in the short time available.

3.2 The Implemented Solution – Implementation of the Custom Machine Solution

Construction of the segment erector began once the machine concept phase was complete. The developed custom solution was built over a six month construction period.



7 Übersicht Versetzeinrichtung
Segment erector overview

Quelle/credit: Rhomberg Bahntechnik GmbH

einrichtung ermöglichen sollte, um die Tübbinge aus den Transportverankerungen herausnehmen zu können und entsprechend zu versetzen.

Für die Entwicklung der technischen Lösung stand nur ein sehr kleines Zeitfenster zur Verfügung. Es war eine sehr enge und intensive Abstimmung zwischen den Maschinenentwicklern und den für die Realisierung verantwortlichen Personen notwendig. Als klarer Vorteil hat sich dabei herausgestellt, dass sämtliche Entwicklungen und Konstruktionen «inhouse» durchgeführt wurden. Nur dies hat die Lösungsentwicklung in der kurzen Zeit ermöglicht.

3.2 Die ausgeführte Lösung – Umsetzung der maschinellen Sonderlösung

Nach Abschluss der Maschinenkonzeptphase wurde mit dem Bau der Versetzeinrichtung begonnen. In sechsmonatiger Bauzeit entstand dabei die entwickelte Sonderlösung.

Das Bild 8 zeigt die gesamte Anlage, bestehend aus:

- Tübbingversetzgerät – THG
- Mutterwagen
- Verladewagen mit Transportrahmen

Während der Konzeptphase wurden noch weitere Schnittstellen in die Überlegungen mit einbezogen, so wurde z.B. die gesamte Logistik der Tübingelemente mit berücksichtigt. Aus diesen Überlegungen heraus entstanden die Transportrahmen auf dem Verladewagen, die eine ringweise Verladung der Tübbingelemente ermöglichen.

3.2.1 Tübbing-Handling-Gerät (THG)

Das THG wird für den Längstransport der Tübbingelemente auf den Wagen und für das Versetzen der Tübbingelemente am Einbauort eingesetzt. Der Fahrweg für das THG befindet sich auf dem Mutterwagen respektive auf den Transportrahmen. Das Versetzen der Tübbingelemente ist nur auf dem Mutterwagen möglich.

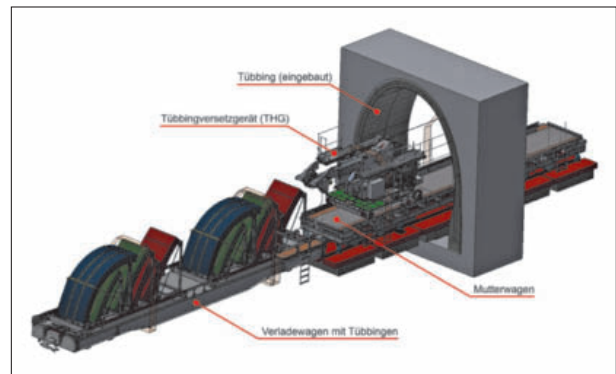
Das Bild 9 zeigt das THG, bestehend aus:

- Unterwagen mit Pendelachse
- Turm inkl. Arbeitspodesten (am Bild zwecks Übersichtlichkeit ausgeblendet)
- Arm inkl. Greifer

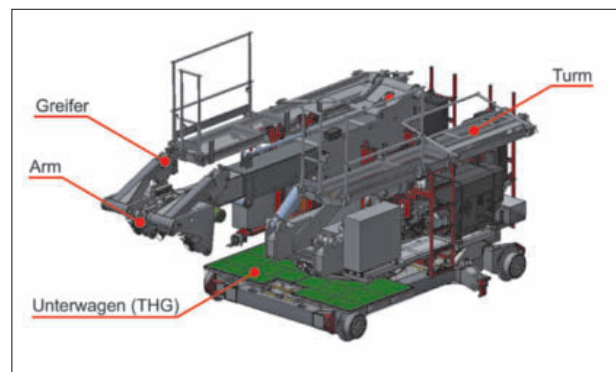
Der Greifer ermöglicht sowohl die Aufnahme des Parameter- und Ulm- als auch des Firstelements. So ist das zu versetzende Element sicher gehalten und es können über die Kinematik der Versetzeinrichtung alle notwendigen Positionierungsbewegungen erfolgen. Das Element bleibt bis zum Erreichen der endgültigen Versetzposition am Greifer gesichert. Die Bedienung erfolgt mittels Funkfernsteuerung.

3.2.2 Mutterwagen

Um ein sicheres und präzises Versetzen der Tübbingelemente zu ermöglichen, wurde ein Regelgüterwagen entsprechend



8 Gesamtübersicht
General overview



9 Tübbing-Handling-Gerät
Segment handling facility

Fig. 8 shows the complete system, consisting of:

- Segment erector – SHF.
- Mother vehicle.
- Load vehicle with transportation frame.

Additional interfaces were also considered during the concept phase. For example, the entire segment logistics chain was incorporated. The transportation frames on the load vehicle, which allow the segments to be loaded in rings, are the result of these considerations.

3.2.1 Segment Erector (SHF)

The SHF is used for longitudinal transport of the segments on the vehicle and placing the segments at the point of installation. The guideway for the SHF is located on the mother vehicle and the transport frame, respectively. It is only possible to place the segments from the mother vehicle.

Fig. 9 shows the SHF, consisting of:

- Carriage with floating axle.
- Tower including work platform (not shown in the image for clarity).
- Arm including grab.

The grab can pick up the lower and upper sidewall and crown segments. The segment to be placed is securely held and all necessary positioning movements made by utilising the seg-

Quelle/credit: Rhombert Bahntechnik GmbH

Quelle/credit: Rhombert Bahntechnik GmbH

ausgerüstet. Der vom Bundesamt für Verkehr (BAV) zugelassene Flachwagen wurde für die Anforderungen entsprechend baulich angepasst, sodass das seitliche Versetzen der fünf Tonnen schweren Tübbinge möglich ist. Der mit einem Hydraulikaggregat ausgestattete Wagen kann sich mittels hydraulischer Abstützzylinder sicher auf den Fahrbahnelementen abstützen.

3.2.3 Verladewagen

Bei den Verladewagen handelt es sich um Regelgüterwagen Re-T der RhB. Diese Wagen haben entsprechende Arretierungen für die Aufnahme von 20"-Containerrahmen. Je Wagen können so zwei Stück Transportrahmen aufgenommen werden. Diese Transportrahmen bieten entsprechend Aufnahme für einen kompletten Ring. Der Transportrahmen ist so konzipiert, dass er mittels Containerkran (Spreader) oder Containerstapler (Reach Stacker) manipuliert werden kann – inkl. der verladenen Tübbinge.

3.3 Erfahrung aus der Umsetzung

Das Versetzen der Tübbinge mit dem THG hat gut funktioniert. Die Praxis hat gezeigt, dass die einzelnen Elemente sehr genau versetzt werden müssen, um die an die Verlegung geforderten Toleranzen einhalten zu können.

Die Tübbingelemente sind jeweils miteinander verschraubt und es ist eine entsprechende Dichtung einzubauen. Um diese Tätigkeiten sicher ausführen zu können, muss eine entsprechende Zugänglichkeit geschaffen werden.

Durch die am THG montierten Podeste und den Einsatz einer kleineren Hubarbeitsbühne konnte dies optimal erreicht werden. Der Einsatz der Fertigteil-Transportrahmen hatte zudem den Vorteil, dass bereits im Fertigteilwerk ein kompletter Ring in jeweils einen Rahmen, sortiert in der entsprechenden Einbaureihenfolge, geladen werden konnte. Die normalerweise immer wieder auftretenden Transportschäden an Fertigteilen durch die mehrfache Manipulation konnte ebenfalls ganz ausgeschlossen werden. Je Nachtbetriebspause wurden ca. vier Ringe, bestehend aus jeweils fünf Tübbingelementen, versetzt. Nach entsprechender Streckensperrung fuhr der Zug, bestehend aus Lok, zwei Verladewagen und dem Mutterwagen, in den Tunnel bis zur Einbaustelle. Nach entsprechender Positionierung wurde die Komposition abgestellt und das Versetzen der Tübbinge konnte beginnen. Das THG entnahm dem ersten Transportrahmen das erste Element und versetzte es an die entsprechende Position im Tunnel. So wiederholte sich der gesamte Vorgang, bis der komplette Ring eingebaut worden war. Für die sichere Montage sind die Ringe an den zuvor versetzten Ring geschraubt worden. Diese Verschraubung ist nach abgeschlossenem Versetzvorgang wiederum entfernt worden. Das entwickelte Maschinenkonzept für das Verlegen der Tübbinge hat am Glatscherastunnel seine Feuerprobe bestanden.

ment erector kinematics. The element remains secured in the grab until reaching the final installation position. Operation is by remote control.

3.2.2 Mother Vehicle

A standard goods car was suitably equipped to facilitate safe and precise segment placement. The BAV-approved flatbed car was structurally adapted to meet the formulated demands such that lateral placement of the 5 t segments was possible. The car, equipped with a hydraulic power pack, was able to use the hydraulic cylinders to safely support itself on the floor segments.

3.2.3 Load Vehicle

The load vehicle was a RhB standard type Re-T goods car. These cars have locking facilities (twist locks) for accepting 20" container. The cars could thus accept two transportation frames each. The transportation frames had enough mountings to accommodate a complete ring. The transportation frame is designed such that it can be manipulated by a container crane (spreader) or container stacker (reach stacker) – including the loaded segments.

3.3 Experience Gained from Implementation

Segment installation using the SHF worked well. Practical application has shown that individual segments must be very accurately placed in order to adhere to the demanded installation tolerances.

The segments are all bolted together and a suitable seal installed. Appropriate access needed to be created to safely perform these activities.

Thanks to the work platforms installed on the SHF and the use of a small cherry picker, this was optimally achieved. The use of the prefabricated segment transportation frame also had the advantage that a complete ring could be loaded into a frame, sorted into the correct installation sequence, in the segment prefabrication plant. Transportation damage to the prefabricated segments caused by repeated manipulation, an otherwise normal occurrence, was also completely eliminated. Approximately four rings, consisting of four segments each, were placed per night-time operating break. Following possession the train, comprising locomotive, two load cars and the mother car, entered the tunnel and travelled to the installation point. Once suitably positioned, the configuration was unloaded and segment installation could begin. The SHF removed the first segment from the first transportation frame and placed it at the appropriate position in the tunnel. The entire procedure was repeated until the complete ring had been installed. The rings were bolted to the previously installed rings to ensure secure assembly. The bolts were removed again once the installation process was complete. The machine concept developed for segment installation in the Glatscheras Tunnel stood up to its baptism of fire.

Matthias Kündig, Dipl. Ing. ETH/SIA, AF TOSCANO, Zürich/CH

Sue Motta, Dipl. Ing. ETH/SIA, AF TOSCANO, Lugano/CH

Marco Fioroni, Dipl. Ing. ETH/SIA, Bundesamt für Strassen (ASTRA), Bellinzona/CH

Aufweitung und Sanierung des Stalvedrotunnels

Herausforderung für Planer und Unternehmer

Der Stalvedrotunnel ist der letzte Tunnel auf der Autobahn A2 vor dem Südportal des Gotthardstrassentunnels. Er wurde in den frühen 70er Jahren gebaut und besteht aus zwei Tunnelröhren der Länge 358,1 m bzw. 320,2 m. Das Projekt des Bundesamts für Strassen (ASTRA) beinhaltet die Aufweitung der einen Tunnelröhre auf eine dritte Spur (Standspur) und die Sanierung der anderen Tunnelröhre. Der Baubeginn war im Jahr 2015. Die Bauzeit beträgt drei Jahre.

Enlargement and Renovation of the Stalvedro Tunnel

A Challenge for the Designers and Contractors

The Stalvedro tunnel is the last tunnel on the A2 motorway before the south portal of the Gotthard Road Tunnel. Built in the early 1970s, it consists of two tunnel tunnels with a length of 358.1 m and 320.2 m respectively. The Federal Roads Office (FEDRO) project involves the enlargement of one tunnel tunnel to include a third lane (hard shoulder) and the renovation of the other tunnel tunnel. Construction started in 2015 and is scheduled to take three years.

1 Einleitung

Der Stalvedrotunnel ist Bestandteil der Autobahn A2, er liegt auf dem Gebiet der Gemeinde Airolo in der oberen Leventina und befindet sich in nächster Nähe zum Fluss Ticino. Das bestehende Bauwerk ist der letzte Tunnel vor dem Südportal des Gotthardstrassentunnels und nimmt eine strategische Rolle auf der Nord-Süd Achse ein. Der Stalvedrotunnel wurde in den frühen 70er Jahren gebaut und besteht aus zwei separaten Röhren mit einer Länge von 358,1 m für die Nord-Süd-Röhre bzw. von 320,2 m für die Süd-Nord-Röhre. An den Portalen befinden sich kurze Tagbaustrecken, welche in Voreinschnitten erstellt wurden. Die beiden Tunnelröhren des Stalvedro unterqueren schief den SBB-Tunnel der Nord-Süd-Rampe. Das heutige Bauwerk des Stalvedrotunnels beinhaltet zwei Fahrspuren mit einer Breite von 7,75 m und einer Gesamttunnelbreite inkl. Gehweg von 9,40 m. In den Banketten erfolgt die Ver- und Entsorgung der Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen, der Tunnelentwässerung sowie einer Trinkwasserleitung für die Wasserversorgung der Autobahnraststätte Stalvedro. Für die Sicherheit sind SOS-Nischen vorhanden, jedoch keine Löschwasserversorgung mit Hydranten. Aufgrund der kurzen Tunnellänge ist keine Längslüftung notwendig. In den Portalbereichen Nord und Süd bestehen zwei unterirdische Zentren für die Betriebs- und Sicherheitsausrüstung. Mit dem grossen Verkehrsaufkommen auf der Nord-Süd-Achse der Autobahn A2 sowie dem daraus resultierenden Stauaufkom-

1 Introduction

The Stalvedro tunnel forms part of the A2 motorway in the municipality of Airolo in the upper Leventina and is located in close proximity to the river Ticino. The existing structure is the last tunnel before the south portal of the Gotthard Road Tunnel and plays a strategic role in the north-south axis. The Stalvedro tunnel was built in the early 1970s and comprises two separate tunnels, with the north-south tunnel featuring a length of 358.1 m and the south-north tunnel measuring 320.2 m. At the portals, there are short cut-and-cover sections that were created by means of pre-cuts. The two tunnels of the Stalvedro pass beneath the Swiss Federal railways (SBB) tunnel on the north-south ramp at a glancing angle. The current structure of the Stalvedro tunnel features two lanes with a width of 7.75 m and a total tunnel width of 9.40 m including the walkway. The walkways are used for the supply and disposal of the operating and safety equipment, the tunnel dewatering and a drinking water pipeline for the water supply at the Stalvedro motorway service station. SOS niches are present for safety purposes, but there is no supply of fire fighting water via hydrants. Due to the short length of the tunnel a longitudinal ventilation is not required. In the north and south portal areas, there are two underground control centres for operating and safety equipment. Given the large volume of traffic on the north-south axis of the A2 motorway and the resulting traffic jams in front of the south

Élargissement et rénovation du tunnel Stalvedro

Un défi pour planificateurs et entrepreneurs

Le tunnel de Stalvedro est le dernier tunnel de l'autoroute A2 avant le portail sud du tunnel routier du Saint-Gothard. Il a été construit au début des années 70 et est composé de deux tubes d'une longueur de 358,1 m et 320,2 m. Le projet comprend l'élargissement du tube sud-nord pour la création d'une troisième voie (bande d'arrêt d'urgence) et la remise en état du tube nord-sud. Les travaux ont démarré en 2015 et devraient durer trois ans.

L'équipe d'ingénierie Valascia (AF Toscano, Marcionelli & Winkler, Spataro Petoud) a été mandatée par ASTRA pour les travaux de planification.

Le tunnel de Stalvedro traverse les gneiss de la couverture des Apennins du Lucomagno et les séquences sédimentaires d'origine triasique de la zone de Piora. Il passe sous le tunnel des CFF, avec une distance d'à peine 8,6 m. D'un point de vue géologique, l'entaille de la roche à réaliser au portail Nord est située en terrain instable, à proximité du fleuve du Tessin (rivière). La surveillance des ouvrages existants faisait partie intégrale du projet. La remise en état du tube nord-sud comprend l'assainissement du béton, un nouveau revêtement avec accotements, deux niches SOS et incendie.

Ampliamento e risanamento della galleria Stalvedro

Una sfida per progettisti e imprenditori

La galleria Stalvedro è l'ultima galleria lungo la A2 prima del portale sud della galleria autostradale del San Gottardo. Costruita nei primi anni Settanta, è composta da due canne lunghe rispettivamente 358,1 m e 320,2 m. Il progetto dell'Ufficio federale delle strade USTRA comprende l'ampliamento della canna Sud-Nord con l'aggiunta della terza corsia (corsia di emergenza) e il risanamento della canna Nord-Sud. I lavori sono iniziati nell'anno 2015. La durata prevista della costruzione è di tre anni.

Il consorzio di ingegneri Valascia-G (AF Toscano, Marcionelli & Winkler + Partner, Spataro Petoud Partner) è stato incaricato dei lavori di progettazione dall'USTRA.

La galleria Stalvedro, che attraversa gli gneiss del cristallino del Lucomagno e il triassico della zona della Piora, passa al di sotto della galleria FFS ad una distanza di soli 8,6 m. Il portale Nord si trova su un terreno morfologicamente difficile ed è situato nelle immediate vicinanze del fiume Ticino. Il monitoraggio delle opere edili esistenti è parte integrante del progetto. Il risanamento della canna Nord-Sud comprende il risanamento del calcestruzzo, la messa in opera di nuove banchine e lo scavo di due nuove nicchie per SOS e idranti.

men vor dem Südportal des Gotthardstrassentunnels wurde beim Südportal des Stalvedrotunnels der Süd-Nord-Röhre ein Ampelsystem installiert, um die Staubildung im Tunnel zu verhindern. Eine stehende Kolonne stellt für die Verkehrsteilnehmer im Falle eines Ereignisses ein ernstes Sicherheitsproblem dar und ist unbedingt zu vermeiden. Das heutige Bauwerk der Süd-Nord-Röhre beinhaltet keine Standspur für die Rettungskräfte sowie keine Querverbindung, welche als Fluchtweg in die gegenüberliegende Nord-Süd-Röhre dienen könnte. Zudem ist aufgrund der Staubildung die Benutzung der Autobahnausfahrt der A2 Richtung Norden in Airolo nur eingeschränkt möglich.

Aufgrund dieser Ausgangslage soll mit dem geplanten Ausbau bzw. der Sanierung des Stalvedrotunnels einerseits den heutigen Sicherheitsanforderungen Genüge getan werden und andererseits die Baustruktur so weit instand gestellt werden, dass eine Verlängerung der Nutzungsdauer erreicht wird.

2 Projektbeschreibung Stalvedrotunnel

2.1 Aufweitung der Süd-Nord-Röhre

Für die Süd-Nord-Röhre des Stalvedrotunnels war die Projektvorgabe die Aufweitung des Tunnelquerschnitts auf

portal of the Gotthard Road Tunnel, a traffic light system was installed at the south portal of the Stalvedro south-north tunnel to prevent the occurrence of traffic jams in the tunnel. A stationary column of vehicles poses a serious safety issue for road users in the event of an incident and it is essential that this be prevented. The current structure of the south-north tunnel does not feature a hard shoulder (emergency lane) for the emergency services or a cross passage that could act as an escape route leading to the north-south tunnel located opposite. In addition, the traffic jams limit the possibility of using the motorway exit in Airolo on the northbound A2.

On the basis of this initial situation, the planned enlargement and renovation of the Stalvedro tunnel must be performed such that it satisfies the latest safety requirements and the construction itself must be repaired so as to extend the service life.

2 Description of the Stalvedro Tunnel Project

2.1 Enlargement of the South-North Tunnel

For the Stalvedro south-north tunnel, the project specification involved the enlargement of the tunnel cross-section to include a third lane (hard shoulder) in order to satisfy the safety require-

eine dritte Spur (Standspur), um den eingangs erwähnten Sicherheitsanforderungen Genüge zu tun. Zudem mussten die Vorgaben der aktuellen Normen bei der Querschnittsgestaltung eingehalten werden und das Lichtraumprofil war entsprechend zu definieren. Mit diesen Projektanforderungen wurde vom Auftraggeber ein Tunnelneubau mit einer Aufweitung des bestehenden Stalvedrotunnels vorgegeben. Für die Vergrößerung des Tunnelquerschnitts muss die bestehende Bauwerkstruktur vollständig rückgebaut und im Bereich der Aufweitung der anstehende Fels im Sprengvortrieb sowie teilweise mit dem Abbauhammer ausgebrochen werden. In den Portalzonen sind neue Tagbautunnel vorgesehen, welche die Freilegung und den Rückbau der bestehenden Tunnelstruktur sowie deren Neubau erfordern.

Die notwendige Breite des neuen Tunnelquerschnitts wurde gemäss der Norm VSS 640 855c für die vom Auftraggeber vorgegebene Verkehrsführung mit dem System 4 + 0 ausgelegt und beträgt 12,0 m. Zudem müssen gemäss der Normvorgabe der SIA 197/2 eine freie Tunnelhöhe von 5,20 m, die Anordnung von Gehwegen mit einer minimalen Breite von 1,0 m sowie die Anordnung von kombinierten SOS- und Hydrantennischen alle 150 m vorgesehen werden. Des Weiteren macht der zweiröhri-ge Stalvedrotunnel, welcher eine Tunnellänge von 300 m überschreitet, eine begehbare Querverbindung erforderlich. An beiden Tunnelportalen werden Antirezirkulationswände, welche in Form von Lärmschutzwänden ausgeführt werden, angeordnet.

ments mentioned at the start of this contribution. It was also necessary to adhere to the specifications of the latest standards when designing the cross-section and the unobstructed space profile was to be defined accordingly. In issuing these project requirements, the client stipulated the construction of a new tunnel with an enlargement of the existing Stalvedro tunnel. For the purpose of enlarging the tunnel cross-section, the existing structure needs to be completely deconstructed. In addition, the native rock needs to be broken out in the area of the enlargement by means of drill and blast tunnelling, with a hydraulic breaker (jack hammer) being used in certain cases. The new cut-and-cover tunnels that are planned for the portal zones make it necessary for the existing tunnel structure to be exposed, deconstructed and reconstructed.

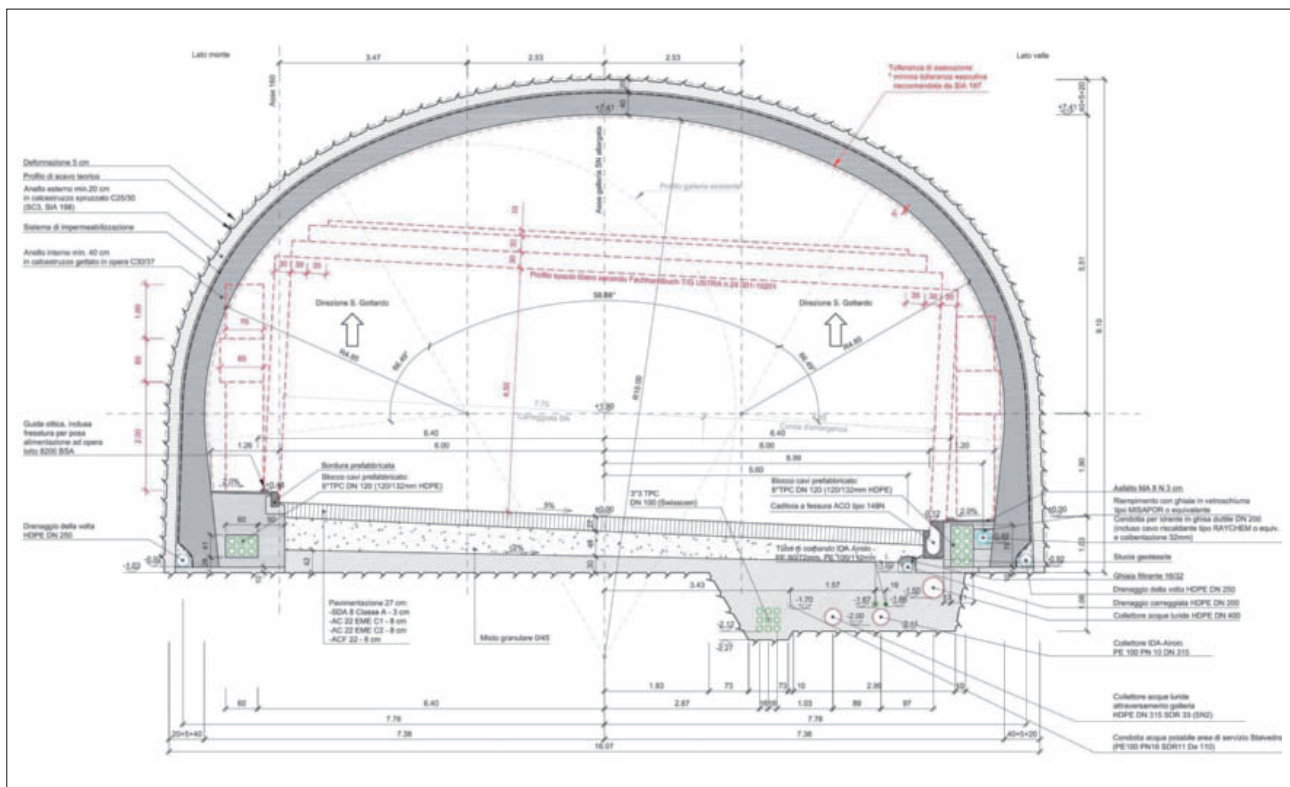
The necessary width of the new tunnel cross-section, which was conceived according to the standard VSS 640 855c for the 4 + 0 traffic routing specified by the client, amounts to 12.0 m. In addition, the specification of the standard SIA 197/2 dictates that there must be a free tunnel height of 5.20 m, the walkways must feature a minimum width of 1.0 m and combined SOS and hydrant niches must be provided every 150 m. The twin-tunnel design of the Stalvedro tunnel, which features a tunnel length in excess of 300 m, means that an accessible cross passage is required. Anti-recirculation walls are arranged at both tunnel portals in the form of noise protection walls.

The new cross-section size and the arrangement of the safety elements ensure that the safety requirements currently in place are met.



1 Übersicht Projekt Stalvedrotunnel mit den geplanten Massnahmen
Overview of the Stalvedro tunnel project with the planned measures

Quelle/Credit: Auszug Übersichtsplan – IG Valascia – Gallerie



Quelle/credit: Auszug Koordinationsplan – IG Valascia – Gallerie

2 Normalprofil aufgeweitete Süd-Nord-Röhre
Standard cross-section of the enlarged south-north tunnel

Mit der neuen Querschnittsgröße und der Anordnung der Sicherheitselemente können die heute gestellten Sicherheitsanforderungen erfüllt werden.

Die bestehenden Zentralen am Süd- und Nordportal werden ausser Betrieb genommen und durch eine neue oberirdische Zentrale beim Südportal, welche sämtliche Betriebs- und Sicherheitseinrichtungen beherbergt, ersetzt. Die Versorgung der beiden Tunnelröhren von der Zentrale aus wird über eine neue unterirdische, begehbare Kabelquerverbindung (Kabelstollen) im Bereich der offenen Strecke sichergestellt.

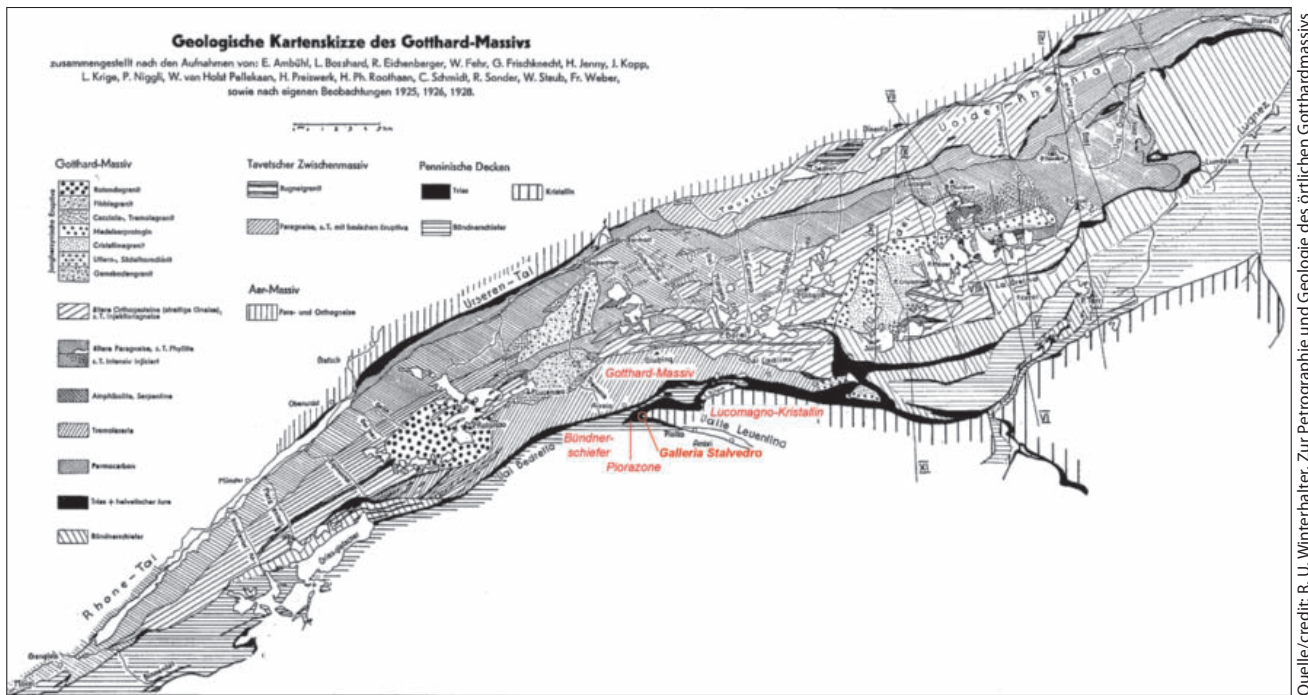
Für die Nord-Süd-Röhre des Stalvedro ist eine Betonsanierung vorgesehen. Aufgrund des hohen Salzeintrags in den Wintermonaten und der vorhandenen Betonabplatzungen muss die bestehende Bauwerkstruktur als stark beeinträchtigt eingestuft werden. Die Untersuchungen haben ergeben, dass an den Portalen lokaler Betonabtrag sowie teilweiser Ersatz der Bewehrung notwendig sind. Zudem wird nach der Sanierung ein Oberflächenschutz aufgetragen. Bei den Fugen zwischen den Innengewölbblöcken ist eine Masse auf Polyurethan-Basis mit anhaltender Elastizität vorgesehen. In Zonen, wo es Wasserinfiltrationen gibt, muss ein synthetisches Harz in die Fugen bzw. Risse eingespritzt werden.

Gleichzeitig mit den Sanierungsarbeiten der Nord-Süd-Röhre des Stalvedrotunnels wird die neu vorgesehene Querverbindung fertiggestellt und ebenfalls neue, kombinierte

The existing control centres at the south and north portal will be taken out of operation and replaced with a new above-ground control centre, which will be located at the south portal and accommodate all operating and safety equipment. The supply to the two tunnels from the control centre will be ensured by a new accessible underground cable cross passage (cable tunnel) in the area of the open section.

Concrete renovation is planned for the Stalvedro north-south tunnel. Due to the high ingress of salt in the winter months and the spalling of concrete that has already taken place, the existing structure must be classed as significantly impaired. Inspections have shown that local concrete removal and partial replacement of the reinforcement are required at the portals. In addition, surface protection must be applied after renovation. A material featuring a polyurethane basis with a sustained elasticity must be deployed in the joints between the interior vault blocks. A synthetic resin must be injected into the joints or cracks in zones that are susceptible to the infiltration of water.

While the renovation work is being performed on the north-south tunnel of the Stalvedro tunnel, the newly planned cross passage will be completed and new combined SOS and hydrant niches will be constructed in order to satisfy the necessary standard of safety. The walkway and the surface will be completely replaced and a new hydrant pipeline will be built.



Quelle/credit: R. U. Winterhalter, Zur Petrographie und Geologie des örtlichen Gotthardmassivs

3 Geologische Übersicht [1]
Geological overview [1]

SOS- und Hydrantennischen gebaut, um dem geforderten Sicherheitsstandard Genüge zu tun. Die Bankette sowie der Belag werden komplett erneuert und eine neue Hydrantenleitung gebaut.

2.2 Geologie und Hydrogeologie

Der Stalvedrotunnel liegt überwiegend im Gneis des Lucomagno-Kristallins, aus dem der Felsvorsprung der Schlucht des Stalvedro im Bereich des Flusses Ticino besteht. Der Lucomagno-Kristallin-Keil ist als unterpenninische Gneisdecke über die Sedimente des Gotthardmassivs (Piora-Zone) aufgeschoben und anschliessend mit diesem rückverfaltet und steilgestellt worden.

Beim Lucomagno-Kristallin handelt es sich um steil stehende Zweiglimmergneise mit variablen Anteilen an Granat und Hornblende sowie Glimmerschiefern. Die im Laufe der Erhebungen entnommenen Gneisgesteinsproben zeigen ein tendenziell kompaktes Material mit subvertikalen Schieferungen, deren Anordnung sich als günstig zur Richtung des Tunnelvortriebs erweist. In Tunnellängsrichtung können lokal Bereiche mit verändertem Gneis identifiziert werden, in denen es vermehrte Diskontinuitäten geben kann.

Am Nordportal streift der Stalvedrotunnel noch knapp die Piora-Zone. Der Übergang zwischen dem kristallinen Gneissubstrat und den angetroffenen Sedimenten der Trias (überwiegend Rauwacke, z.T. dolomitisiert, untergeordnet Quarzite) befindet sich etwa 75 m vom Nordportal der Süd-Nord-Röhre entfernt. Die Triasgesteine wurden tektonisch unterschiedlich beansprucht und lokal sind eingeschuppte Kristallin-Lamellen vorhanden. Während sich die porösen,

2.2 Geology and Hydrogeology

The Stalvedro tunnel is predominantly located in the gneiss of the Lucomagno crystalline, which makes up the rock cliff of the Stalvedro ravine in the area of the river Ticino. The Lucomagno crystalline wedge was thrust upwards as a Lower Pennine gneiss cover via the sediments of the Gotthard Massif (Piora zone) before folding back into the massif at a steep angle.

The Lucomagno crystalline consists of steeply tilted two-mica gneisses featuring variable levels of garnet and hornblende in addition to mica slates. The gneiss rock samples taken during the research phase indicate a material that has a tendency to be compact and features sub-vertical cleavages, the arrangement of which is beneficial in the direction of the tunnel drive. In the longitudinal direction of the tunnel, it was possible to identify local areas with modified gneiss in which there may be a greater amount of discontinuities.

At the north portal, the Stalvedro tunnel still nearly touches the Piora zone. The transition between the crystalline gneiss substrate and the sediments encountered in the Triassic (predominantly cellular limestone that is partly dolomitised, subordinate quartzite) is located around 75 m from the north portal of the south-north tunnel. The Triassic rock was subject to varying tectonic loads, with scaled crystalline slats present in certain locations. Whereas the porous yet relatively compact cellular limestone formations manifest themselves as stable to friable mountain sections, the plate-like quartzites are often highly sheared, crumbling and sometimes feature weathered cleavage joints. In the areas of the gneiss and particularly the Piora zone that are near to the surface, large sections have sunk into a so called 'Hakenwurf'

aber relativ kompakten Rauwacken als standfeste bis nachbrüchige Gebirgsabschnitte manifestieren, sind die plattigen Quarzite oft stark zerschert, mürbe und zum Teil mit verlehnten Schieferungsfugen ausgebildet. Oberflächennahe Bereiche der Gneise und vor allem der Piora-Zone sind grossflächig zu Hakenwurf versackt. Im Tagbaubereich beim Nordportal bestimmen die Talfüllungen mit den Ticinoschottern die Baugrundwerte. Die oberflächlichen Hangablagerungen bestehen aus Blöcken und Gehängeschutt.

Eine Wasserzirkulation im Fels (Einsickerungen) ist vor allem auf die Schneeschmelze und starke Niederschlagsereignisse zurückzuführen. Selbst die Sedimente in der Nähe des Nordportals, wo die Porosität des Materials höher ist, scheinen trocken zu sein und die Wasserzirkulation konzentriert sich hauptsächlich auf das Frühjahr [2].

2.3 Bauprogramm und Verkehrsführung

Aufgrund der Anforderungen des Bundesamts für Strassen (ASTRA) wurde das Bauprogramm insoweit gestrafft, als dass für die Aufweitung der Süd-Nord-Röhre noch 20 Monate und für die Sanierung der Nord-Süd-Röhre noch 10 Monate zur Verfügung stehen. Eine Besonderheit in diesem Projekt stellt die Vorgabe des Auftraggebers dar, dass die

(hook shaped overhanging/toppling slope). In the cut-and-cover area at the north portal, the valley sediments and the Ticino gravels determine the building land values. The surface slope sedimentation consists of blocks and loose slope debris.

Water circulation in the rock (permeations) can primarily be traced back to snowmelt and incidents of high precipitation. Even the sediments in the vicinity of the north portal, where the porosity of the material is higher, appear to be dry and the water circulation is mainly concentrated in the spring [2].

2.3 Construction Schedule and Traffic Routing

Based on the requirements of the Federal Roads Office (FEDRO), the construction schedule was tightened such that 20 months were available for the enlargement of the south-north tunnel and ten months were available for the renovation of the north-south tunnel. One notable aspect of this project is the requirement specified by the client that the site cease operation for four months over the summer. This is so that the enlarged south-north tunnel can be re-opened to traffic in summer in a provisional state, featuring only the excavation support. This further reduced the time available for the enlargement of the south-north tunnel to 16 months



Quelle/credit: Foto – IG Valaiscia – Gallerie

4 Süd-Nord-Röhre – Zustand des Tunnels während der Sommerpause für die Verkehrsfreigabe
South-north tunnel – condition of the tunnel during the summer break for opening to traffic

Baustelle im Sommer für 4 Monate einzustellen ist, um die bereits aufgeweitete Süd-Nord-Röhre in einem provisorischen Zustand – d. h. nur mit der Ausbruchsicherung – für den Sommer-Verkehr wieder freizugeben. Dies hat die verfügbare Zeit für die Aufweitung der Süd-Nord-Röhre weiter auf 16 Monate reine Bauzeit reduziert. Dieses ambitionöse Programm stellt alle Projektbeteiligten vor eine grosse Herausforderung und lässt praktisch keinen Handlungsspielraum für allfällige Verzögerungen zu.

Während der Aufweitung der Süd-Nord-Röhre des Stalvedrotunnels wurde der Autobahnverkehr der A2 vollständig in die Nord-Süd-Röhre (2 + 0) umgeleitet.

Für die Vortriebsarbeiten in der Süd-Nord-Röhre und die dafür vorgesehenen Sprengungen musste der Verkehr der Autobahn A2 kurzzeitig angehalten werden.

Nach Beendigung der Bauarbeiten und der Freigabe für den Verkehr in der Süd-Nord-Röhre im Juni 2017 wird die Sanierung der Nord-Süd-Röhre in Angriff genommen. Die Verkehrsführung für diese Bauphase erfolgt vollständig in der Süd-Nord-Röhre mit dem Verkehrsregime 4 + 0. Die Sanierungsarbeiten der Nord-Süd-Röhre werden bis im Mai 2018 abgeschlossen sein.

3 Aufweitung der Süd-Nord-Röhre Stalvedrotunnel

Am 26. Oktober 2015 erfolgte die erste Sprengung der Aufweitungsbauarbeiten in der Süd-Nord-Röhre des Stalvedrotunnels. Die ausführende Unternehmung der Aufweitungsbau- und der Sanierungsarbeiten beim Stalvedrotunnel ist die Arbeitsgemeinschaft Quintai, welche die Unternehmen CSC, Impresa Costruzione SA und Edilstrada SA umfasst.

3.1 Vortrieb Süd-Nord-Röhre

Die Aufweitung der Süd-Nord-Röhre wird mit einem Sprengvortrieb realisiert. In Zonen mit schlechteren Baugrundein-



Quelle/credit: Foto – IG Valascia – Gallerie

5 Süd-Nord-Röhre – Vortriebsarbeiten
South-north tunnel – excavation work

of pure construction. This ambitious schedule poses a major challenge for all those involved in the project and leaves almost no scope for delays of any kind.

During the enlargement of the Stalvedro south-north tunnel, the motorway traffic of the A2 was completely diverted into the north-south tunnel (2 + 0).

Traffic briefly had to be halted on the A2 motorway to enable the completion of the drive work in the south-north tunnel and the demolitions planned for this purpose.

Once the construction work has been completed and the south-north tunnel has been opened to traffic in June 2017, the renovation of the north-south tunnel will commence. In this phase of construction, the traffic routing will take place entirely in the south-north tunnel with the traffic regime 4 + 0. The renovation of the north-south tunnel will be completed by May 2018.

3 Enlargement of the Stalvedro South-North Tunnel

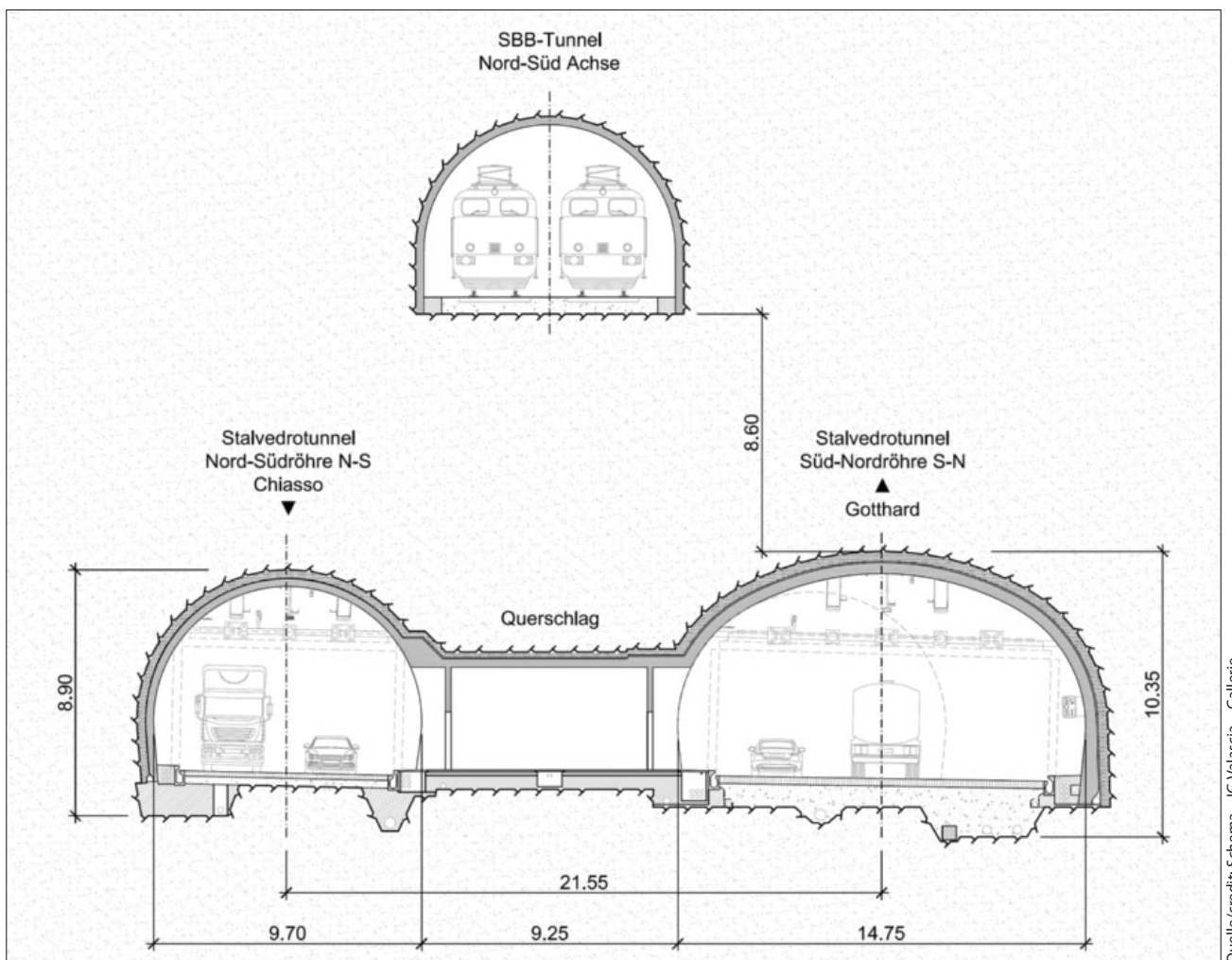
On 26 October 2015, the first demolition was performed as part of the enlargement work in the Stalvedro south-north tunnel. The constructing contractor for the enlargement and renovation work in the Stalvedro tunnel is the Quintai consortium, which incorporates the companies CSC, Impresa Costruzione SA and Edilstrada SA.

3.1 Drive of the South-North Tunnel

The enlargement of the south-north tunnel is performed by means of drill and blast tunnelling. In zones featuring lower-quality building land properties, the excavation is performed with an excavator or hydraulic breaker (excavator attachment).

Different excavation support types have been defined for the various geological zones. For the majority of the drive, which is performed in Lucomagno crystalline, the excavation support consists of shotcrete or steel fibre shotcrete, rock bolts and reinforcement wire mesh. The total thickness of the excavation support is 20 cm. A reinforced excavation support is used in the area that crosses under the SBB tunnel, consisting of shotcrete or steel fibre shotcrete, rock bolts, reinforcement wire mesh and lattice girders. A spile canopy was also used in lower-quality geological areas. The total thickness of the excavation support is 35 cm.

The lower-quality geology of the Triassic zone in the north section of the tunnel made it necessary to adapt the excavation geometry and construct an invert vault. The excavation support consists of shotcrete or steel fibre shotcrete, rock bolts, reinforcement wire mesh and steel girders. The total thickness of the excavation support is 35 cm. The drive was performed with the protection of a spile canopy and additional face rock bolts were used to support the face.



Quelle/credit: Schema – IG Valascia – Gallerie

6 Querschnitt Stalvedrotunnel (Bereich Fussgängerquerverbindung) und SBB-Tunnel
 Cross-section of Stalvedro tunnel (in the area of the pedestrian cross passage) and the SBB tunnel

genschaften erfolgt der Ausbruch mit einem Bagger bzw. mit dem Abbauhammer.

In Abhängigkeit von den geologischen Zonen sind unterschiedliche Ausbruchsicherungstypen definiert worden. Für den grössten Teil des Vortriebs, welcher im Lucomagno-Kristallin erfolgt, besteht die Ausbruchsicherung aus Spritzbeton bzw. Stahlfaserspritzbeton, Ankern und Bewehrungsnetzen. Die Gesamtstärke der Ausbruchsicherung beträgt 20 cm. In dem Bereich, in welchem der SBB-Tunnel unterquert wird, kommt eine verstärkte Ausbruchsicherung zum Einsatz, welche aus Spritzbeton bzw. Stahlfaserspritzbeton, Ankern, Bewehrungsnetzen sowie Gitterträgern besteht. In schlechteren geologischen Bereichen kam zusätzlich ein Spiessschirm zum Einsatz. Die Gesamtstärke der Ausbruchsicherung beträgt 35 cm.

Die geologisch schlechtere Triaszone im nördlichen Tunnelabschnitt erforderte eine Anpassung der Ausbruchgeometrie und die Ausführung eines Sohlgewölbes. Die Ausbruchsicherung besteht aus Spritzbeton bzw. Stahlfaserspritzbeton, Ankern, Bewehrungsnetzen und Stahlträgern.

From a geological perspective, the weathered rock surfaces in the ridge area of the enlarged tunnel profile and the loose stone layer located above made the implementation of pipe roofing umbrellas necessary in the area of both portals.

The intended excavation support types are relatively well-suited to the prevailing geology. Given the geometric boundary condition that involves passing beneath the SBB tunnel, the cross-section shape could not be designed as an ideal arch and therefore features a relatively flat vault. The defined excavation support types are the result of this rather inconvenient cross-section geometry. In principle, the excavation support is a temporary support for the mountain and does not have a load-bearing function in the final state. The excavation support also had to take into account the fact that this project features planned summer breaks and that the south-north tunnel will be open to traffic for four months as a result.

3.2 Passing beneath the SBB Tunnel and Related Monitoring

A particular challenge posed by the drive work is the need for the north-south traffic axis to pass below the SBB rail-

Die Gesamtstärke der Ausbruchsicherung beträgt 35 cm. Der Vortrieb erfolgte im Schutze eines Spiessschirmes und für die Stützung der Ortsbrust kamen zusätzliche Brustanker zum Einsatz.

Bei beiden Portalbereichen mussten aus geologischer Sicht aufgrund der verwitterten Felsoberflächen im Firstbereich des aufgeweiteten Tunnelprofils sowie der darüber liegenden Lockergesteinsschicht zusätzlich Rohrschirmetappen vorgesehen werden.

Die vorgesehenen Ausbruchsicherungstypen sind in Bezug auf die vorliegende Geologie relativ stark ausgebildet. Aufgrund der geometrischen Randbedingung bei der Unterquerung des SBB-Tunnels konnte die Querschnittsform nicht als idealer Bogen vorgesehen werden und deshalb beinhaltet sie ein relativ flaches Gewölbe. Aus dieser eher ungünstigen Querschnittsgeometrie resultieren die definierten Ausbruchsicherungstypen. Grundsätzlich stellt die Ausbruchsicherung eine provisorische Stützung des Gebirges dar und hat keine tragende Funktion im Endzustand. Für die im Projekt vorgesehenen Sommerpausen und die damit zusammenhängende Inbetriebnahme der Süd-Nord-Röhre für den Verkehr während 4 Monaten musste die Ausbruchsicherung ebenfalls diesem Umstand Rechnung tragen.

3.2 Unterquerung SBB-Tunnel inkl. Überwachung

Eine besondere Herausforderung bei den Vortriebsarbeiten ist die schleifende Unterquerung des SBB-Eisenbahntunnels der Nord-Süd-Verkehrsachse mit einem minimalen Abstand von rund 8,6 m. Die Ausbruchsicherung wurde anhand Finiter-Elemente-Modelle dimensioniert und entsprechende Einschränkungen beim Vortrieb definiert.

Aufgrund der Bedeutung der Bahnlinie und der von der SBB erlaubten maximalen Schwingungsgrenzen ($v = 2,0$ mm/s) wurde täglich in einer Zeitspanne von zwei Stunden eine einzige Sprengung vorgesehen. Die SBB teilte täglich die genauen Zeiten, welche für die Sprengungen sowie für die nachfolgenden kurzen visuellen Prüfungen des Eisenbahntunnels zur Verfügung standen, mit. Während der Sprengungen wurde auch der Verkehr in der benachbarten Nord-Süd-Röhre für eine maximale Dauer von ca. 10 Minuten angehalten. Mit dieser Vorgehensweise und mit der Rücksprache bei den zuständigen Stellen der SBB wird ein reibungs- und gefahrloser Vortrieb sichergestellt.

Die Überwachung erfolgt, unter Einhaltung der vorgegebenen Grenzwerte, mittels Deformations- sowie Vibrationsmessungen im darüber liegenden SBB-Tunnel. Die Resultate der automatischen Messungen waren jederzeit online abrufbar. Die strengen Vorgaben der SBB mussten jederzeit eingehalten werden. Periodische Kontrollgänge stellen sicher, dass frühzeitig Schäden an der Bauwerkssubstanz des SBB-Tunnels und der naheliegenden Nord-Süd-Röhre erkannt werden. In das Überwachungskonzept ist ebenfalls die in Betrieb stehende Nord-Süd-Röhre der Autobahn A2 einbezogen.

way tunnel at a glancing angle and at a minimum clearance of around 8.6 m. The excavation support was dimensioned using finite element models and corresponding restrictions were defined for the drive process.

Given the importance of the railway line and the maximum vibration limits permitted by SBB ($v = 2.0$ mm/s), a single demolition was performed daily within a time frame of two hours. Every day, the SBB announced the specific times that were available for the demolitions and the subsequent brief visual inspections of the railway tunnel. During the demolitions, the traffic in the neighbouring north-south tunnel was also halted for a maximum period of around ten minutes. Thanks to this procedure and the consultation with the responsible authorities at SBB, it was possible to ensure a smooth and hazard-free drive process.

The monitoring is performed by means of deformation and vibration measurements in the SBB tunnel located above and requires adherence to the specified limit values. The results of the automatic measurements could be accessed online around the clock. The strict specifications of the SBB had to be observed at all times. Periodic inspections ensure that any damage to the structure of the SBB tunnel and the north-south tunnel located nearby is detected at an early stage. The operational north-south tunnel of the A2 motorway is also incorporated into the monitoring concept.

3.3 Pre-cut and the Cut-and-Cover Section in the North

The portal area in the north section is located in a challenging geological zone with a ground surface that slopes steeply in the direction of the nearby river Ticino. From a geological viewpoint, the planned pre-cut is partially located in the rock of the Triassic zone and is covered by the slope and settling debris. There are also fluvio-glacial deposits in the vicinity of the river. The geologist created the building land models on the basis of individual soundings. The highly changeable conditions and the complex spatial location mean that these models are not entirely certain. These conditions make it more difficult to design the construction trench and to construct the new portal structure.

As a preliminary measure, it was necessary to perform extensive support work in the slope area located above. This involved rockfall protection nets, surface nets, supporting the slope and settling debris with pre-tensioned rock bolts, and supporting individual areas with rock nails, nets and shotcrete. An automatic measuring system with surface points was deployed along with three inclinometers for the purpose of monitoring the slope area. The construction trench of the pre-cut features a maximum height of 30 m and consists of an anchored nail wall with 100 active and 500 passive rock anchors. The extraction is performed in 28 stages.

The new cut-and-cover section that needs to be created is around 35 m in length and has a maximum cover of up to



Quelle/credit: Schema – IG Valascia – Gallerie

7 Voreinschnitt Nord nach erfolgtem Abbruch des alten Tagbautunnels
Pre-cut in the north section following excavation of the old cut-and-cover tunnel

3.3 Voreinschnitt und Tagbaustrecke Nord

Der Portalbereich im Norden liegt in einer geologisch schwierigen Zone mit einer steil abfallenden Geländeoberfläche in Richtung des naheliegenden Flusses Ticino. Aus geologischer Sicht befindet sich der geplante Voreinschnitt teilweise im Fels der Triaszone, welcher von Hang- bzw. Sackungsschutt überdeckt ist. Zudem stehen in der Nähe des Flusses fluvioglaziale Ablagerungen an. Auf der Basis von einzelnen Sondierungen erstellte der Geologe die Baugrundmodelle, welche aufgrund der stark wechselnden Verhältnisse und der komplexen räumlichen Lage mit gewissen Unsicherheiten behaftet sind. Diese Voraussetzungen erschweren die Planung der Baugrube sowie die Ausführung des neuen Portalbauwerks.

Als Vorausmassnahme waren ausgedehnte Sicherungsarbeiten im oberhalb liegenden Hangbereich auszuführen. Diese bestanden aus Steinschlagschutznetzen, Oberflächennetzen, der Sicherung des Hang- bzw. Sackungsschuttes mit vorgespannten Ankern sowie der Sicherung von einzelnen Bereichen mit Felsnägeln, Netzen und Spritzbeton. Zur Überwachung des Hangbereichs wurde einerseits ein automatisches Messsystem mit Oberflächenpunkten und andererseits drei Inklinometer eingesetzt. Die Baugrube des Voreinschnitts weist eine maximale Höhe von 30 m auf und besteht aus einer verankerten Nagelwand mit 100 aktiven und 500 passiven Ankern. Der Aushub erfolgt in 28 Etappen.

Die neu zu erstellende Tagbaustrecke weist eine Länge von rund 35 m, mit einer maximalen Überdeckung von bis zu 10 m, auf. Sie besteht aus einem geschlossenen Kastenpro-

10 m. It consists of a closed box profile with large longitudinal foundations. The construction is reinforced throughout. The foundation of the cut-and-cover section at the north portal is only partly located in the rock. In order to prevent differential settlement and instability of the slope in the vicinity of the river, the foundation on the valley side is constructed with a system of micro piles.

4 Renovation of the North-South Tunnel

The condition of the existing structure was checked by means of site visits and inspections in the north-south tunnel. This procedure included visual recordings in which the damage to the various elements such as the tunnel vault, the walkway and the technical niches was inspected. There are fine to medium-sized cracks in the lining along the entire length of the tunnel, some of which are transverse and parallel to the road axis. In the joints between the interior vault blocks, the sealing mass on the surface is damaged and the edges of the walkway are in poor condition as a result of concrete spalling throughout the entire tunnel.

The condition of the reinforcement was inspected using potential measurements in the tunnel vault within a grid measuring 0.5 m × 0.25 m (horizontal × vertical). Saturated copper/copper sulphate electrodes (CSE) were used as reference electrodes. It was possible to use a wheel electrode for measurements in the vault. In the tunnel side wall, the concrete is already protected with a coating. This coating first needed to be removed locally in order to enable measurements to be performed with a point electrode. As only the

fil mit grossen Längsfundamenten. Die Konstruktion wird durchgehend bewehrt. Die Foundation des Tagbaus beim Nordportal erfolgt nur teilweise im Fels. Um differenzielle Setzungen und Instabilitäten des Hangs in der Nähe des Flusses zu vermeiden, wird das Fundament an der Talseite mit einem System aus Mikropfählen ausgeführt.

4 Sanierung Nord-Süd-Röhre

Durch Begehungen bzw. Untersuchungen der Nord-Süd-Röhre wurde der Zustand der bestehenden Bauwerkstruktur geprüft. Dies beinhaltete visuelle Aufnahmen, bei welchen die Schäden bei den verschiedenen Elementen wie Tunnelgewölbe, Bankette, technische Nischen usw. untersucht wurden. Entlang des gesamten Tunnels gibt es in der Verkleidung feine bis mittelgrosse Risse, die vereinzelt quer sowie parallel zur Strassenachse verteilt sind. In den Fugen zwischen den Innengewölbeblöcken ist die vorhandene Dichtmasse an der Oberfläche beschädigt und die Kanten der Bankette weisen infolge von Betonabplatzungen im gesamten Verlauf des Tunnels einen schlechten Zustand auf.

Mit Potenzialmessungen beim Tunnelgewölbe in einem Raster von 0,5 m x 0,25 m (horizontal x vertikal) wurde der Zustand der Bewehrung überprüft. Als Referenzelektroden wurden gesättigte Kupfer/Kupfersulfat-Elektroden (CSE) verwendet. Im Gewölbe konnte mit einer Radelektrode gemessen werden. Im Paramentbereich ist der Beton bereits mit einer Beschichtung geschützt; diese musste vorgängig lokal entfernt werden, um die Messungen mit einer Punktelektrode durchführen zu können. Da nur die Portalbereiche bewehrt sind, wurden die Untersuchungen lokal begrenzt und bei den Portalen auf einer Länge von jeweils ca. 10–20 m ausgeführt.

Bei beiden Portalen wurden in den Paramenten erhebliche Chloridgehalte festgestellt. Im Nordbereich der Nord-Süd-Röhre wird der Wert 0,4% Chlorid/Zementgewicht, welcher gemäss der Norm SIA 269/2 «Erhaltung von Tragwerken – Betonbau» als kritischer Chloridgehalt gilt, auf einer Höhe von rund 3,0 m ab Fahrhahnoberkante selbst in einer Tiefe von 7 cm noch überschritten. Die Karbonatisierungstiefe erreicht Werte im Bereich von 20–30 mm. Die Bewehrungsüberdeckung liegt grösstenteils im Bereich 50–90 mm, mit Ausnahme des Paraments auf der Ostseite beim Portal Süd, wo nur 25 mm Bewehrungsüberdeckung gemessen wurden. Die ausgewerteten Potenzialmessungen stimmen im Allgemeinen gut mit den visuellen Anzeichen überein. Im Bereich von Rissen, Abplatzungen etc. wurden generell negativere Potenzialwerte gemessen. In den Zonen mit schadhafte Stellen wird der Beton saniert.

Basierend auf den Ergebnissen der Bauwerksuntersuchungen und der Machbarkeitsstudie für die Aufweitung beider Tunnelröhren im Jahr 2007 hat das ASTRA beschlossen, dass die Nord-Süd-Röhre des Stalvedrotunnels ohne Vergrösserung des aktuellen Tunnelquerschnitts zu sanieren ist und die übrigen Anforderungen der neuen SIA-Norm 197/2 zu erfüllen sind.



Quelle/credit: Schema – IG Valascia – Gallerie

8 Portalbereich Nord-Süd-Röhre mit Betonabplatzungen – Portal Nord

Portal area in the north-south tunnel with concrete spalling – north portal

portal areas are reinforced, the inspections were restricted to specific locations and performed along a length of around 10–20 m in each of the portals.

A significant chloride content was detected in the tunnel side walls in both portals. In the north section of the north-south tunnel, the value of 0.4% chloride/cement weight – which the standard SIA 269/2 'Maintenance of existing structures – Concrete structures' defines as a critical chloride content – is exceeded at a height of around 3.0 m from the top of the road surface, even at a depth of 7 cm. The carbonation depth values are in the range of 20–30 mm. The reinforcement cover is largely in the 50–90 mm range, with the mere 25 mm of reinforcement cover measured in the tunnel side wall on the east side of the south portal proving the exception in this regard. In general, the evaluated potential measurements correspond well to the results of the visual inspections. More negative potential values were generally measured in the area of cracks, spalling and so forth. The concrete is renovated in the zones featuring areas of damage.

Based on the results of the structural inspections and the feasibility study for the enlargement of both tunnel tunnels in 2007, FEDRO concluded that the Stalvedro north-south tunnel is to be renovated without enlargement of the current tunnel cross-section and that the remaining requirements of the new SIA standard 197/2 are to be fulfilled.

In addition, a new walkway, two new combined SOS and hydrant niches and a new hydrant pipeline will be created in the north-south tunnel. The floor surface will also be replaced.

5 Conclusions

The enlargement and renovation of the Stalvedro tunnel posed major challenges for the designers. The key focal points of this project were the enlargement and recon-

Des Weiteren werden in der Nord-Süd-Röhre die Bankette, zwei kombinierte SOS- und Hydrantennischen sowie die Hydrantenleitung neu erstellt. Ebenso wird der Belag erneuert.

5 Schlussbemerkungen

Die Aufweitung sowie die Sanierung des Stalvedrotunnels stellten den Planer vor grosse Herausforderungen. Die Aufweitung bzw. der Neubau der Süd-Nord-Röhre mit der Berücksichtigung der Randbedingungen in Bezug auf das bestehende Bauwerk, der in nächster Nähe liegende Tunnel der Nord-Süd-Röhre sowie der in geringem Abstand überquerende SBB-Tunnel der Nord-Süd-Achse waren die Hauptschwerpunkte in diesem Projekt. Erschwerend kam die schlechte Geologie im Norden des Stalvedro hinzu. Mit den jahreszeitlichen Beschränkungen für die Ausführung, d. h. der vorgegebenen Sommerpause, fallen die Betonarbeiten der Portalbereiche teilweise in die Wintermonate. Die Sanierungsarbeiten in der Nord-Süd-Röhre spielten im Projekt eher eine untergeordnete Rolle. Weitere wichtige zu berücksichtigende Vorgaben waren die Verkehrsführung sowie die Einhaltung der Vorgaben im Zusammenhang mit dem Bauprogramm.

Mit dem entsprechenden Augenmerk auf die Schwerpunkte des Projekts und dem Vorsehen geeigneter Massnahmen konnte der Aufgabenstellung hinreichend Rechnung getragen werden.

struction of the south-north tunnel accounting for the boundary conditions relating to the existing structure, the tunnel of the north-south tunnel located in the immediate vicinity and the SBB tunnel in the north-south axis that passes above with only a small amount of clearance. The poor-quality geology in the north section of the Stalvedro provided a further complication. As the construction was subject to seasonal restrictions, namely the stipulation of a summer break, a certain amount of the concrete work in the portal areas had to take place in the winter months. The renovation work in the north-south tunnel played a rather subordinate role in the project. Additional important specifications that needed to be accounted for were the traffic routing and adherence to the stipulations concerning the construction schedule.

With suitable attention being paid to the focal points of the project and given the specification of appropriate measures, it was possible to take proper account of the task at hand.

Literatur/References

- [1] Robert U. Winterhalter (1930): Zur Petrographie und Geologie des östlichen Gotthardmassivs, Dissertation ETH Zürich.
- [2] Geologischer Bericht (Detailprojekt) 19. September 2014, BTG Büro für technische Geologie AG, Sargans.

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen

Systemeigenschaften und kosteneffiziente Einsatzbereiche

Tunnelauskleidungen (Spritzbetonschalen), die mit einer aufgespritzten Dichtungsmembran abgedichtet werden, sind dauerhaft miteinander verbundene, undrainierte Strukturen. Dies sorgt für zahlreiche vorteilhafte Systemeigenschaften. Untersucht und für besonders kosteneffizient befunden wurde der Einsatz in Hartgesteinstunneln mit drainierten Sohlen. Der wesentliche Vorteil besteht darin, dass Schalen mit einer Stärke zwischen 10 und 20 cm in vielen Fällen mit ausreichender Funktionalität und Langlebigkeit realisiert werden können.

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

System Properties and Cost-Effective Areas of Use

Sprayed concrete linings (SCL) waterproofed with a spray-applied membrane are continuously bonded, undrained structures. This provides several favourable system properties. The use in hardrock tunnels with drained invert was investigated and found to be particularly cost-effective. The main advantage is that linings with thicknesses of 10 to 20 cm can be realised with sufficient functionality and durability in many cases.

1 Einführung

Mit aufgespritzten Abdichtungsmembranen abgedichtete Spritzbetonschalen (SCL) werden in einigen Ländern schon seit über zehn Jahren erfolgreich eingesetzt. Hauptgründe für den Einsatz dieses Systems sind erheblich reduzierte Schalungsstärken und die erhöhte Konstruktionsflexibilität, was in vielen Fällen zu einer Senkung der Investitionskosten beiträgt. Dies gilt insbesondere im Hartgestein, wo der Einsatz von Ortbeton in der Regel zu unverhältnismässigen Auskleidungsstrukturen führt, deren einzige Funktion darin besteht, die Dichtungsmembran an Ort und Stelle zu halten. In diesem Artikel geht es in erster Linie um eine Beschreibung der Systemeigenschaften der Auskleidung unter der Berücksichtigung der Bodeneigenschaften bis hin zum offenen Tunnelquerschnitt mit dem gegebenen strukturellen Aufbau und den gegebenen Materialeigenschaften. Der Inhalt dieses Artikels erläutert die Informationen der ITA-AITES-ITAttech-Leitlinie für gespritzte Dichtungsmembranen [5].

1 Introduction

SCLs waterproofed with sprayable membranes have been in use for more than a decade, and have seen some successful use in a few countries. The main reason for using this lining system is that significantly reduced total lining thicknesses and increased construction flexibility resulting in lower investment costs can be realised in several situations. This is particularly the case in hard-rock conditions, where cast concrete linings normally represent excessive lining structures, whose real function is only to keep the sheet waterproofing membrane in place. The emphasis of this article is to describe the system properties of the lining under the boundary conditions from the ground and the tunnel air, with the given structural layout and the material properties. The content in this article represents a further detailing of the information given in the ITA-AITES ITAttech guideline for sprayed waterproofing membranes [5].

A research project was carried out in Norway in the period from 2011 to 2015 in order to verify the system properties and function of SCL waterproofed with a sprayed membrane

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

Revêtements permanents de tunnels par gunitage et mise en place d'une membrane d'étanchéité par pulvérisation

Caractéristiques du système et périmètres d'une utilisation rentable

Comparativement aux systèmes de revêtement habituellement utilisés, les revêtements de tunnels par gunitage et mise en place d'une membrane d'étanchéité par pulvérisation permettent de réduire significativement l'épaisseur totale du calfeutrage. Les principales caractéristiques de ce système de revêtement sont l'imperméabilité aux écoulements d'eau, un certain degré de perméabilité à la vapeur d'eau ainsi qu'une capacité de non-drainage de la structure du revêtement. Ceci peut offrir des avantages significatifs par rapport aux systèmes de revêtement couramment mis en œuvre. Qu'il s'agisse de la construction de nouveaux tunnels ou de la rénovation d'ouvrages anciens, ces structures non revêtues et à drainage inversé sont à même d'assurer la fonctionnalité et la durabilité requises.

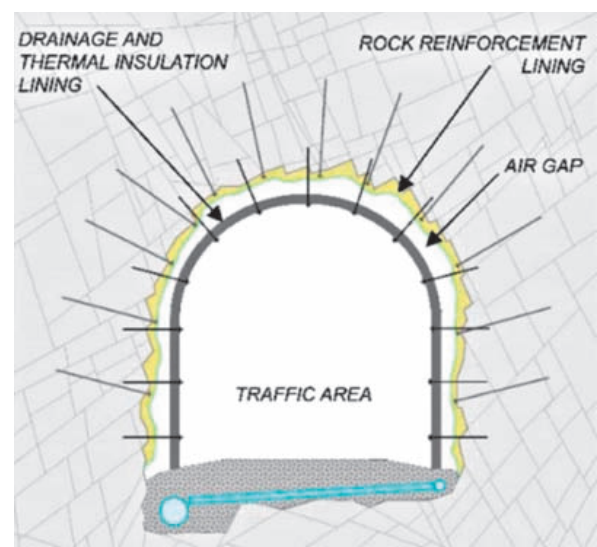
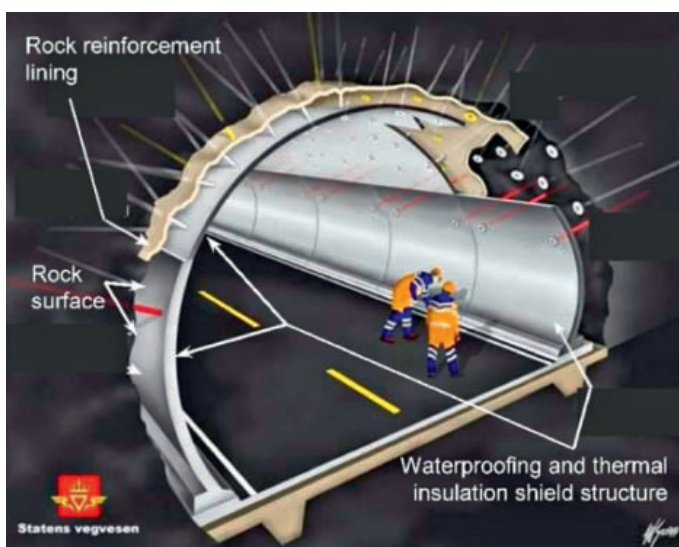
Rivestimento interno permanente delle gallerie basato sul calcestruzzo spruzzato e sulla membrana impermeabilizzante applicata a spruzzo

Proprietà sistemiche e aree d'uso efficienti rispetto ai costi

I rivestimenti interni delle gallerie basati sul calcestruzzo spruzzato e sulla membrana impermeabilizzante spruzzata consentono di ottenere uno spessore totale del rivestimento interno significativamente inferiore rispetto ai sistemi di rivestimento interno usati comunemente. Le proprietà principali di questo sistema di rivestimento interno sono rappresentate dall'impermeabilità al flusso d'acqua liquida, da un certo grado di permeabilità al vapore acqueo e da una proprietà non idrovara della struttura del rivestimento interno. Questo può fornire numerosi vantaggi significativi rispetto ai sistemi di rivestimento interno tradizionali e usati comunemente. Con dei design dell'arco rovescio non rivestiti internamente e drenati è possibile ottenere la funzionalità e la durevolezza richieste, tanto nelle nuove gallerie, quanto nel rinnovamento delle vecchie gallerie.

Zwischen 2011 und 2015 wurde in Norwegen ein Forschungsprojekt durchgeführt, um die Systemeigenschaften und die Funktionalität von Spritzbetonauskleidungen im Verbund mit aufgespritzten Dichtungsmembranen zu verifizieren [3]. Diese Arbeit wurde in Form von Feldversuchen in Schienen- und

[3]. The work was organised as fieldwork in rail and road tunnels with full-scale constructed lining sections and laboratory work with a special focus on real material samples. The contexts investigated were hard-rock ground conditions below groundwater table, exposure to seasonal freeze-thaw



1 Konzeptzeichnungen zur Veranschaulichung des traditionell in norwegischen Schienen- und Strassentunnellen verwendeten Entwässerungs- und Frostschutzschalensystems. Links: 3D-Darstellung des Auskleidungssystems für einen Strassentunnel. Rechts: Querschnitt für einen Schienentunnel

Conceptual drawings illustrating the drainage and frost insulation lining system traditionally used in Norwegian rail and road tunnels. Left: 3D image of lining system for a road tunnel. Right: Cross section for a rail tunnel.

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen

Strassentunneln mit voll installierten Auskleidungsabschnitten und in Form von Laborarbeiten mit besonderem Schwerpunkt auf realen Materialproben durchgeführt. Bei den untersuchten Kontexten handelte es sich um Bodenverhältnisse im Hartgestein unterhalb des Grundwasserspiegels, die Einwirkung jahreszeitbedingter Frost-Tau-Zyklen [1] und moderne Anforderungen in Bezug auf Nutzungsdauer, Funktionalität und Wartungsfreundlichkeit.

Die Ergebnisse im Hinblick auf die Funktionalität und die Eigenschaften des Auskleidungssystems auf Grundlage der untersuchten Grundwasserexposition und der klimatischen Bedingungen sind Gegenstand dieses Artikels. Ferner werden die Auswirkungen auf die Langlebigkeit und Tests mit realen Materialproben erläutert.

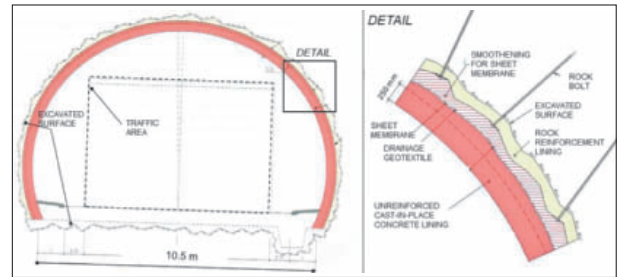
2 Technischer Hintergrund

2.1 Bestehendes Verfahren für die Konstruktion von Tunnelauskleidungen

Tunnelauskleidungen werden vorwiegend als mechanisch diskontinuierliche Systeme [2] konstruiert, bei denen eine Lücke die dauerhafte Innenschale von der ursprünglichen oder primären Gesteinssicherung trennt. Typische Beispiele dieser Kategorie sind in Bild 1 mit einer Version einer in nordischen Ländern häufig verwendeten Entwässerungs- und Dämmungs-Tübbingschale dargestellt. Bild 2 zeigt das in den meisten zentraleuropäischen Ländern häufig verwendete herkömmliche Schalungssystem aus Ortbeton.

2.2 Anforderungen in Bezug auf Nutzungsdauer, Funktionalität und Wartungsfreundlichkeit

Aktuelle Erfahrungen mit der kostspieligen und zeitaufwendigen Sanierung relativ neuer Tunnel haben zur Definition moderner Anforderungen in Bezug auf Nutzungsdauer, Funktionalität und Wartungsfreundlichkeit geführt. Für moderne Tunnel wird nunmehr eine Nutzungsdauer von



2 Zeichnerische Darstellung eines Querschnitts (rechts) und Details (links) eines Auskleidungssystems für einen zweispurigen Autobahntunnel mit Ortbeton mit Folienbahndichtung und einer drainierten, ausgebrochenen Sohle

Drawings showing a cross section (right) and detail (left) of a lining system for a dual lane highway tunnel with cast-in-place concrete with sheet membrane waterproofing and a drained, unlined invert.

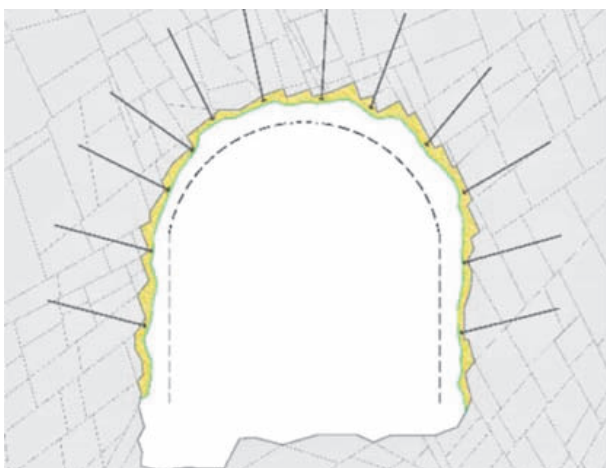
cycles [1] and modern requirements for service lifetime, functionality and maintainability.

The findings regarding function and lining-system properties based on the investigated groundwater exposure and climatic conditions are presented here. The implications for durability and realistic material testing are also discussed.

2 Technical Background

2.1 Existing Practice for the Construction of Tunnel Linings

Tunnel linings are mainly constructed as mechanically discontinuous systems [2], in which a gap separates the final inner lining structure from the initial or primary rock support lining. Typical examples of this category are shown in Fig. 1, with one version of a frequently used Nordic drainage and insulation segment lining. Fig. 2 illustrates the traditional cast-in-place lining system frequently used in most central European countries.



3 Spritzbetonschale mit aufgespritzter Dichtungsmembran. Links: Querschnitt eines wasserdichten Auskleidungssystems in Wänden und Firste. Rechts: Aufnahme des fertiggestellten Gevingås-Schiementunnels, Norwegen (2011)

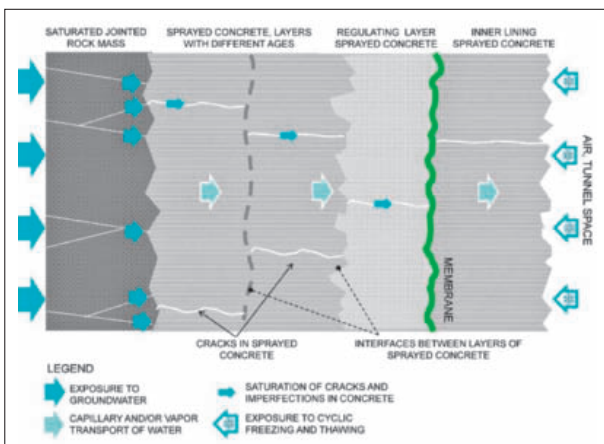
SCL with sprayed waterproofing membrane. Left: Cross section of waterproof lining system in walls and crown. Right: Photo of the completed Gevingås rail tunnel, Norway (2011).

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

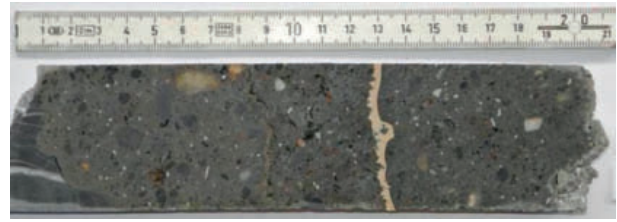
100 Jahren gefordert [7]. Die Finanzanalyse berücksichtigt auch die Lebenszykluskosten einschliesslich der voraussichtlichen Wartungskosten während der Nutzungsdauer. Aus diesem Grund sind herkömmliche Entwässerungs- und Wärmedämmungsschalen für moderne Tunnel mit hohem Verkehrsaufkommen nicht mehr angemessen. Schienen- und Strasseneigentümer ziehen folglich das bewährte Schalungssystem auf Basis von Ortbeton mit einer Abdichtung durch verschweisste Folienabdichtungsmembranen in Betracht. Dieses System führt unter Hartgesteinsbedingungen allerdings zu einer überdimensionierten Struktur. Daher wird das innovative SCL in Betracht gezogen, mit einer Spritzbetonlage in der erforderlicher Schichtdicke im Verbund mit einer aufgespritzten Dichtungsmembran. Die in den **Abbildungen 3 und 4** dargestellte Alternative mit einem Schalungssystem mit Spritzbeton muss dieselben Anforderungen in Bezug auf die Nutzungsdauer erfüllen wie die in Ortbeton.

3 Layout und Zusammensetzung einer wasserdichten Spritzbetonschale

Spritzbetonschalen (SCL) weisen gegenüber den gängigen drainierten Tunnelchalungssystemen grundlegend andere Systemeigenschaften auf. SCL ist eine mehrschichtige, kontinuierlich Verbundstruktur zwischen Gesteinsoberfläche und Innenschale mit faserverstärktem Spritzbeton und einer aufgespritzten Abdichtungsmembran auf der Basis von Ethylen-Vinylacetat(EVA)-Copolymeren. Der Verbund an den Schnittstellen zwischen den Materialien sorgt für mechanische und hygroskopische Kontinuität. Als Grundlage für eine kontinuierliche Membrane mit der geforderten Mindestdicke von 3 mm ist eine glättende Schicht Spritzbeton mit ausreichend niedriger Rauigkeit erforderlich. Es ist wichtig, dass die glättende Schicht keine erhebliche Änderung der mechanischen Stärke, der Verbund- oder Feuchtigkeitseigenschaften, insbesondere der Durchlässigkeit, im Vergleich zur Gesteinsicherung oder dem Spritzbeton der Primärschale bewirkt.



5 Konzeptskizze der kontinuierlich verbundenen Auskleidungsstruktur im Querschnitt zwischen Fels und Tunnel
Conceptual sketch showing the continuously bonded lining structure in cross section between rock mass and tunnel.



4 Aufnahme einer aus der Tunnelschale gezogenen, längs geschnittenen Kernprobe
Photo of sectioned core sample through the tunnel lining structure.

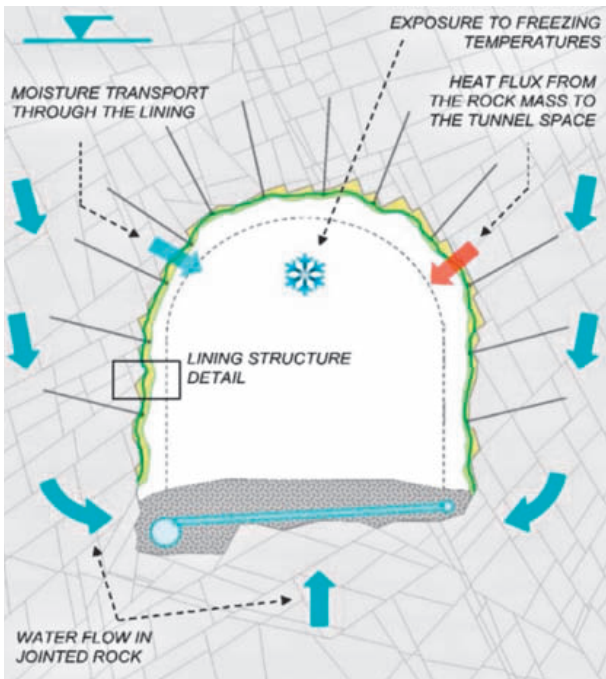
2.2 Requirements Regarding Service Lifetime, Functionality and Maintainability

Recent experiences with the costly and time-consuming refurbishment of relatively new tunnels have led to the definition of modern requirements regarding service lifetime, functionality and maintainability. A service lifetime of 100 years is now proposed for modern tunnels [7]. The financial analysis comprises a life cycle cost (LCC) consideration, which also includes the expected costs for maintenance during the service lifetime. For this reason, the traditional drainage and thermal insulation shield lining systems are insufficient for modern tunnels with high traffic density. Consequently, rail and road owners are considering the well-proven lining system based on cast-in-place concrete with sheet membrane waterproofing. This system, however, poses an over-dimensioned structure in hard-rock conditions. For this reason, the innovative lining system SCL, using a necessary thickness of sprayed concrete and waterproofing with a spray-applied membrane, is considered. The alternative option with SCL illustrated in **Figs 3 and 4** needs to meet the same requirements regarding service lifetime.

3 Layout and Composition of a Waterproof SCL

SCL has fundamentally different system properties compared to the widely used drained tunnel-lining systems. SCL is a multi-layered, continuously bonded structure from the rock surface to the lining surface, with fibre-reinforced sprayed concrete and a spray-applied bonded membrane based on ethylene vinyl acetate (EVA) copolymers. The bonding at the interfaces between the materials results in mechanical as well as hygrosopic continuity. In order to provide a base for a continuous membrane with the minimum required thickness of 3 mm, a smoothing layer of sprayed concrete with sufficiently low roughness is required. It is important that the smoothing layer does not represent a significant change in mechanical strength, bonding or moisture properties, particularly permeability, compared to the rock support or sprayed concrete of the primary lining. The tunnel lining in its basic form without any implemented dewatering measures thus represents an undrained structure. It can be designed as a sealed lining structure exposed to the full static water pressure, as a partially drained lining by leaving the invert drained, or as a drained structure by placing drainage measures within the primary SCL. The further considerations refer to this lining system in its basic form, without

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen



6 Wesentliches konzeptionelles Modell des Schalenbaus und der Prozesse, die sich auf den Zustand der Schale auswirken. Das Detail der Schalenstruktur ist in Bild 5 dargestellt.

Main conceptual model with configuration of lining and processes which have an influence on the condition of the lining. The lining structure detail is shown in Fig. 5.

Die Tunnelauskleidung ohne eingebaute Entwässerungsmassnahmen stellt in ihrer Grundform eine undrainierte Struktur dar. Sie kann als abgedichtete Auskleidungsstruktur dem vollen statischen Wasserdruck ausgesetzt werden, als teildrainierte Schale mit drainierter Sohle oder als drainierte Struktur durch den Einbau von Entwässerungsmassnahmen in der primären Spritzbetoninnenschale konzipiert werden. Die weiteren Betrachtungen beziehen sich auf das Auskleidungssystem in seiner Grundform ohne eingebaute Entwässerungsmassnahmen. Der Aufbau der Schale ist in Bild 5 dargestellt.

Die Untersuchung des Spritzbetonschalensystems diente der Dokumentation der Funktionalität und der Eigenschaften unter bestimmten Bedingungen. Diese Studie [3] war eine interdisziplinäre Studie unter Mitwirkung der Fachbereiche Felsmechanik, Hydrogeologie, Betontechnik, Bauphysik und Polymertechnik. Sie wurde als Konzeptstudie strukturiert und in eine Reihe von Untersuchungen der endgültigen In-situ-Bedingungen, wesentlichen physikalischen Prozesse der Auskleidung und der Eigenschaften der Einsatzmaterialien mit realistischer Alters- und Expositionsentwicklung aufgeteilt. Das konzeptionelle Modell ist in Bild 6 dargestellt.

3.1 Lastmodell für den Verbund von Spritzbeton und Dichtungsmembran

Eine Tunnelauskleidung kann verschiedenen Arten von Lasten ausgesetzt sein. Bei Böden mit vorherrschendem Hart-

any constructed drainage measures. The layout of the lining is shown in Fig. 5.

The investigation of the SCL system was used to document the function and properties with certain boundary conditions. This study [3] was interdisciplinary and involved rock mechanics, hydrogeology, concrete technology, building physics and polymer technology. It was organised as conceptual study and broken down into a series of investigations of the final in situ conditions and main physical processes of the lining, as well as the properties of the constituent materials with realistic age and exposure history. The conceptual model is illustrated in Fig. 6.

3.1 Loading Model for Sprayed Concrete and a Bonded Waterproofing Membrane in an SCL

A tunnel lining can be exposed to different types of loads. For prevailing hard-rock conditions, rock mechanical forces are mainly related to local loads on the lining. The ground conditions that form the documented experience basis for this lining system in hard-rock are summarised in Table 1. The loads that have been considered when designing this lining system under hard-rock conditions in Norway are the following:

- Loads imposed from the ground onto the rock support;
- Loads caused by the groundwater pressure;
- Loads caused by the differential shrinkage of the concrete on either side of the membrane;
- Loads caused by the thermally induced opening and closure of cracks in the concrete at the membrane/concrete interfaces;
- Loads and exposure caused by freezing.

Several field investigations were carried out in order to assess the possible loads, including water pressure testing, thermal monitoring and crack mapping of the SCLs.

4 Water Pressure Testing and Monitoring

Water pressure testing was conducted at two sites for the determination of hydraulic transmissivities of the rock joints. Successful long-term in situ water pressure monitoring could be conducted at the Karmsund and Forsmark test sites, which are located below sea level, with measured consistent groundwater pressures of 700 and 600 kPa respectively. The purpose of the water pressure monitoring was to determine if there was any unfavourable water pressure near the lining surface. Fig. 7 shows the measured in situ water pressure in sections of core-drilled holes with lengths of 9 m. The noteworthy feature is the pressure reduction with decreasing distance to the lining surface, and the significantly lower pressures close to the lining surface.

A numerical study including a discontinuous model (UDEC-BB) and a continuous model (FLAC 3D) was undertaken to possibly explain the observed water pressures. The measured average hydraulic transmissivities and conductivities, as well as measured rock mass parameters, were included in the numerical

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

Table 1 Wichtigste ingenieurgeologische und felsmechanische Bedingungen für Wasserdruckuntersuchungen an den vier Teststandorten
Table 1 Main engineering geological and rock mechanical conditions for the four test sites for water pressure investigations.

Parameter Parameter	Bereich der festgestellten Bedingungen Range of experienced conditions
Gesteinsüberdeckung [m] Rock overburden [m]	50 bis 130 50 to 130
Abstand unter Grundwasserspiegel [m] Distance below ground water table [m]	0 bis 122 0 to 122
Grösste Hauptspannung des Gesteins, Wert, Neigungswinkel [MPa], [°] Major principal rock stress, value, dip angle [MPa], [°]	7 bis 8 (subhorizontal) 7 to 8 (sub-horizontal)
Gesteinsart Rock type	Massiver granitischer Gneis, Granit, Amphibolit, Glimmerschiefer Massive granitic gneiss, granite, amphibolite, mica schist
Einaxiale Druckfestigkeit des intakten Gesteins [MPa] Uniaxial compressive strength of intact rock [MPa]	140 bis 285 140 to 285
E-Modul des intakten Gesteins [GPa] Young's modulus of intact rock [GPa]	43 bis 105 43 to 105
Anzahl Kluftsätze/Kluftabstand [m] Number of joint sets/joint spacing [m]	2 bis 3/0,1 bis 1 2 to 3, 0.1 to 1
Anzahl Klüfte je m Bohrkern Number of joints per m drilled core	1 bis 8 1 to 8
Gesteinsmassequalität Q, Bereich und typischer Wert (in Klammern) Rock mass quality Q, range and typical value (in brackets)	3 bis 66 (5 bis 11) 3 to 66 (5 to 11)
Geschätzte durchschnittliche hydraulische Leitfähigkeit der Gesteinsmasse [m/s] Estimated average hydraulic conductivity of rock mass [m/s]	10^{-7} bis 10^{-9} 10^{-7} to 10^{-9}
Berechnete hydraulische Transmissivitäten der Gesteinsklüfte [m ² /s] Calculated hydraulic transmissivities of rock joints [m ² /s]	10^{-8} bis 10^{-9} 10^{-8} to 10^{-9}

gestein beziehen sich die gesteinsmechanischen Kräfte vorwiegend auf lokale Lasten auf die Schale. Diese Bodenverhältnisse, welche die dokumentierte Erfahrungsbasis für dieses Auskleidungssystem in Hartgestein bilden, sind in **Table 1** aufgeführt. Lasten, die beim Design der Tunnelauskleidung unter den Hartgesteinsbedingungen in Norwegen berücksichtigt wurden, sind die folgenden:

- vom Boden auf die Gesteinssicherung eingeleitete Lasten;
- Lasten durch Grundwasserdruck;
- Lasten aufgrund der differenziellen Schrumpfung des Betons zu beiden Seiten der Dichtungsmembran;
- Lasten aufgrund der thermisch induzierten Öffnung und Schliessung von Rissen an den Schnittstellen zwischen Dichtungsmembran und Beton;
- Lasten und Exposition durch Frost.

Zur Beurteilung der Lasten wurden mehrere Feldstudien durchgeführt einschliesslich Prüfungen des Wasserdrucks, thermischer Überwachung und der Kartierung von Rissen der Spritzbetonschale.

4 Prüfung und Überwachung des Wasserdrucks

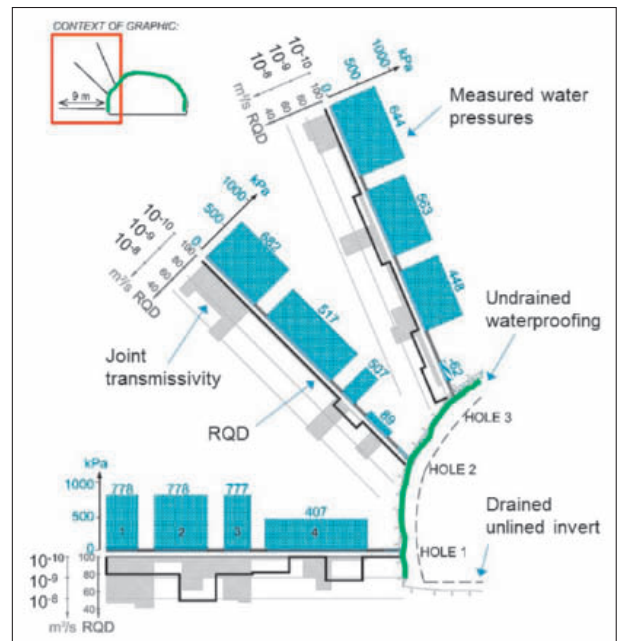
Die Prüfung des Wasserdrucks wurde an zwei Standorten durchgeführt, um die hydraulische Transmissivität der

simulations. No special provisions were included in the numerical models for the rock mass in the immediate vicinity of the lining. A comparison of the theoretical hydrostatic, simulated (discontinuous and continuous) and measured pressures is shown in **Fig. 8**. Both the numerical simulations predict a slight drop in water pressure compared to the theoretical hydrostatic pressure when accounting only for the natural undisturbed rock jointing. As shown, these models cannot explain the significant drop in measured water pressures in the rock mass in the immediate vicinity of the lining. The water pressure testing did not provide sufficient results to determine hydraulic transmissivities in the excavation damage zone (EDZ). A recent study carried out at the Äspö Laboratory of the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company [8] with precise measurements of the water pressure test in the EDZ suggests that the hydraulic transmissivity of the rock joints of the EDZ increases on an order of 10^3 to 10^4 m²/s in the first 20 to 30 cm from the excavated surface. Such an increase in the hydraulic transmissivity has a significant effect on the joint water pressure. This is the likely explanation of the measured low water pressures near the lining surface. This effect is illustrated in **Fig. 9**. Further in situ water pressure testing investigations are ongoing to substantiate this for several other test sites, since this is a critically important rock mass property for the groundwater exposure to this lining type.

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen

Gesteinskluft zu ermitteln. Eine erfolgreiche langfristige Überwachung des Wasserdrucks in situ konnte an den unterhalb des Grundwasserspiegels befindlichen Teststandorten Karmsund und Forsmark durchgeführt werden, wo ein konstanter Grundwasserdruck von 700 bzw. 600 kPa gemessen wurde. Zweck der Überwachung des Wasserdrucks war es, das Vorliegen eines eventuellen nachteiligen Wasserdrucks nahe der Auskleidungsoberfläche zu ermitteln. Bild 7 zeigt den in situ gemessenen Wasserdruck in Abschnitten mit 9 m langen Kernbohrungen. Eine bemerkenswerte Eigenschaft sind der Rückgang des Drucks mit abnehmender Distanz zur Oberfläche der Schale und die erheblich geringeren Drücke in der Nähe der Oberfläche der Schale.

Um eine mögliche Erklärung für die beobachteten Wasserdrücke zu finden, wurde eine numerische Untersuchung mit einem diskontinuierlichen Modell (UDECB-BB) und einem kontinuierlichen Modell (FLAC 3D) durchgeführt. Bei den numerischen Simulationen wurden die gemessenen durchschnittlichen hydraulischen Transmissivitäten und Leitfähigkeiten sowie die gemessenen Gesteinsmassenparameter berücksichtigt. Für die Gesteinsmasse in unmittelbarer Umgebung der Schale wurden in den numerischen Modellen keine besonderen Vorkehrungen berücksichtigt. Ein Vergleich der theoretischen hydrostatischen, simulierten (diskontinuierlichen und kontinuierlichen) und gemessenen Drücke ist in Bild 8 dargestellt. Die beiden numerischen Simulationen



7 Ergebnisse der am Standort Karmsund durchgeführten In-situ-Wasserdrucküberwachung und der Wasserdruckprüfungen mit den in Bohrungsabschnitten gemessenen Drücken vier Monate nach der Installation, den berechneten hydraulischen Transmissivitäten für Bohrungsabschnitte mit einer Länge von 0,5 m und der Gesteinskluftung, angegeben als RQD-Wert. Die Länge der Messbohrungen beträgt 9 m

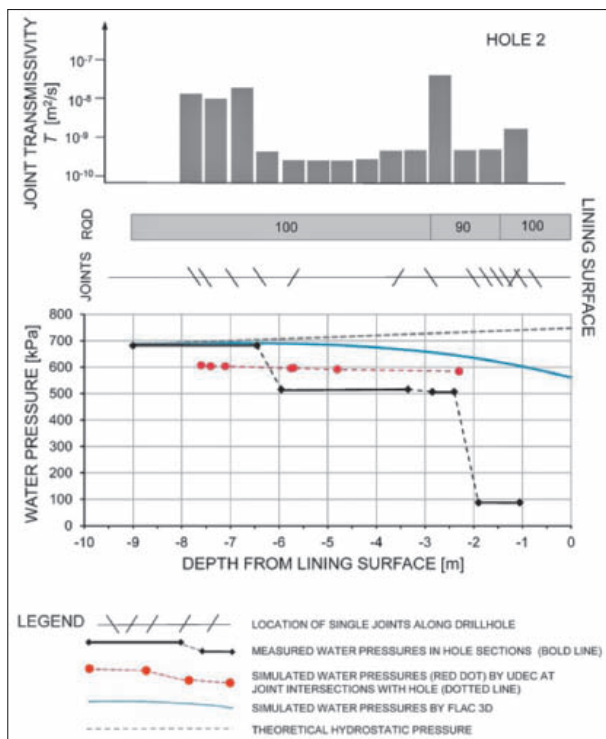
Results from the in situ water pressure monitoring and water pressure tests conducted at the Karmsund site, with measured pressures in hole sections after four months after installation, calculated hydraulic transmissivities for hole sections with a length of 0.5 m and rock jointing given as RQD. The length of the measurement holes is 9 m.

5 Sprayed Concrete and Sprayed Membrane Properties

The waterproof SCL approach for permanent and final inner linings is based on the use of fibre-reinforced sprayed concrete for final rock support in a hard-rock context. Such rock support linings normally have thicknesses in the range of 8 to 20 cm. Hence, the requirements for the sprayed concrete for this purpose is reflected through high mechanical-strength properties, primarily the high energy absorption properties under deformation and the high compressive strengths, as well as high durability in the form of low permeability and, when required, chemical resistance. The use of sprayed membranes to waterproof SCLs has emphasised sufficient bonding as the main parameter in addition to the waterproofing function.

5.1 Sprayed Concrete

Sprayed concrete requires specially developed mix designs in order to meet fresh concrete properties such as pumpability and sprayability, as well as the strength properties. Some mix design details and achieved material parameters are shown in Table 2. The high measured values for uniaxial compressive strength and Young's modulus are noteworthy. The values for suction and macro porosities imply a total porosity of approximately 25% with the given binder content and water/



8 Zusammenstellung der Gesteinskluft-Transmissivität, der Kluftdaten und der gemessenen und simulierten Grundwasserdrücke in einer Prüfbohrung am Teststandort Karmsund
Compilation of rock joint transmissivity, rock joint data, and measured and simulated groundwater pressures in an investigation hole at the Karmsund test site.

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

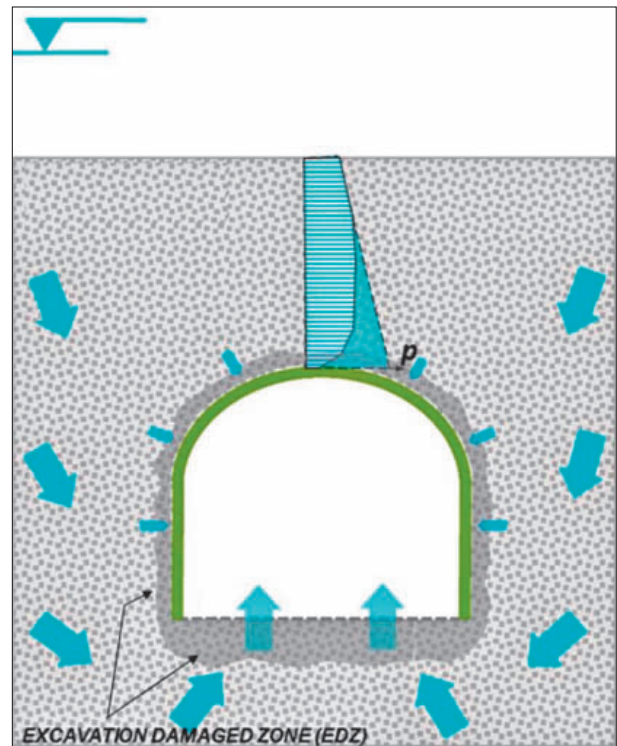
prognostizieren einen leichten Rückgang des Wasserdrucks im Vergleich zum theoretischen hydrostatischen Druck, wenn nur die natürliche unberührte Gesteinsklüftung berücksichtigt wird. Wie ersichtlich, können diese Modelle den erheblichen Rückgang des in der Gesteinsmasse in der unmittelbaren Umgebung der Schale gemessenen Wasserdrucks nicht erklären. Die Prüfung des Wasserdrucks lieferte keine ausreichenden Ergebnisse, um hydraulische Transmissivitäten in der Auflockerungszone (EDZ) zu bestimmen. Eine aktuelle Studie, die im Äspö-Laboratorium des schwedischen Unternehmens für Kernbrennstoff und Abfallentsorgung (SKB) [8] mit präzisen Messungen der Wasserdruckprüfung in der Auflockerungszone durchgeführt wurde, deutet darauf hin, dass die hydraulische Transmissivität der Gesteinsklüftung der Auflockerungszone in den ersten 20 bis 30 cm von der ausgehobenen Oberfläche um 103 bis 104 m²/s ansteigt. Dieser Anstieg der hydraulischen Transmissivität hat erhebliche Auswirkungen auf den Kluftwasserdruck. Dies ist die wahrscheinliche Erklärung für den gemessenen niedrigen Wasserdruck in der Nähe der Auskleidungsoberfläche. Dieser Effekt ist in Bild 9 dargestellt. Derzeit werden weitere Wasserdruckprüfungsuntersuchungen durchgeführt, um diesen Befund bei einer Reihe anderer Teststandorte zu bestätigen, da es sich hier um eine Eigenschaft der Gesteinsmasse handelt, die für die Grundwasserexposition dieses Auskleidungstyps von entscheidender Bedeutung ist.

5 Eigenschaften von Spritzbeton und aufgespritzter Dichtungsmembran

Die Methode einer wasserdichten Spritzbetonschale für dauerhafte und endgültige Innenschalen beruht auf der Verwendung faserverstärkten Spritzbetons für die endgültige Gesteinssicherung in Hartgestein. Diese Gesteinssicherungsschalen weisen in der Regel Stärken zwischen 8 und 20 cm auf. Die Anforderungen an den Spritzbeton für diesen Zweck bestehen daher in hohen mechanischen Festigkeitseigenschaften, vor allem einer hohen Aufnahme mechanischer Verformungsenergie und einer hohen Druckfestigkeit, sowie einer hohen Widerstandsfähigkeit in Form einer geringen Durchlässigkeit und ggf. Chemikalienbeständigkeit. Die Verwendung aufgespritzter Dichtungsmembranen für die Abdichtung von Spritzbetonschalen unterstreicht den Verbund beider (Membran und Spritzbeton) als eine der Haupteigenschaften neben der Abdichtungsfunktion.

5.1 Spritzbeton

Spritzbeton erfordert speziell entwickelte Mischrezepturen, um die Eigenschaften von Frischbeton, etwa im Hinblick auf Pump- und Spritzfähigkeit, und die Festigkeitseigenschaften zu erfüllen. Nähere Angaben und erzielte Materialparameter für einige Mischrezepturen sind in Tabelle 2 angegeben. Bemerkenswert sind die hohen gemessenen Werte für die einaxiale Druckfestigkeit und das E-Modul. Die Werte für Saugkraft und Makroporosität deuten auf eine Gesamtporosität von ca. 25% mit dem gegebenen Bindemittelgehalt und Wasser-Bindemittel-Verhältnis. Die extrem niedrigen gemes-



9 Auswirkung der erhöhten hydraulischen Transmissivitäten auf die Gesteinsklüfte in der Auflockerungszone bei einem Gesteinsklüft-Wasserdruck p in unmittelbarer Umgebung der Tunnelschale

Effect of the increased hydraulic transmissivities on rock joints in the EDZ on rock joint water pressure p in the immediate vicinity of the tunnel lining.

binder ratios. The extremely low measured hydraulic conductivities on intact sprayed concrete indicate that, despite the high porosities, the concrete material does not behave according to Darcy's law, and is impermeable from a practical and functional perspective. The values for suction and macro porosities imply a total porosity of approximately 25% with the given binder content and water/binder ratios.

Images of the macro pore structure on a polished surface of sprayed concrete obtained by a contrast-enhancing procedure are shown in Fig. 10. This pore structure is produced by compaction during the wet-mix spray application. Field tests have shown that adding of air-entraining agent in the fresh concrete mix does not have an effect on the air void content in the hardened sprayed concrete.

5.2 Interactive Moisture Processes between Sprayed Concrete and a Sprayed Membrane in a Bonded Lining Structure

5.2.1 Hygroscopicity

The hardened sprayed concrete and the cured membrane material will contain a water amount which is the result of the relative air humidity it is exposed to inside the lining structure. This material property which governs this is referred to as hygroscopicity and can be represented as a desorption isotherm. Desorption isotherms for sprayed concrete and two

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen

Tabelle 2 Einige Materialparameter für den Spritzbeton, alle in situ von den getesteten Tunnelauskleidungen entnommen, bezogen von [1] und [6]
Table 2 Some material parameters for the sprayed concrete, all sampled in situ from the tested tunnel linings, obtained from [1] and [6].

Parameter/Sachverhalt Parameter/issue	Wert Value	Anmerkung, Details Remark, details
Menge des Bindemittels [kg/m ³] Binder quantity [kg/m ³]	480 bis 520 480 to 520	470 bis 500 kg/m ³ : CEM II A-V 42,5 (17 % bis 18 % Flugascheanteil) 20 bis 25 kg/m ³ : Mikrosilicastaub 470 to 500 kg/m ³ : CEM II A-V 42.5 (17 % to 18 % fly ash content) 20 to 25 kg/m ³ : micro silica fume
Wasser/Bindemittel-Verhältnis Water/binder ratio	0,43 bis 0,45 0.43 to 0.45	Einschliesslich aller Wasserquellen, z.B. verhärtungsverstärkende Wasserzugabe Inclusive of all sources of water, e.g. water added in set accelerator
Einachsige Druckfestigkeit [MPa] Uniaxial compressive strength [MPa]	65 bis 75 65 to 75	Gemessen an Bohrkernen von der Schalenstruktur nach 400 Tagen Measured on drilled cores from lining structure at 400 days
E-Modul [GPa] Young's modulus [GPa]	25 bis 26 25 to 26	Gemessen an Bohrkernen von der Schalenstruktur nach 400 Tagen Measured on drill cores from lining structure at 400 days
Energieaufnahme bei einer Ablenkung um 25 mm Energy absorption at 25 mm deflection	900 bis 1000 J 900 to 1,000 J	Gemessen an runden Füllplatten von 600 mm Durchmesser nach 28 Tagen Measured on round panels, 600 mm diameter, at 28 days
Makroporosität (Luftporenvolumen) [%] Macro porosity (air void volume) [%]	4 bis 6 4 to 6	Gemessen mit optischem Verfahren und Drucksättigungsverfahren Measured by optical method and pressure saturation method
Saugfähigkeit Porosität [%] Suction porosity [%]	19 bis 21 19 to 21	Standard-Wasseraufnahmetest Standard water absorption test
Hydraulische Leitfähigkeit [m/s] Hydraulic conductivity [m/s]	<10 ⁻¹⁴ <10 ⁻¹⁴	Gemessen auf intakten Spritzkernproben aus Tunnelauskleidungen nach mindestens 300 Tagen Measured on intact, sprayed core samples from tunnel linings after a minimum of 300 days
Wasserdampfdurchlässigkeit [kg/m · s · Pa] Water vapour permeability [kg/m · s · Pa]	0,7 bis 2,3 × 10 ⁻¹² 0.7 to 2.3 × 10 ⁻¹²	Gemessen auf Spritzkernproben aus Tunnelauskleidungen nach mindestens 200 Tagen Measured on sprayed core samples from tunnel linings after a minimum of 200 days

senen hydraulischen Leitfähigkeiten auf intaktem Spritzbeton weisen darauf hin, dass sich das Betonmaterial trotz seiner hohen Porositäten nicht gemäss dem Darcy-Gesetz verhält und aus praktischer und funktioneller Perspektive undurchlässig ist. Die Werte für Saugkraft und Makroporosität deuten auf eine Gesamtporosität von ca. 25 % mit dem gegebenen Bindemittelgehalt und Wasser-Bindemittel-Verhältnis.

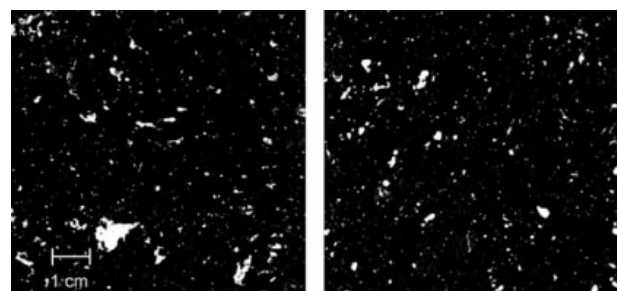
Mittels eines kontrastverstärkenden Verfahrens erzielte Darstellungen des Makroporengefüges auf einer polierten Spritzbeton-Oberfläche sind in Bild 10 dargestellt. Dieses Porengefüge entsteht durch Verdichtung während der Nassspritzapplikation. Aus Feldstudien geht hervor, dass die Beigabe eines Luftporenbildners in die Frischbetonmischung keine Auswirkungen auf den Luftporengehalt im ausgehärteten Spritzbeton hat.

5.2 Interaktive Feuchtigkeitsprozesse zwischen Spritzbeton und einer aufgespritzten Dichtungsmembran in einer Verbundschale

5.2.1 Hygroskopizität

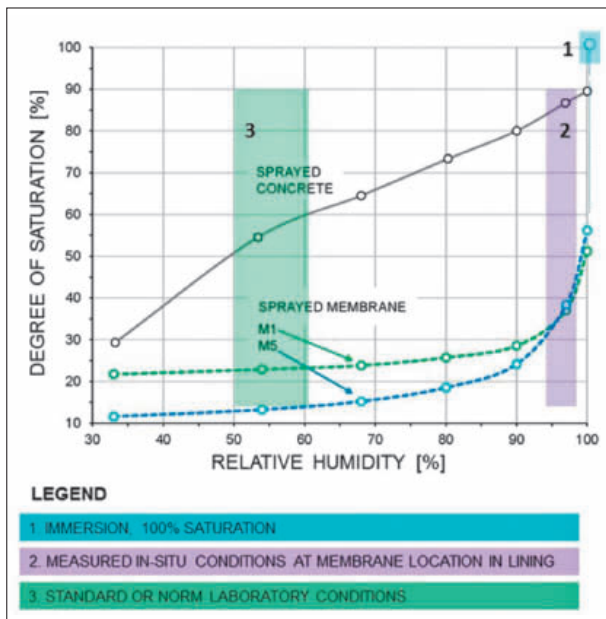
Der ausgehärtete gespritzte Beton und das ausgehärtete Dichtungsmaterial weisen einen Wassergehalt auf, der auf der relativen Luftfeuchtigkeit beruht, der er im Inneren der

EVA-based sprayed membrane materials are shown in Fig. 11 [2]. The noteworthy behaviour of the two materials is the large contrast in hygroscopicity even at high relative air humidity, just below 100%. A relatively "wet" concrete will under



10 Mittels eines kontrastverstärkenden Verfahrens erzielte Darstellungen des Spritzbetons, welche die Luftporen (Makroporosität) zeigen, die etwa 5 % des Volumens ausmachen. Beide Darstellungen sind massstäblich. Links: Beispiel grober Poren und Hohlräume. Rechts: Beispiel der gleichmässigen Porenverteilung, die beobachtet werden konnte [1]
Images of sprayed concrete obtained by an enhanced contrast procedure, showing the air voids (macro porosity), which account for approximately 5 % volume. Both images are to scale. Left: Example of coarse pores and voids. Right: Example of the most even pore distribution which could be observed [1].

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane



11 Die Hygroskopizität des ausgehärteten Spritzbetons und der gespritzten Dichtungsmembran, dargestellt als Desorptionisotherme bei 25 °C, wobei der Wassergehalt als Sättigungsgrad als Funktion der relativen Feuchtigkeit dargestellt wird. Drei Bereiche relativer Feuchtigkeitsbedingungen werden angezeigt: Immersion, In-situ-Tunnelbedingungen und normale Laborbedingungen

Hygroscopticity of hardened sprayed concrete and sprayed membrane represented as desorption isotherms at 25 °C, showing water content given as degree of saturation as a function of relative humidity. Three ranges of relative humidity conditions are indicated: immersion, in situ tunnel and normal laboratory conditions.

Schalenstruktur ausgesetzt ist. Die hierfür verantwortliche Materialeigenschaft wird als Hygroskopizität bezeichnet und kann als Desorptionisotherme dargestellt werden. Die Desorptionisotherme für Spritzbeton und zwei EVA-basierte gespritzte Membranmaterialien sind in Bild 11 dargestellt [2]. Bemerkenswert an dem Verhalten der beiden Materialien ist der starke Unterschied der Hygroskopizität selbst bei einer hohen relativen Feuchtigkeit von knapp unter 100%. Ein relativ «nasser» Beton befindet sich unter stabilen Bedingungen bei hoher relativer Feuchtigkeit im Gleichgewicht in einer perfekt verbundenen Struktur mit einem Membranmaterial, das nur einen Bruchteil seiner maximalen Wasseraufnahme aufweist.

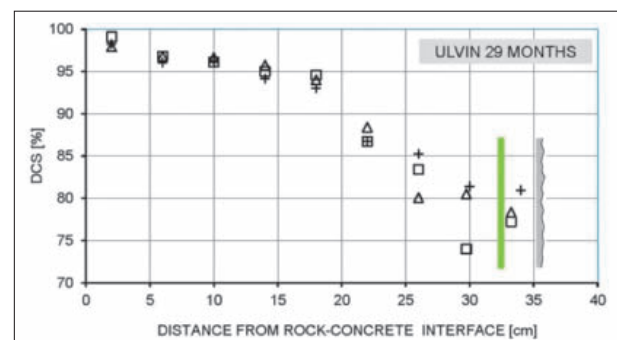
Dies veranschaulicht den bedeutenden Unterschied zwischen «nassen» und «trockenen» Bedingungen für die beiden Materialien im Hinblick auf den Feuchtigkeitsgehalt. Insbesondere für die Prüfung der mechanischen Leistung der Dichtungsbänder und der Frost-Tau-Beständigkeit des Betons ist es von entscheidender Bedeutung, die Materialproben so aufzubereiten, dass sie dem realistischen Feuchtigkeitsgehalt entsprechen. Die Ergebnisse der Materialproben, die unter gewöhnlichen Laborbedingungen aufbewahrt wurden, sind daher nicht geeignet, um Aussagen über die In-situ-Leistung der Schalenstruktur abzugeben.

stable conditions at high relative humidity be in equilibrium in a perfectly bonded structure with a membrane material which exhibits only a fraction of its maximum water uptake.

This illustrates the important difference between “wet” and “dry” conditions for the two materials in terms of moisture content. Particularly, for the testing of mechanical performance of membranes and freeze/thaw resistance in concrete, it is essential to condition the material samples to realistic moisture content. Hence, test results of material samples that have been stored under normal laboratory conditions are not suitable for making statements regarding the in situ performance of the lining structure.

5.2.2 Water Vapour Permeability

Both the concrete and membrane materials are impermeable to conductive flow of liquid water, but both exhibit a certain degree of vapour permeability. The vapour permeability of the tested membrane materials was found to be within the measured range of vapour permeability of the sprayed concrete material [4]. This means that the membrane will pose no barrier to vapour transport through the SCL structure. The consequence of this is that the concrete on the rock mass side of the membrane will remain partially saturated. The partial saturation of the concrete material in the lining was verified by extensive field investigations [4] and showed consistent results. A typical moisture content profile is shown in Fig. 12. An important and consistently observed feature in the investigated tunnel linings is a gradient in moisture content from complete capillary saturation at the rock/concrete interface to a degree of capillary saturation in



12 Der im Spritzbeton gemessene Feuchtigkeitsgehalt als kapillarer Sättigungsgrad in Bohrungsabschnitten von der Gesteinsmasse zur Schalenoberfläche über die mit einer verbundenen Membranstruktur abgedichtete Schale. Das Ergebnis wurde einem 1:1-Teststandort 29 Monate nach der Konstruktion entnommen.

Measured moisture content in the sprayed concrete given as degree of capillary saturation (DCS) in drilled core sections from the rock mass to the lining surface across the lining waterproofed with a bonded membrane structure. The result is from a full-scale test site obtained 29 months after construction.

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen

5.2.2 Wasserdampfdurchlässigkeit

Während sowohl Beton als auch die Membranmaterialien undurchlässig gegenüber leitfähigem Flüssigwasser sind, sind beide zu einem gewissen Grad dampfdurchlässig. Die Dampfdurchlässigkeit der getesteten Membranmaterialien befand sich in dem für das gespritzte Betonmaterial gemessenen Dampfdurchlässigkeitsbereich [4]. Damit bildet die Dichtungsmembran keine Barriere für den Dampftransport durch die Spritzbetonschale. Dies führt dazu, dass der Spritzbeton zwischen Fels und Dichtungsmembran weiterhin teilweise gesättigt ist. Die teilweise Sättigung des Betonmaterials in der Schale wurde in umfassenden Feldstudien [4] nachgewiesen und zeigte konstante Ergebnisse. Ein typisches Feuchtigkeitsgehaltsprofil ist in **Bild 12** dargestellt. Ein wichtiges und konstant beobachtetes Merkmal der untersuchten Tunnelschalen ist ein Verlauf des Feuchtigkeitsgehalts von einer vollständigen kapillaren Sättigung an der Schnittstelle von Gestein und Beton zu einem kapillaren Sättigungsgrad von 75 % bis 85 % an der Oberfläche der Innenschale. Ein numerisches Modell der Feuchtigkeitstransportprozesse in den Schalen in der Bauphysiksoftware WUFI konnte die wesentlichen Merkmale des gemessenen Feuchtigkeitsgehalts reproduzieren [4].

6 Mechanische Eigenschaften der Beton/Membran-Schnittstellen

Die strukturelle Integrität der Schale hängt von den mechanischen Eigenschaften der verbundenen Schnittstellen zwischen der Membran und dem Beton sowie den mechanischen Eigenschaften des Membranmaterials an sich ab. EVA-basierte Dichtungsmembranen weisen eine erhebliche Wasserabsorptionsfähigkeit auf [2], doch unter Einwirkung einer relativen Feuchtigkeit unter 100 % erfolgt nur ein Bruchteil der maximalen Wasseraufnahme (**Bild 11**). EVA-basierte Dichtungsmembranen weichen bei Einwirken von Wasser unter immersionsähnlichen Bedingungen auf und weisen erhebliche Veränderungen ihrer mechanischen Eigenschaften auf. Daher ist es besonders wichtig, die Dichtungsmembran mit einem realistischen Feuchtigkeitsgehalt zu testen, welcher der In-situ-Feuchtigkeitsituation in einer Tunnelschale so nahe wie möglich kommt (**Bild 11 und 12**). Als wichtigstes Merkmal der mechanischen Leistung stellte sich dabei die Elastizität in Form der Scherdeformation der Dichtungsmembran zwischen Primär- und Sekundärschale und der Überbrückungskapazität der Dichtungsmembran bei der Öffnung und Schliessung von Rissen im Spritzbeton heraus. Die Ergebnisse der Untersuchungen der mechanischen Festigkeitswerte der Dichtungsmembran sind in **Tabelle 3** dargestellt.

7 Verifizierte Systemfunktionalität und Eigenschaften des Auskleidungssystems

Anhand der Feld- und Laboruntersuchungen des Schalensystems können die Eigenschaften des Dichtungssystems und die Funktionalität der Dichtungsmembran bestimmt werden. Für den Grundwasserdruck, der auf die Schale ausgeübt wird,

the range of 75 % to 85 % at the lining's surface. A numerical model in the building physics software WUFI of the moisture transport processes in the linings could reproduce the main features of the measured moisture content [4].

6 Mechanical Properties of the Concrete/Membrane Interfaces

The structural integrity of the lining depends on the mechanical properties of the bonded interfaces between the membrane and the concrete as well as the mechanical properties of the membrane material itself. EVA-based membranes exhibit significant water absorption capacity [2], but under exposure to relative air humidity below 100 %, only a fraction of the maximum water uptake takes place (**Fig. 11**). EVA-based membranes become soft and experience significant changes to their mechanical properties when exposed to water in conditions similar to immersion. For this reason, it is of great importance to test the membrane with realistic moisture content, as close as possible to that of the in situ moisture situation in a tunnel lining (**Figs 11 and 12**). The most important mechanical performance characteristic was found to be elasticity, in the form of shear deformability of the membrane between the primary and secondary lining and the bridging capacity of the membrane at the opening and closure of cracks in the sprayed concrete. The findings from the investigations of mechanical strength parameters of the membrane are shown in **Table 3**.

7 Verified System Function and Properties of the Lining System

Following the field and laboratory investigations of the lining system, the waterproofing system properties and function of the membrane can be established. The overall lining design, with a drained or undrained invert, will be decisive for the groundwater pressure which acts on the lining. The case with undrained walls and crown, but with a drained invert without waterproofing, is illustrated in **Fig. 9**. In the case of a completely undrained lining, with waterproofing along the entire perimeter, one can expect the full hydrostatic pressure to act on the lining structure. One important finding is the interaction between the concrete and the membrane. This explains what the concrete does to the membrane, and what the membrane does to the concrete. These effects are shown in **Table 4** and explain why the high tensile bond strengths and favourable moisture conditions have been measured in the investigated tunnel linings. The measured in situ moisture content in the membrane and concrete materials in the tunnel linings, as well as the measured in situ tensile bonds strengths, suggest favourable long-term conditions and resistance to degrading processes, and hence good long-term durability.




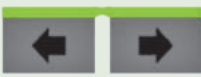
8 Areas of Use

One of the characteristics of the SCL system is its versatility and the possibility to make lining designs and layouts

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

Tabelle 3 Zusammenstellung der wesentlichen Testergebnisse für gespritzte Dichtungsbänder [2]

Table 3 Compilation of main test results for sprayed membranes [2].

Durchgeführter Test Performed test		Proben, Testbedingungen Specimens, testing conditions	Getestete Dichtungsmembranprodukte, wichtigste Ergebnisse Tested membrane products, main results																				
Zugtest, Zugfestigkeit [MPa] Pull test, tensile strength [MPa]		Prüfung von Kernproben, verschiedene Arten der Vorbehandlung: <ul style="list-style-type: none"> • trocken • Immersion • gefroren/getaut Testing of core samples; several types of pre-treatment: <ul style="list-style-type: none"> • Dry • Immersion • Frozen/thawed 	Labortestergebnisse, Zugfestigkeit [MPa]: <ul style="list-style-type: none"> • trocken: 1,1 bis 1,6 • feucht: 0,3 bis 1,15 • gefroren/getaut: 0,3 bis 0,85 Laboratory test results, tensile strength [MPa]: <ul style="list-style-type: none"> • Dry: 1.1 to 1.6 • Moist: 0.3 to 1.15 • Frozen/thawed: 0.3 to 0.85 																				
		In-situ-Testverfahren für Schalenstruktur <ul style="list-style-type: none"> • In-situ-Tunnel • Grossflächige Schalenstruktur • Unterschiedliche Frosteinwirkung In situ test method for lining structure <ul style="list-style-type: none"> • In situ tunnel • Large-scale lining structure • Different freezing exposure 	<i>Testergebnisse Schalenstruktur:</i> Tunnel-Teststandorte, in situ: 1,1 bis 1,6 <i>Frosttests im Labor grossflächige Schalenstruktur:</i> 35 Frost/Tau-Zyklen bis -3 °C ¹ : 1,1 bis 1,2 Weitere 20 Zyklen bis -7 °C ² : 0,4 bis 0,7 <i>Lining structure test results:</i> Tunnel test sites, in situ: 1.1 to 1.6 <i>Freezing laboratory large scale lining structure:</i> 35 freeze/thaw cycles to -3 °C ¹ : 1.1 to 1.2 Additional 20 cycles to -7 °C ² : 0.4 to 0.7																				
Scherversuche Shear testing		Direkte Scherversuche an Kernprobe; Vorbehandlung der Probe durch Immersion Direct shear testing on core sample; pre-treatment of sample by immersion	Scherdeformation am ursprünglichen Bruch [mm]: 1 Scherung Steifigkeit [MPa/m]: 350 Höchste Scherungsspannung [MPa]: 0,75 Shear deformation at initial rupture [mm]: 1 Shear stiffness [MPa/m]: 350 Peak shear stress [MPa]: 0.75																				
Rissüberbrückung Crack bridging		Rissüberbrückung (w/t-Verhältnis ³ bei verschiedenen Temperaturen) Crack bridging (w/t ratio ³ at different temperatures)	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 20%;">Testtemperatur [°C]</td> <td style="width: 10%;">23</td> <td style="width: 10%;">0</td> <td style="width: 10%;">-3</td> <td style="width: 10%;">-8</td> </tr> <tr> <td>w/t-Verhältnis</td> <td>1,2</td> <td>0,8</td> <td>0,6</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>Testing temperature</td> <td>23</td> <td>0</td> <td>-3</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>w/t ratio</td> <td>1.2</td> <td>0.8</td> <td>0.6</td> <td>0.7</td> </tr> </table>	Testtemperatur [°C]	23	0	-3	-8	w/t-Verhältnis	1,2	0,8	0,6	0,7	Testing temperature	23	0	-3	-8	w/t ratio	1.2	0.8	0.6	0.7
Testtemperatur [°C]	23	0	-3	-8																			
w/t-Verhältnis	1,2	0,8	0,6	0,7																			
Testing temperature	23	0	-3	-8																			
w/t ratio	1.2	0.8	0.6	0.7																			

¹ Mindesttemperatur -3 °C und Höchsttemperatur 7 °C an der Stelle der Dichtungsmembran in der Schalenstruktur während Frost/Tau-Zyklen von jeweils 48 Stunden Dauer

² Nach den ersten 35 Frost/Tau-Zyklen bis -3 °C wurde eine weitere Befrostung bis -7 °C durchgeführt

³ w/t-Verhältnis = Verhältnis der Rissbreite am Bruch w zur Dicke der Dichtungsmembran t

¹ Minimum temperature -3 °C and maximum temperature 7 °C at the membrane location in the lining structure during freeze/thaw cycles, each lasting 48 hours

² After the initial 35 freeze/thaw cycles to -3 °C, additional freezing to -7 °C was performed

³ w/t ratio = ratio of crack width at rupture w to membrane thickness t

ist die gesamte Auskleidungskonzeption, mit einer drainierten oder undrainierten Sohle, ausschlaggebend. Ein Fall mit undrainierten Wänden und undrainierter Firne, aber drainierter, ungedichteter Sohle ist in Bild 9 dargestellt. Bei einer komplett undrainierten Schale mit einer Abdichtung entlang des gesamten Umfangs ist zu erwarten, dass die Schalenstruktur dem vollen hydrostatischen Druck ausgesetzt ist. Eine wichtige Erkenntnis ist die Interaktion zwischen Beton und Dichtungsmembran. Dies sind die Wechselwirkungen zwischen dem Beton und der Dichtungsmembran. Diese

for a number of different situations. The undrained lining structure, as illustrated in Figs 3, 4, 5 and 6, offers the best technical performance from a material technology perspective. However, drainage measures, such as drainage stripes or channels, in conjunction with drained waterproofing systems, such as sheet membranes, are possible and have been used successfully constructed. Some main areas of use are listed in Table 5. One of the areas of use, which has shown good cost-effectiveness, is the refurbishment of tunnels. In Switzerland, this lining technology has been successfully

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen

Tabelle 4 Wechselwirkungseffekte zwischen Beton und Membranmaterialien im Verbund der Schalenstruktur

Table 4 Interaction effects between the concrete and membrane materials in a bonded lining structure.

Wechselwirkung Interaction	Eigenschaft, Auswirkung Property, effect	Wesentliche Konsequenzen Main consequences	Erklärung Explanation
Auswirkungen auf den Beton aufgrund der Materialeigenschaften der verbundenen Dichtungsmembran / Effects on the concrete caused by the material properties of the bonded membrane	Kontinuierlicher doppelseitiger Verbund Continuous, double-sided bond	Undrainierte Schnittstellen zwischen Beton und Dichtungsmembran, Zughaftung zum Beton an beiden Seiten der Dichtungsmembran Undrained interfaces between concrete and membrane; tensile bond to concrete on either side of membrane	Die Schnittstellen zwischen Beton und Dichtungsmembran sind gegenüber dem Wasserfluss entlang der Schnittstellen undurchlässig The interfaces between the concrete and membrane are impermeable to flow of water along the interfaces
	Die Dichtungsmembran ist leitfähigem Wasserfluss gegenüber undurchlässig Membrane is impermeable to conductive flow of water	Flüssigwasser durchläuft nicht die Schale; wasserdurchlässige Erscheinungen in der Primärschale werden gesättigt Liquid water doesn't pass through lining; water-permeable features in primary lining will be saturated	Die Dichtungsmembran stellt ein Hindernis für den Fluss von leitfähigem Wasser durch die Schale dar; Wasserdruck kann lokal an Stellen auftreten, wo die Risse sich mit der Dichtungsmembran überschneiden Membrane poses a barrier to conductive water flow through the lining; water pressure can occur locally where the cracks intersect the membrane
	Die Dichtungsmembran ist wasserdampfdurchlässig Membrane is water-vapour-permeable	Beton in der Primärschale bleibt teilgesättigt; hydraulischer Porendruck im Beton nicht möglich Concrete in primary lining remains partially saturated; hydraulic pore pressure in concrete not possible	Dichtungsmembran und Beton weisen Wasserdampfdurchlässigkeit im selben Bereich auf Membrane and concrete exhibit water vapour permeability in the same range
	Dichtungsmembran bei direkter Exposition gegenüber Flüssigwasser hydrophil Membrane hydrophilic at direct exposure to liquid water	Dichtungsmembran nimmt bei direkter Wassereexposition erhebliche Wassermengen auf und weist veränderte Eigenschaften (Aufweichung) auf Membrane will absorb significant amounts of water at directly water exposure and change properties (soften)	EVA-Polymere sind hydrophil EVA polymers are hydrophilic
Auswirkungen auf die verbundene Dichtungsmembran aufgrund der Materialeigenschaften des Betons / Effects on the bonded membrane caused by the material properties of the concrete	Applikation der Sekundärschale: Frischbeton setzt die ausgehärtete Dichtungsmembran Wasser aus Application of secondary lining: fresh concrete exposes cured membrane to water	Hohe Haft-/Zug-Festigkeit an der Schnittstelle zur Sekundärschale High tensile bond strength at interface to secondary lining	Dichtungsmembran wird beim Kontakt mit Frischbeton vorübergehend befeuchtet und trocknet anschliessend während der Hydrierung aus, wobei eine Schnittstelle mit der Verwachsung von C-S-H-Mineralien gebildet wird Membrane is temporarily wetted in contact with fresh concrete, and subsequently dries during hydration, creating an interface with intergrowth of C-S-H minerals
	Beton ist erheblich hygroskopischer als Dichtungsmembran, selbst bei einer hohen relativen Feuchtigkeit Concrete is much more hygroscopic than membrane, even at high relative humidity	Geringer Wassergehalt in situ im Dichtungsmembranmaterial; hohe Zugfestigkeit sowohl kohäsiv als auch adhäsiv im Verbundkontakt mit Beton Low water content in situ in the membrane material; high tensile strength, both cohesive and adhesive in bonded contact with concrete	Starker Unterschied der Hygroskopizität zwischen den beiden Materialien: Der Verbundkontakt lässt die Dichtungsmembran für den überwiegenden Anteil der Schale in buchstäblich trockenem Zustand Large contrast in hygroscopicity between the two materials: the bonded contact will leave the membrane in a literally dry condition for the vast proportion of the lining
	Wasser im Beton ist statisch, keine Wanderung von Flüssigwasser Water in the concrete is static, no migration of liquid water	Auslaugen oder Auswaschen des Betons nicht möglich; kontinuierliche Speisung zersetzender Ionen aus dem Grundwasser nicht möglich Leaching or washout of concrete not possible; continuous feeding of degrading ions from groundwater not possible	Die Dichtungsmembran bildet eine wasserdichte und undrainierte Struktur The membrane creates a waterproof and undrained structure

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

Wirkungen sind in [Tabelle 4](#) dargestellt und verdeutlichen, warum bei den untersuchten Tunnelauskleidungen diese hohen Zugfestigkeiten und vorteilhaften Feuchtigkeitsbedingungen gemessen wurden. Der in situ gemessene Feuchtigkeitsgehalt in der Dichtungsmembran und den Betonmaterialien der Tunnelschale sowie die in situ gemessenen Zugfestigkeiten deuten auf günstige Langzeitbedingungen, einen hohen Widerstand gegenüber Zersetzungsprozessen und damit eine gute Langzeitbeständigkeit hin.

8 Einsatzbereiche

Zu den Merkmalen des Spritzbetonschalensystems gehören seine Vielseitigkeit und die Möglichkeit, Auskleidungskonzepte und -layouts für eine Reihe verschiedener Situationen anzufertigen. Die undrainierte Schalenstruktur, wie sie in den [Abbildungen 3, 4, 5 und 6](#) veranschaulicht wird, bietet aus materialtechnischer Perspektive die beste technische Leistung. Allerdings sind auch Entwässerungsmassnahmen wie Drainage-Streifen oder Entwässerungsrinnen in Verbindung mit drainierten Abdichtungssystemen wie Folienabdichtungen möglich und sind bereits erfolgreich konstruiert eingesetzt worden. Einige der wesentlichen Einsatzbereiche sind in [Tabelle 5](#) aufgeführt. Ein Einsatzbereich, der sich als sehr kosteneffizient erwiesen hat, ist die Sanierung von Tunneln. In der Schweiz wurde diese Auskleidungstechnologie erfolgreich bei der Sanierung des Charnadüras-Tunnels (Rhätische Bahn) und des Mormont-Tunnels (SBB) eingesetzt. Die Konstruierbarkeit der gespritzten Dichtungsmembran ist auf Situationen mit geringem Wassereintritt durch das Substrat beschränkt. Bodenbedingungen mit einer vorwiegend niedrigen durchschnittlichen hydraulischen Leitfähigkeit stellen daher die kosteneffizientesten Einsatzbereiche dar.

9 Schlussfolgerungen

Die Tunnelauskleidungsmethode mit Spritzbeton und aufgespritzter Dichtungsmembran hat sich in mehreren Situationen als kosteneffizient und technisch durchführbar erwiesen. Je nach Bodenbedingungen und den funktionellen Anforderungen an die endgültige Schale können Auskleidungskonzepte mit erheblich geringeren Dicken und damit einem niedrigeren Gesamtbetonverbrauch im Vergleich zu zahlreichen konventionellen Schalen gestaltet werden. Die wesentlichen endgültigen Eigenschaften dieses Auskleidungssystems sind:

- wasserdichte und dampfdurchlässige Auskleidungsstruktur;
- strukturelle Integrität als Verbundstruktur mit einer endgültigen Zugfestigkeit im Bereich von 1,1 bis 1,5 MPa;
- Wasser sättigt Risse und Fissuren im Beton in der Primärschale.
- Das intakte Betonmaterial bleibt teilgesättigt mit einem Verlauf im Sättigungsgrad des Betons, wobei der höchste Sättigungsgrad an der Schnittstelle zwischen Gestein und Beton zu beobachten ist und in Richtung der Schalenoberfläche abnimmt.

used for the refurbishment of the Charnadüras (Rhätische Bahn) and Mormont (SBB) tunnels. Constructability of the sprayed membrane is limited to situations with minor water ingress through the substrate. Therefore, ground conditions with prevailing low average hydraulic conductivity are the most cost-effective areas of use.

9 Conclusions

The tunnel-lining method with sprayed concrete and sprayed waterproofing membrane has demonstrated cost-effectiveness and technical feasibility in a number of situations. Subject to the ground conditions and the functional requirements of the final lining, it is possible to make lining designs with much lower thicknesses and hence lower total concrete consumption compared to several traditional linings. The main final properties of this lining system are:

- Waterproof and vapour-permeable lining structure;
- Structural integrity as a bonded structure with final tensile strength in the range of 1.1 to 1.5 MPa;
- Water saturates cracks and fissures in the concrete in the primary lining;
- The intact concrete material remains partially saturated, with a gradient in the degree of saturation of the concrete, with a high degree of saturation at the rock/concrete interface and with a lower degree of saturation towards the lining surface;
- Groundwater-pressure-induced loads transferred hydraulically through the pore structure of the concrete can be neglected;
- Water in the lining structure is static;
- Eventual observed leaks occur precisely at the location of the defect;
- Long-term durability of the membrane in the lining system is granted through the favourable, stable conditions of moisture and water content;
- Long-term durability of the sprayed concrete lining system is granted through the extremely low hydraulic conductivity of the concrete material and the static situation of groundwater at the cracks and imperfections in the concrete, preventing leaching and feeding of aggressive ions.

The main issues to observe during design and construction are:

- Which mechanical loads can be expected on the SCL;
- Which, if any, significant groundwater pressures can be expected in the rock mass in the immediate vicinity of the lining;
- High-quality wet-mix sprayed concrete in the primary lining and substrate is essential to achieve the technical performance and durability of the entire lining system;
- Measures to temporarily handle water leakage through the substrate need to be foreseen;
- Planning and implementation of quality control measures for the different steps in the construction process.

Dauerhafte Tunnelauskleidungen auf der Basis von Spritzbeton und gespritzten Abdichtungsmembranen

Table 5 Einige mögliche Einsatzbereiche für dauerhafte Spritzbetonschalen

Table 5 Some possible areas of use for permanent SCLs.

Einsatzbereich Area of use		Abdichtungslayout Waterproofing layout	Auskleidungskonzeption Lining design
Hartgestein, geringe Durchlässigkeit, unter dem Grundwasserspiegel ($k < 10^{-7}$ m/s)* Hard rock, low permeability, below GW table ($k < 10^{-7}$ m/s)*	Neue Tunnel New tunnels	Teilweise oder vollständige Abdeckung des Tunnelumfangs Partial or complete coverage of tunnel perimeter	Gesamtschalendicke in den meisten Fällen bis zu ca. 150 mm; detaillierte Schalenkonzeption entsprechend den Erfahrungen mit Hartgestein, abhängig von der Drainagewirkung der Auflockerungszone** in Tunneln mit Sprengvortrieb, hydraulische Lasten können bei Sohlen ohne Abdichtung vernachlässigt werden Total lining thickness down to approximately 150 mm in most cases; detailed lining design according to hard-rock experience; subject to the drainage effect of the EDZ** in drill and blast tunnels, hydraulic loads can be neglected in cases with inverts without waterproofing
	Sanierter Bereich Refurbished area	Kann bei Bedarf lokal angewendet werden, Schnittstelle mit anderen Abdichtungssystemen Can be applied locally where needed, interface with other waterproofing systems	
Weicher Boden, geringe Durchlässigkeit, unter Grundwasserspiegel, ($k < 10^{-7}$ m/s) Soft ground, low permeability below GW table, ($k < 10^{-7}$ m/s)	Neue Tunnel New tunnels	In der Regel vollständige Abdeckung des Tunnelumfangs Normally complete coverage of tunnel perimeter	Schalendicken abhängig von Grundlasten und wasserdruckinduzierten Lasten auf der Schale Lining thicknesses subject to ground loads and water-pressure-induced loads on lining
	Sanierter Bereich Refurbished area	Kann lokal angewendet werden, um an andere/bestehende Schalensysteme anzukoppeln Can be applied locally to interface structurally with other/existing lining systems	
Besondere Strukturen Special structures	Querschläge Cross-passages	Drainiert oder undrainiert, teilweise oder vollständige Abdeckung Drained or undrained, partial or complete coverage	Strukturelle und Abdichtungs-Schnittstelle zum Hauptsystem Structural and waterproofing interface to main system
	Fluchttunnel Escape tunnels	Minimum erforderlich, Teilabdeckung des Tunnelumfangs Minimum necessary, partial coverage of tunnel perimeter	Minimalistische funktionelle Konzeption in der Regel möglich Minimalist functional design normally possible
	Versorgungsnischen Utility niches	Systemschnittstelle mit dem Hauptabdichtungssystem System interface with main waterproofing system	Funktionelle strukturelle und Abdichtungskonzeption Functional structural and waterproofing design

*) k , durchschnittliche hydraulische Leitfähigkeit der Gesteinsmasse

**) Auflockerungszone, die Gesteinsmasse in unmittelbarer Umgebung der ausgehobenen Kontur, die eine erheblich höhere Transmissivität der Gesteinsklüfte aufweist als die unberührte Gesteinsmasse

*) k , average hydraulic conductivity of rock mass

**) EDZ, the rock mass in the immediate vicinity of the excavated contour which exhibits significantly higher hydraulic transmissivity of the rock joints than the undisturbed rock mass

- Durch den Grundwasserdruck induzierte Lasten, die hydraulisch durch die Porenstruktur des Betons übertragen werden, können vernachlässigt werden.
- Das Wasser in der Schalenstruktur ist statisch.
- Eventuell beobachtete Undichtigkeiten treten exakt an der Stelle des Defekts auf.
- Die langfristige Haltbarkeit der Dichtungsmembran im Auskleidungssystem wird durch die günstigen und stabilen Bedingungen des Feuchtigkeits- und Wassergehalts ermöglicht.
- Die langfristige Haltbarkeit des Spritzbeton-Schalensystems wird durch die extrem niedrige hydraulische Leitfähigkeit des Betonmaterials und die statische Situation des Grundwassers an den Rissen und Fehlerstellen des

This lining system exhibits favourable properties, which make it suitable for many refurbishment cases. Refurbishment cases which allow only a slight reduction of the tunnel profile and which require a thin but functional and durable lining system are particularly cost-effective.

Literatur/References

- [1] Holter K.G., Smeplass S., Jacobsen S. (2016): Freeze-thaw resistance of sprayed concrete in tunnel linings. *Materials and Structures*, 49, S. 3075–3093.
- [2] Holter K.G. (2016): Performance of EVA-based membranes for SCL in hard rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(4), S. 1329–1358.

Permanent Tunnel Linings Based on Sprayed Concrete and Spray-Applied Waterproofing Membrane

Betons ermöglicht, was das Auslaugen und die Speisung aggressiver Ionen verhindert.

Die wesentlichen bei der Konzeption und Konstruktion zu berücksichtigenden Sachverhalte sind:

- die zu erwartenden mechanischen Lasten auf der Spritzbetonschale;
- die zu erwartenden massgeblichen Grundwasserdrücke, sofern vorhanden, in der Gesteinsmasse in der unmittelbaren Nähe der Schale.
- Ein hochwertiger Nassspritzbeton in Primärschale und Substrat ist von entscheidender Bedeutung, um die technische Leistung und Langlebigkeit des gesamten Auskleidungssystems zu erzielen.
- Es sind Massnahmen für den provisorischen Umgang mit Wasseraustritt durch das Substrat vorzusehen.
- Planung und Durchführung von Qualitätskontrollmassnahmen für die verschiedenen Schritte des Konstruktionsvorgangs.

Das Auskleidungssystem weist günstige Eigenschaften auf und eignet sich daher für zahlreiche Sanierungsfälle. Besonders kosteneffizient sind Sanierungsfälle, die nur eine geringe Reduktion des Tunnelprofils gestatten und ein dünnes, aber funktionelles und langlebiges Auskleidungssystem erfordern.

- [3] Holter K.G. (2015): Properties of waterproof sprayed concrete tunnel linings. Doktorarbeit, Norwegische Universität für Wissenschaft und Technologie, Trondheim, ISBN: 978-82-326-1050-1.
- [4] Holter K.G., Geving S. (2016): Moisture transport through sprayed concrete tunnel linings. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. 49(1), S. 243–272.
- [5] ITA-AITES (2013): ITAtech Design guidance for spray-applied waterproofing membranes, ISBN: 978-2-9700858-1-2.
- [6] Myreb S., Bjøntegaard Ø. (2014): Fiber reinforced sprayed concrete: Mechanical properties and pore structure characteristics. In: Protokoll des 7. Internationalen Symposiums zu Spritzbeton, Sandefjord, Norwegen, Tekna/Norwegian Concrete Association, Oslo.
- [7] Statens Vegvesen. (2012): Wichtigste Forschungs- und Entwicklungsprojekte, moderne Strassentunnel. Bericht Nr. 127, Oslo.
- [8] Ericsson L.O., Christiansson R., Hansson K., Butron C., Lehtmäki T., Sigurdsson O., Thörn J., Kinnbom K. (2015): A demonstration project on controlling and verifying the excavation-damaged zone. Experience from the Äspö Hard Rock Laboratory. Schwedisches Unternehmen für Kernbrennstoff und Abfallentsorgung (SKB). Bericht Nr. R-14-30.

Matthias Rungger, Dipl.-Ing., ACO Passavant AG, Netstal/CH

Fertigelemente aus Polymerbeton im Tunnelbau

Anwendungen beim Innenausbau von Strassen- und Bahntunnels

Bauherren, Planer sowie Bauunternehmer schätzen die vielfältigen Vorteile, welche Polymerbetonelemente für den Innenausbau von Tunnelbauwerken bieten. Vor allem in Bezug auf Korrosionsbeständigkeit, individuelle Anpassbarkeit sowie den einfachen und schnellen Einbau. Speziell bei Sanierungsprojekten können Planern so individuelle Lösungen angeboten werden, um die meist beengten Platzverhältnisse optimal auszunutzen.

Prefabricated Polymer Concrete Elements in Tunnel Construction

Applications in Interior Construction of Road and Railway Tunnels

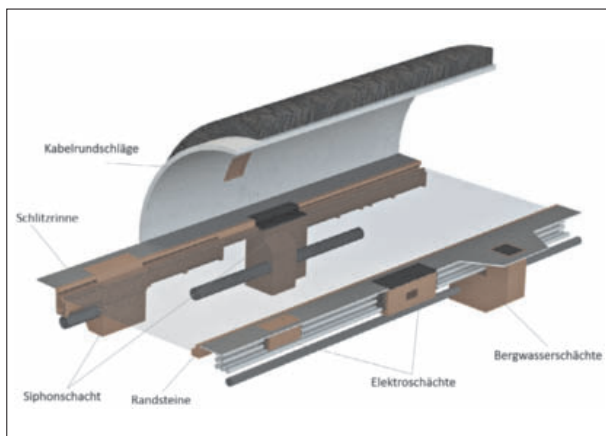
Clients, designers and construction contractors value the range of benefits that are offered by polymer concrete elements in the interior construction of tunnel structures. Particular highlights include corrosion resistance, adaptability in line with individual needs, and quick and easy installation. Especially in the case of renovation projects, these factors enable designers to provide customised solutions for making optimum use of what are often cramped conditions.

1 Anwendungen in Strassen und Bahntunnels

1.1 Übersicht über die Elemente für den Innenausbau von Strassenbautunnels

Spricht man von Elementen aus Polymerbeton für Strassentunnels, so ist meist von folgenden Innenausbaukomponenten die Rede:

- Schlitzrinnen
- Siphonschächte
- Randsteine
- Bergwasserschächte
- Elektroschächte



Quelle/credit: ACO Gruppe

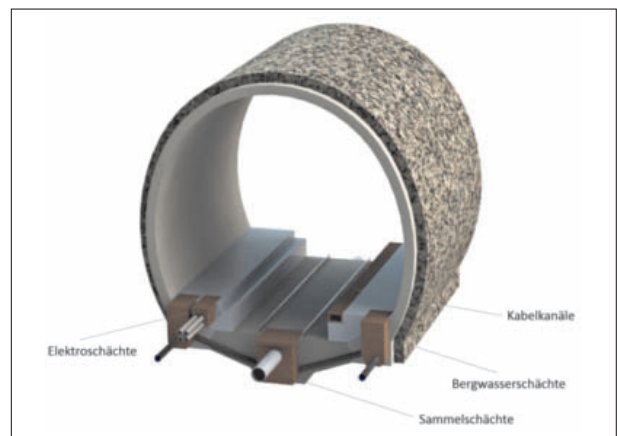
1 Übersicht Polymerbetonelemente für Strassentunnels
Overview of polymer concrete elements for road tunnels

1 Applications in Road and Railway Tunnels

1.1 Overview of the Elements for Interior Construction of Road Tunnels

When people talk about polymer concrete elements for road tunnels, they usually refer to the following interior construction components:

- Slotted channels
- Siphon shafts
- Kerbs
- Groundwater shafts
- Electronics shafts



Quelle/credit: ACO Gruppe

2 Übersicht Polymerbetonelemente für Eisenbahntunnels
Overview of polymer concrete elements for railway tunnels

Les éléments préfabriqués en béton polymère dans le secteur de la construction de tunnels

Applications dans l'aménagement intérieur de tunnels routiers et ferroviaires

Les éléments préfabriqués en béton polymère destinés à l'aménagement intérieur de tunnels constituent aujourd'hui un composant solidement établi dans le secteur suisse de la construction de tunnels. Depuis près de 30 ans, les composants en béton polymère, un matériau high-tech, sont en effet présents dans la quasi-totalité des tunnels. La synthèse d'un matériau durable et extrêmement résistant, son adaptabilité à chaque cas par une construction modulaire, le faible encombrement de ces composants et leur manutention simple et rapide sur le chantier offrent des avantages indiscutables pour l'ensemble de la chaîne de création de valeur du secteur de la construction.

Elementi prefabbricati di calcestruzzo polimerico nella costruzione di gallerie

Applicazioni per opere murarie di finitura di tunnel stradali e ferroviari

Gli elementi prefabbricati di calcestruzzo polimerico per le opere murarie di finitura di tunnel e gallerie sono dei componenti il cui utilizzo è ormai consolidato nei cantieri svizzeri. I componenti realizzati utilizzando calcestruzzo polimerico – un materiale altamente tecnologico – sono reperibili praticamente in tutti i tunnel da quasi 30 anni. Si tratta infatti di un materiale estremamente resistente e duraturo, caratterizzato dalla possibilità di adeguamento individuale grazie alla sua struttura modulare, con un ingombro ridotto dei componenti snelli e con un utilizzo semplice e rapido in cantiere; tutti elementi che rappresentano dei vantaggi decisivi nella gestione cantieristica.

Elemente aus Polymerbeton sind fest in den Schweizer Normen und Richtlinien verankert und so zum Standard in Schweizer Strassentunnels geworden. Die nationalen Richtlinien des ASTRA sehen für die Schlitzrinnen, die Siphonschächte und die Bordsteinelemente den Werkstoff Polymerbeton vor. Grund für diese Entwicklung ist unter anderem die extrem hohe Widerstandsfähigkeit, welche Polymerbeton den hohen Streusalzkonzentrationen und den häufigen Frostausalzyklen entgegensetzen hat.

1.2 Übersicht über die Elemente für den Innenausbau von Eisenbahntunnels

Auch im Inneren von Eisenbahntunnels kommen vermehrt Bauteile aus Polymerbeton zum Einsatz, nämlich:

- Bergwasserschächte
- Elektroschächte
- Kabelkanäle

2 Herstellung und Werkstoffeigenschaften von Polymerbeton

Die herausragende Komponente für den Erfolg von Polymerbeton-Fertigelementen stellt klarerweise das Material an und für sich dar bzw. die Eigenschaften, welche Polymerbeton zu einem für den Tunnelbau hervorragend geeigneten Baustoff machen.

2.1 Herstellung von Polymerbeton

Polymerbeton wird ähnlich wie zementgebundener Beton aus zwei Hauptkomponenten hergestellt, einer Mischung aus Zuschlagstoffen und einem Bindemittel. Im Falle von Polymerbeton tritt aber an die Stelle der Wasser-Zement-Mischung ein auf den Anwendungszweck abgestimmtes

Polymer concrete elements are firmly anchored in Swiss standards and guidelines, which has made them the standard in Swiss road tunnels. The national guidelines from FEDRO are based around the use of polymer concrete as the material for slotted channels, siphon shafts and kerbs. One reason for this development is the extremely high resistance offered by polymer concrete, which can be used to counteract high concentrations of grit and frequent applications of de-icing salt.

1.2 Overview of the Elements for the Interior Construction of Railway Tunnels

Polymer concrete components are also increasingly being used in the interior of railway tunnels, including:

- Groundwater shafts
- Electronics shafts
- Cable ducts

2 Production and Material Properties of Polymer Concrete

The outstanding aspects behind the success of prefabricated polymer concrete elements are clearly the material in and of itself, as well as the properties that make polymer concrete a material that is excellently suited to tunnel construction.

2.1 Production of Polymer Concrete

Similar to cement-bound concrete, polymer concrete is produced from two main components – a mixture of aggregates and a binding agent. In the case of polymer concrete, however, a resin (epoxy, polyester, vinylester) tailored to the intended application is deployed at the location of the water/cement mixture in combination with activators, accelerators



Quelle/credit: ACO Gruppe

3 Komponenten Components

Harz (Epoxid, Polyester, Vinylester) in Kombination mit Aktivatoren, Beschleunigern oder Inhibitoren. Diese Zusätze beeinflussen zum einen das Abbindeverhalten und zum anderen auch die späteren Eigenschaften des Feststoffs.

Als Zuschlagstoff wird ausschliesslich feuergetrockneter Quarzkies/Quarzsand und Quarzmehl verwendet (im Gegensatz zum Abbinden bei Normalbeton ist Wasser sogar hinderlich); das Grösstkorn liegt bei 8 mm.

Die Komponenten werden im Werk mittels eines Extruders gemischt (ein Prozess ähnlich dem Vorgang beim Trockenspritzverfahren von Beton) und in die Giessformen verfüllt.

Die Festigkeitsentwicklung der Bindemittelkomponenten erfolgt exotherm bei ca. 70 Grad und ist je nach Bauteilgrösse bereits nach rund 20 Minuten so weit abgeschlossen, dass die Elemente ausgeformt, ggf. nachbearbeitet und bereits palettiert werden können.

or inhibitors. These additives influence both the setting and the subsequent properties of the solid.

The only aggregate to be used is fire-dried quartz gravel/ quartz sand and quartz flour (in contrast to the setting of normal concrete, water actually acts as a hindrance in this process); the maximum aggregate size is 8 mm.

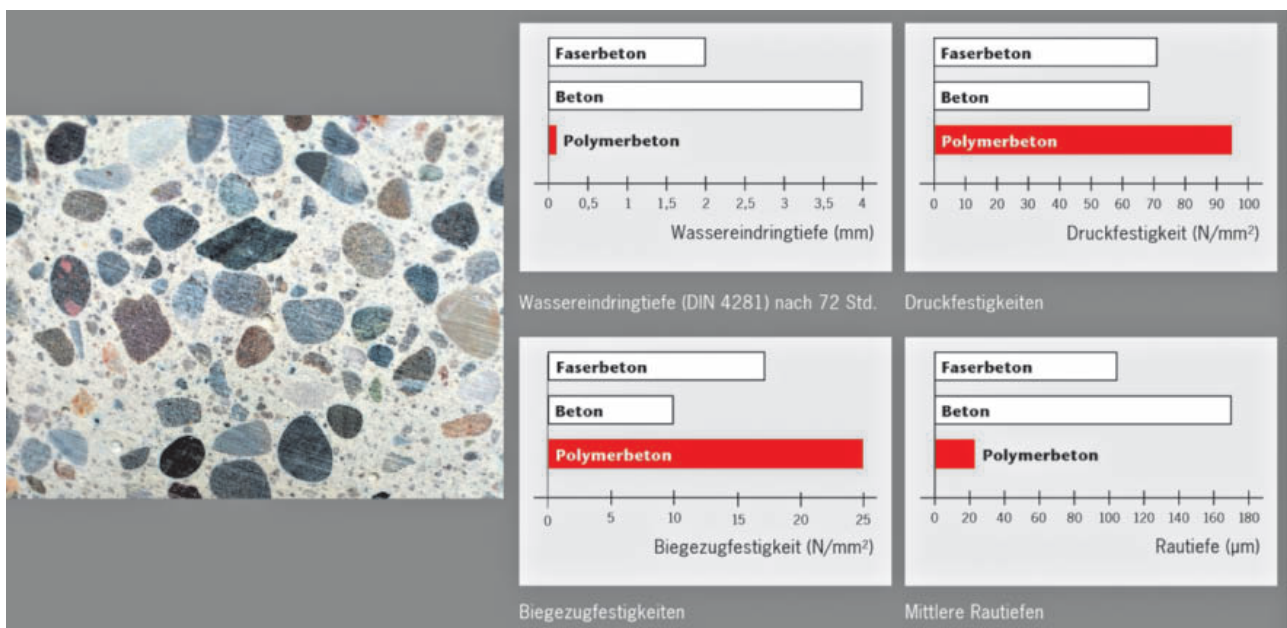
The components are mixed in the factory using an extruder (a process similar to that performed when dry shotcreting) and poured into the casting moulds.

The strength development of the binding agent components takes place exothermically at approx. 70 degrees and, depending on the component size, it is so complete after around only 20 minutes that the elements can be demoulded, reworked if necessary and palletised.

2.2 Material Properties of Polymer Concrete

The material properties resulting from the recipe differ significantly from those of normal concrete in certain cases. According to the standard EN 1433, polymer concrete must demonstrate compressive strength of $\geq 90 \text{ N/mm}^2$ and flexural strength of $\geq 22 \text{ N/mm}^2$. These outstanding mechanical properties enable polymer concrete elements to be created with thin walls, making them considerably lighter. This can act as a decisive advantage, especially when performing tunnel renovations and dealing with the limited space that is available.

Polymer concrete boasts much higher strength values at a comparable density and thus enables the use of thinner component walls, which in turn result in an element weight lower than that of comparable concrete products. This



Quelle/credit: ACO Gruppe

4 Vergleich Comparison

2.2 Werkstoffeigenschaften von Polymerbeton

Die aus der Rezeptur resultierenden Materialeigenschaften unterscheiden sich zum Teil sehr von jenen von Normalbeton. Polymerbeton muss gemäss Norm EN1433 eine Druckfestigkeit $\geq 90 \text{ N/mm}^2$ und eine Biegezugfestigkeit $\geq 22 \text{ N/mm}^2$ aufweisen. Diese überlegenen mechanischen Eigenschaften erlauben es, Elemente aus Polymerbeton dünnwandig und somit wesentlich leichter auszuführen. Eine Eigenschaft, die besonders bei Sanierungen von Tunneln und den damit verbundenen engen Platzverhältnissen von entscheidendem Vorteil sein kann.

Polymerbeton weist bei vergleichbarer Dichte wesentlich höhere Festigkeitswerte auf und erlaubt insofern dünnere Bauteilwandstärken, welche sich wiederum in einem geringeren Elementgewicht als vergleichbare Betonprodukte niederschlagen. Dies vereinfacht die Handhabung und beschleunigt so den Einbau und reduziert somit Kosten.

Polymerbeton ist wasserundurchlässig. Frostschäden sind ausgeschlossen. Die glatte Oberfläche lässt Wasser und Schmutzpartikel schnell abfließen und ist leicht zu reinigen. Ausserdem ist Polymerbeton auch ohne zusätzliche Beschichtungen beständig gegenüber aggressiven Medien und unter extremen Bedingungen vielseitig und dauerhaft einsetzbar. Für Anwendungen im Tunnel erfüllt Polymerbeton alle Anforderungen bezüglich Brennbarkeit.

3 Sicherheitssystem in Strassentunnels

Zeit ist im Falle eines Brandes im Tunnelinneren der entscheidende Faktor für die Selbstrettung. Fünf bis zehn Minuten nach der Entstehung eines Brandherdes steigt die Temperatur im Inneren eines Tunnels rasant an. Insofern ist eine rasche und sichere Evakuierung noch vor diesem Temperaturanstieg enorm wichtig.

Die schweizerischen und europäischen Normen sehen für Tunnelbauwerke ein Sicherheitssystem für den Havarie- und Brandfall vor, bestehend aus Schlitzrinnen und Siphonschächten. Ausschlaggebend für diese Regulierung war unter anderem auch die schwere Brandkatastrophe im Gotthard-Strassentunnel. Schlitzrinnen und Siphonschächte gehören also zum Sicherheitssystem eines Tunnels.

Die Linienentwässerung in Form der Tunnelschlitzrinne stellt den schnellstmöglichen und sichersten Abtransport brennbarer Flüssigkeiten aus dem Fahrraum dar. In Kombination mit den Siphonschächten, welche in max. 50 m Abstand voneinander eingebaut werden müssen, werden so Brandabschnitte gebildet und das Ausbreiten und Übergreifen des Feuers bzw. der brennbaren Flüssigkeiten auf andere Fahrzeuge und Abschnitte des Tunnels verhindert. Der Brand bleibt lokal begrenzt, ist somit leichter kontrollierbar und verringert das Risiko für Verkehrsteilnehmer und Retter, gleichzeitig werden teure Brandschäden am Bauwerk reduziert.

simplifies handling, thereby speeding up installation and reducing costs.

Polymer concrete is impermeable to water and is not susceptible to frost damage. The smooth surface enables water and dirt particles to run off quickly and is easy to clean. Even without additional coatings, polymer concrete is also resistant to aggressive media and is suitable for a variety of long-term uses under extreme conditions. With regard to use in tunnels, polymer concrete meets all requirements relating to flammability.

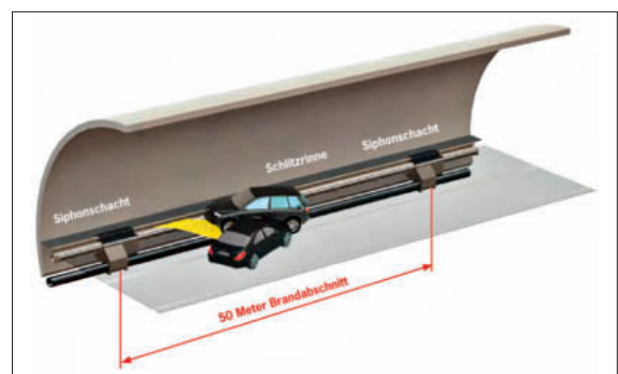
3 Safety System in Road Tunnels

Time is the critical factor when it comes to escaping a fire inside a tunnel. Within five to ten minutes of a fire starting, the temperature inside the tunnel increases rapidly. This makes it hugely important to ensure a quick and safe evacuation before this temperature increase takes place.

Swiss and European standards stipulate that tunnel constructions must feature a safety system for use in the event of an accident or a fire. This system is to consist of slotted channels and siphon shafts. One of the decisive factors behind this regulation was the major fire disaster in the Gotthard road tunnel. Slotted channels and siphon shafts are therefore part of the safety system of a tunnel.

The drainage, in the form of the slotted channel in the tunnel, represents the safest and fastest possible method of removing flammable liquids from the driving area. These are combined with the siphon shafts, which must be installed at a maximum distance of 50 m from one another, to create fire compartments. The fire compartments prevent fire and flammable liquids from spreading to and engulfing other vehicles and sections within the tunnel. The fire remains restricted to the location in question, making it easier to control, cutting the level of risk for road users and rescuers, and also reducing expensive fire damage to the construction.

In order to maintain the functionality of this system and handle flammable liquids in the event of fire, the channel must



5 Brandabschnitt
Fire compartment

Quelle/credit: ACO Gruppe

Für die Aufrechterhaltung der Funktionalität dieses Systems und die Behandlung von brennbaren Flüssigkeiten im Brandfall muss die Rinne entzündete Flüssigkeiten aufnehmen können, ohne dabei selbst Feuer zu fangen. Hierfür ist der Werkstoff Polymerbeton ausgezeichnet geeignet, da er bei Brandeinwirkungen keine Abplatzungen aufweist und somit durchwegs einen freien Fliessquerschnitt garantiert.

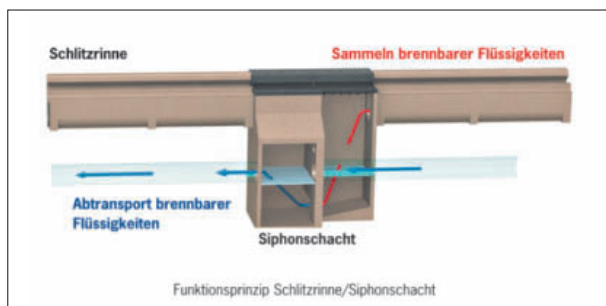
4 Elemente für Strassentunnels

4.1 Siphonschächte

Der Siphonschacht oder Tauchwandschacht besteht meist aus zwei Kammern, welche durch eine Tauchwand getrennt sind. Er stellt das Übergangselement zwischen den einzelnen Brandabschnitten dar und wirkt als Schottung. Brennbare Leichtflüssigkeiten werden über die Schlitzrinne in die erste Kammer geleitet und dort gesammelt. Das Feuer erlischt im Inneren der zweiten, luftdichten Kammer und gefährliche Gase können so auch nicht mehr zurück in den Fahrraum entweichen.

Der Schacht trennt also das geschlossene Entwässerungssystem, die Hauptdrainageleitung, vom offenen Entwässerungssystem der Tunnelrinne. Die Hauptdrainageleitung wird direkt in die luftdichte zweite Kammer eingeführt und tritt erst dort aus, wodurch eine Luftzufuhr in diese Leitung unterbunden wird. Gleichzeitig bietet die zweite Kammer aber einen Zugang zur Hauptdrainageleitung für regelmässige Unterhaltsarbeiten. Um das Funktionsprinzip der Tauchwand aufrechtzuerhalten, ist eine Mindestflüssigkeitsfüllung im Schachtboden zu gewährleisten. Gleichzeitig bietet die zweite Kammer aber einen Zugang zur Hauptdrainageleitung für regelmässige Unterhaltsarbeiten. Dies kann, je nach Schachtaufbau, meist durch eine Zuleitung von Bergwasser im ersten Siphonschacht des Systems erreicht werden. Auch unter der Tauchwand muss selbstverständlich die geforderte Abflussmenge von mindestens 100 l/s gewährleistet sein.

Der Tauchwandschacht ist das wohl individuellste Bauteil aus Polymerbeton in Schweizer Tunnels. In beinahe jedem Tunnelbauwerk wird ein auf die Eigenheiten des Bauwerks individuell angepasster Schacht geliefert.



6 Funktionsprinzip Siphonschacht
Functional principle of siphon shaft

be able to take in ignited liquids without catching fire itself. Polymer concrete is a material that is excellently suited to these requirements, as it does not sustain any spalling due to the effects of fire and therefore guarantees an unobstructed flow cross-section throughout.

4 Elements for Road Tunnels

4.1 Siphon Shafts

The siphon shaft or baffle shaft normally consists of two chambers that are separated by a baffle. This represents the transition element between the individual fire compartments and acts as a partition. Flammable light liquids are guided via the slotted channel into the first chamber, where they are collected. The fire goes out in the second chamber, which is airtight. This also prevents dangerous gases from escaping back into the driving area.

The shaft therefore separates the closed drainage system, which is the main drainage system, from the open drainage system of the tunnel channel. The main drainage line is fed directly into the airtight second chamber and only escapes there, which prevents an intake of air into this line. At the same time, however, the second channel provides access to the main drainage line for regular maintenance work.

In order to maintain the functional principle of the baffle, a minimum level of liquid must be ensured at the bottom of the shaft. Depending on the structure of the shaft, this can usually be achieved with a supply of water in the first siphon shaft of the system. It goes without saying that the required discharge quantity of at least 100 l/s must be ensured even under the baffle.

The baffle shaft is the most customised polymer concrete component in Swiss tunnels. Nearly every tunnel construction is supplied with a shaft that has been individually adapted to the properties of the construction.

In accordance with the functional principle, the propulsion concept and the associated space conditions, the positions of the utility lines, the construction process and the individual concepts of the project author, the shaft is designed to feature corresponding dimensions and is supplied as a single piece or in several pieces depending on the construction process. The assembly can even simply be performed in situ, making it possible to account for concreting stages and the geometry of the interior formwork.

Particularly in the case of renovations, the space conditions – such as existing invert constructions that cannot be changed due to the statics – dictate the rhythm for additional lines or lines that continue to be used.

The working and processing capacity of polymer concrete makes it possible to generate extremely complex shaft geometries. The shaft is then bonded together from multiple



Quelle/credit: ACO Gruppe

7 Dreikammern-Tiefpunktschacht mit rückseitigem Auslauf, Tunnel Engi (Umfahrung Bütschwil)
Three-chamber trough shaft with rear discharge, Engi tunnel (Bütschwil bypass)

Je nach Funktionsprinzip, Vortriebskonzept und den damit verbundenen Platzverhältnissen, den Positionen der Werkleitungen, dem Bauablauf oder den individuellen Konzepten des Projektverfassers wird der Schacht entsprechend dimensioniert und je nach Bauablauf ein- oder mehrteilig geliefert. Der Zusammenbau kann auch einfach in situ realisiert werden, um so Betonieretappen oder die Geometrie der Innenschalung zu berücksichtigen.

Insbesondere bei Sanierungen geben Platzverhältnisse, wie zum Beispiel bestehende Sohlkonstruktionen, welche es der Statik wegen nicht zu verändern gilt, zusätzliche oder weiterhin verwendete Leitungen den Takt vor.

Dank der Ver- und Bearbeitbarkeit von Polymerbeton können äusserst komplizierte Schachtgeometrien realisiert werden. Der Schacht wird dann aus mehreren Einzelteilen ab Werk oder auf der Baustelle verklebt. Die dafür verwendeten Klebstoffe stellen sicher, dass die Klebefuge sogar stärker als das eigentliche Grundmaterial ist und somit keine Schwachstelle darstellt. Die nationalen Richtlinien des ASTRA verlangen für den Tauchwandschacht grundsätzlich, dass er aus Polymerbeton gefertigt wird.

individual parts ex works or at the site. The adhesives used for this purpose ensure that the adhesive joints are even stronger than the actual base material and are therefore not a weak point. In the national guidelines from FEDRO, it is a fundamental requirement for the baffle shaft to be made from polymer concrete.

4.1.1 Cover Systems for Siphon Shafts

In the event of a rework, the accessibility of the two chambers of the siphon shaft is ensured by two shaft covers on the top of the shaft. These covers may either be cast solutions or they may be made from polymer concrete, the latter option having been used more and more frequently of late due to the increased corrosion resistance of the material. The covers must be secured against opening or removal in either case, for example using toggle latch.

4.2 Slotted Channels

In Switzerland, slotted channels are a mandatory requirement for tunnels and galleries with a length of 500 m or more. The slotted channel provides the optimum solution for discharging liquids of any kind away from the road in a manner that is safe and as quick as possible. The slotted



Quelle/credit: ACO Gruppe

8 Siphonschachtabdeckung aus Guss
Cast siphon shaft cover



Quelle/credit: ACO Gruppe

9 Siphonschachtabdeckung aus Polymerbeton
Polymer concrete siphon shaft cover

4.1.1 Abdeckungssysteme für Siphonschächte

Die Zugänglichkeit im Revisionsfall zu den zwei Kammern des Siphonschachtes wird durch zwei Schachtabdeckungen auf der Schachtoberseite sichergestellt. Diese Abdeckungen können entweder Gusslösungen darstellen oder, wie letzthin immer öfter, bedingt durch die erhöhte Korrosionsbeständigkeit des Materials, aus Polymerbeton gefertigt sein. In beiden Fällen sind die Abdeckungen z. B. durch Vorreiberverschlüsse gegen Abheben zu sichern.

4.2 Schlitzrinnen

In der Schweiz sind Schlitzrinnen sowohl für Tunneln als auch für Galerien ab einer Länge von 500 Metern zwingend vorgeschrieben. Die Schlitzrinne bietet die bestmögliche Lösung, um Flüssigkeiten jeglicher Art schnellstmöglich und sicher von der Fahrbahn abzuführen. Die in der Schweiz vorgeschriebenen Schlitzrinnen vereinen die Funktion der Rinne und die des Bordsteins in einem Element. Die Schweizer Richtlinien verlangen für Tunneln im Nationalstrassennetz, sofern bautechnisch möglich, eine Durchflussmenge von ≥ 100 l/s und einen Fließquerschnitt ≥ 9 dm³. Ebenso ist der Werkstoff in Form von Polymerbeton vorgeschrieben. Ausgestattet mit «Vater- und Mutterstück» sowie einer Kunststoffdichtung ist die Rinne dicht. Da Polymerbeton bei Brandeinwirkung nicht abplatzt, ist auch im Fall einer bereits in Brand geratenen Flüssigkeit ein ungeminderter Fließquerschnitt gegeben. Das relativ geringe Gewicht der Polymerbeton-Schlitzrinne (zwischen 600 kg und 800 kg auf

channels that are stipulated in Switzerland combine the function of the channel and that of the kerb in a single element. Where possible in terms of construction, the Swiss guidelines require tunnels in the national road network to feature a flow rate of ≥ 100 l/s and a flow cross-section of ≥ 9 dm³. Polymer concrete is also stipulated as the material to be used. Equipped with a male and female connector and a plastic seal, the channel is leakproof. As polymer concrete does not spall when exposed to fire, the flow cross-section is not diminished even when conveying a liquid that has already caught fire. The relatively low weight of the polymer concrete slotted channel (between 600 kg and 800 kg at 3 m) enables quick handling at the site and thus a highly productive installation process.

Over the years, a wide variety of slotted channel geometries have been created in Switzerland. Similar to the situation involving the siphon shafts, this is due to the different framework conditions and requirements featured in the various projects. Designers and clients are thus able to choose from around 30 different 'standard types', while of course also remaining able to commission a made-to-measure slotted channel in response to particular conditions.

4.3 Kerbs

For tunnels in the Swiss national road network, the only material other than natural stone that is approved by the FEDRO guidelines for use in kerb elements is polymer concrete.



Quelle/credit: ACO Gruppe

10 Versetzen einer Schlitzrinne
Installation of a slotted channel

3 m) erlaubt ein schnelles Handling auf der Baustelle und somit hohe Versetzleistungen.

Über die Jahre ist in der Schweiz eine Vielzahl an verschiedenen Schlitzrinnegeometrien entstanden. Ähnlich wie bei den Siphonschächten ist dies den verschiedenen Rahmenbedingungen und Anforderungen der verschiedenen Projekte geschuldet. Planer und Bauherren können so aus rund 30 verschiedenen «Standardtypen» auswählen, selbstverständlich aber auch für besondere Bedingungen eine Schlitzrinne nach Mass in Auftrag geben.

4.3 Randsteine

Für Tunnels im Schweizer Nationalstrassennetz sehen die ASTRA-Richtlinien nebst Naturstein nur noch Polymerbeton als zugelassenes Material für die Bordsteinelemente vor.

Ähnlich wie bei den Schlitzrinnen gibt es auch hier mittlerweile eine beachtliche Bandbreite an möglichen Lösungen. Immer häufiger findet man z. B. auch die Nut zur Aufnahme der optischen Leiteinrichtung zur Führung von Fahrzeugen. Je nach Typ lassen sich Polymerbeton-Randsteine sogar ohne schwere Gerätschaft versetzen. Das Schneiden der Elemente ist aufgrund der nicht vorhandenen Bewehrung kein Problem. Es lassen sich so zum Beispiel sehr einfach Bogenfragmente zur Konstruktion enger Radien, zum Beispiel in Ausstellbuchten, vor Ort auf der Baustelle zurechtschneiden.

4.4 Bergwasserschächte

Die teils aggressiven Bergwässer verlangen nach einem äusserst widerstandsfähigen und langlebigen Material. Gleichzeitig sind bei diesen Bauteilen die Platzverhältnisse am Fusse des Innengewölbes meist besonders beengt.

Für beide Anforderungen ist der Werkstoff Polymerbeton wie geschaffen, um die bestmögliche Lösung zu finden. Auch diese Schächte können ein- oder zweiteilig geliefert werden und mit Gerinnen nach Wunsch sowie beliebigen Anschlüssen in unterschiedlichen Winkeln gefertigt werden. Die Abdeckungen für diese Schächte sind geringeren Belastungen

Similar to the situation involving slotted channels, there is now a considerable range of potential solutions in this area as well. The groove that incorporates the optical guide for directing the vehicles is also being used increasingly frequently. Depending on the type, polymer concrete kerbs can even be installed without the use of heavy equipment. The lack of reinforcement means that the process of cutting the elements does not pose a problem. For example, this makes it very easy to trim arch fragments on site for the construction of tight radii, such as in service bays.

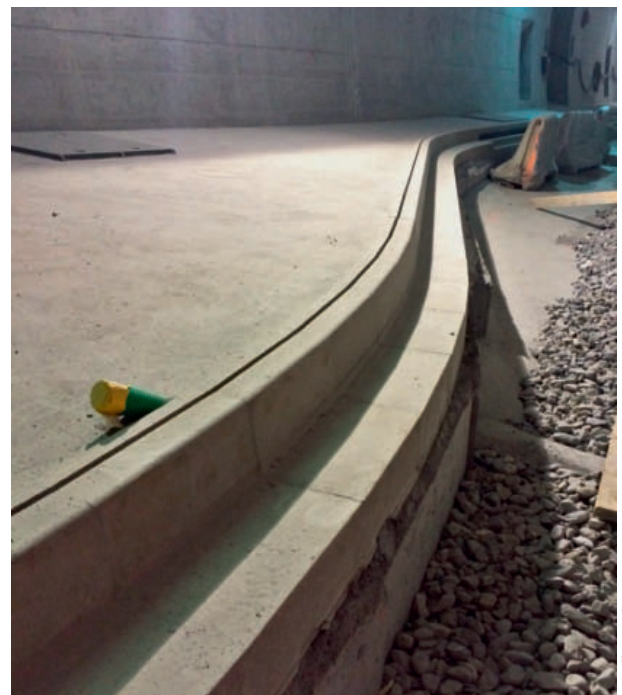
4.4 Groundwater Shafts

The sometimes aggressive nature of groundwater demands the use of an extremely resistant and durable material. However, the space conditions for these components at the bottom of the interior vault are often particularly cramped.

For both of these requirements, polymer concrete is the perfect material for identifying the optimum solution. These shafts, which can also be supplied in one or two parts, can be produced with channels if desired and with all manner of connections at a variety of angles. The covers for these shafts are exposed to lower loads, as the shafts are often located in recesses that are inaccessible to traffic. This means that light, corrosion-resistant polymer concrete covers are ideally suited to deployment in these shafts.

4.5 Cable Pulling Shafts

The cable conduit blocks that are located in the tunnel walkway are interrupted at regular intervals by cable pulling shafts. The minimum clearances of the cable protection tubes are dictated by the maximum aggregate size in the concrete of



Quelle/credit: ACO Gruppe

11 Randstein im Bereich Ausstellbucht, Küblis
Kerb in the area of the service bay, Küblis



Quelle/Credit: ACO Gruppe

12 Bergwasserschacht mit Polymerbetonabdeckung, Sanierung Rugentunnel
Water shaft with polymer concrete cover, Rugen tunnel renovation

ausgesetzt, da die Schächte oft in nicht befahrbaren Nischen untergebracht sind; insofern sind leichte, korrosionsbeständige Polymerbetonabdeckungen für diese Schächte wie geschaffen.

4.5 Kabelschächte

Die im Tunnelbankett untergebrachten Kabelrohrblöcke werden in regelmässigen Abständen von Kabelzugschächten unterbrochen. Die Mindestabstände der Kabelschutzrohre werden durch das Grösstkorn im Bankettbeton vorgegeben, insofern müssen auch die Rohrmuffen entsprechend positioniert werden. In Kombination mit dem grundsätzlich knappen Platzangebot im Bankett und der tendenziell



Quelle/Credit: ACO Gruppe

13 Abdeckung aus Edelstahl und Polymerbeton
Cover made from stainless steel and polymer concrete

the walkway, which means that the pipe sockets must also be positioned accordingly. Given the small amount of space available in the walkway and the tendency towards ever-increasing numbers of lines and cable conduits, it is beneficial to make use of solutions that meet the increased corrosion protection requirements in tunnels while retaining a slimline structure.

An optimum solution is provided in this case by the combination of a slimline polymer concrete cable pulling shaft and a polymer concrete shaft cover, or an innovation – namely, a stainless steel cover with a polymer concrete filling. The material mix of stainless steel and polymer concrete combines two of the most resistant and corrosion-proof materials in order to counteract the aggressive environment in the interior of the tunnel.

5 Elements for Railway Tunnels

5.1 Groundwater Shafts

Groundwater shafts made from polymer concrete are not only used in road tunnels, but are also frequently used in railway tunnels – both in the context of new constructions such as the NRLA and in the course of renovation work such as adjustments to the 4 m corridor. Depending on the water chemistry, a special resin that meets the extreme requirements in this project can be used. This option has been deployed at the Ceneri Base Tunnel, for example.

5.2 Cable Pulling Shafts and Cable Ducts

Polymer concrete cable pulling shafts and cable ducts are also used in railway tunnels. The prefabricated shafts are made to measure, making them quick and easy to install and removing the need for any time-consuming formwork at the site. The load class requirements in the walkway are lower than those for road tunnels in some cases, and polymer concrete covers that are thin and light but still comply with the requirements can be used for the shafts.

6 Summary

With its outstanding corrosion resistance and high material strength, polymer concrete is an ideal material for the interior construction of tunnels.



Quelle/Credit: ACO Gruppe

14 Kabelzugschacht im Bankett
Cable pulling shaft in walkway

immer grösser werdenden Anzahl an Leitungen und Kabelrohren sind Lösungen von Vorteil, die zum einen die erhöhten Anforderungen an den Korrosionsschutz in Tunnels erfüllen und zum anderen gleichzeitig schlank aufbauen.

Die Kombination aus einem schlanken Polymerbeton-Kabelzugschacht und einer Schachtabdeckung aus Polymerbeton oder einer Neuerung, sprich einer Edelstahlabdeckung mit Polymerbetonfüllung, bietet hier eine optimale Lösung. Der Materialmix Edelstahl und Polymerbeton kombiniert zwei der wohl widerstandsfähigsten und korrosionssichersten Materialien, um dem aggressiven Milieu im Tunnelinneren zu begegnen.

5 Elemente für Bahntunnels

5.1 Bergwasserschächte

Bergwasserschächte aus Polymerbeton kommen nicht nur in Strassentunnels zum Einsatz, sondern werden häufig auch in Bahntunnels sowohl im Rahmen von Neubauten wie zum Beispiel an der NEAT als auch im Rahmen von Sanierungsarbeiten wie im Zuge der Anpassungen zum 4-Meter-Korridor eingesetzt. Je nach Wasserchemismus kann, wie am Ceneri-Basistunnel, ein spezielles Harz verwendet werden, welches den extremen Anforderungen in diesem Projekt gerecht wird.

5.2 Kabelschächte und Kabelkanäle

Auch in Eisenbahntunnels kommen Polymerbeton-Kabelzugschächte und -Kabelkanäle zum Einsatz. Die massgenau vorgefertigten Schächte können einfach und schnell versetzt werden und lassen aufwendige Schalungsarbeiten auf der Baustelle entfallen. Im Vergleich zu Strassentunnels sind die Lastklassenanforderungen im Bankett teils niedriger und es können dünne, leichte, aber dennoch den Anforderungen entsprechende Polymerbeton-Abdeckungen für die Schächte verwendet werden.

6 Fazit

Die überragende Korrosionsbeständigkeit und die hohe Materialfestigkeit machen Polymerbeton zu einem idealen Werkstoff für den Innenausbau von Tunnels.

Hohe Salzkonzentrationen und aggressives Bergwasser stellen für das Material kein Problem dar. Die Möglichkeit, mit Polymerbeton projektspezifische Lösungen zu entwerfen, welche aufgrund des dünnwandigen Aufbaus der Elemente die beengten Platzverhältnisse sowohl bei Neubauten, speziell aber bei Sanierungsprojekten respektieren, gibt bereits in der Planungsphase entscheidende Vorteile und hilft so, Kosten zu sparen.

Literatur/References

- [1] Fachhandbuch Tunnel/Geotechnik; Bundesamt für Strassen (ASTRA)
- [2] SIA 197/2, Projektierung Tunnel – Strassentunnel



15 Entwässerungsschacht, 4-Meter-Korridor
Drainage shaft, 4 m corridor

Quelle/credit: ACO Gruppe



16 Kabelschacht für Eisenbahntunnels
Cable shaft for railway tunnels

Quelle/credit: ACO Gruppe

High salt concentrations and aggressive water do not pose any problems for this material. The option of using polymer concrete to design project-specific solutions, with the thin-walled structure of the elements ensuring compliance with the cramped conditions in new constructions and especially in renovation projects, provides a decisive advantage as early as the design phase and thus helps reduce costs.

Benoît Stempfél, Dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Lombardi AG, Fribourg/CH

Michaela Dell'Antonio, Dipl. Bau-Ing. MAS ETH MTEC, Lombardi AG, Minusio/CH

Erhaltungsmanagement von bergmännischen Tunneln

Initialprojekt

Im Rahmen dieses Initialprojekts erfolgte einerseits die Systemdefinition für das Teilsystem bergmännische Tunnel mit dessen Abgrenzung und andererseits die Definition des Prozesses Erhaltungsmanagement von bergmännischen Tunneln sowie dessen Einbettung in den Gesamtprozess Erhaltungsmanagement der Strasseninfrastruktur.

Maintenance Management of Mined Tunnels

Initial Project

This initial project involved the creation of the system definition and boundary definition for the sub-system of mined tunnels. It was also used to define the maintenance management process for mined tunnels and the manner in which this is embedded in the overall maintenance management process for road infrastructure.

1 Einleitung

Zunächst wurde die bestehende Literatur im Hinblick auf die Aspekte Erhaltungsprozess, Inventar, Schadensprozesse, Inspektionsmethoden, Entscheidungsprozess und Erhaltungsmaßnahmen im Einzelnen untersucht, die entsprechenden Literaturquellen aufgeführt und analysiert sowie die Wissenslücken aufgezeigt, was zur Festlegung der Inhalte und Ziele der einzelnen Forschungsprojekte führte.

2 Literaturrecherche

Mit der Literaturrecherche wurde eine Antwort auf folgende Frage gesucht: Welche Grundlagen sind für das Erhaltungsmanagement des Teilsystems Tunnel erforderlich?

Hier ist zu erwähnen, dass sich die Tätigkeiten des Erhaltungsmanagements von bergmännischen Tunneln und von tunnelähnlichen Objekten im Vergleich zum klassischen Erhaltungsmanagement von Kunstbauten hinsichtlich der viel grösseren Komplexität und Anzahl von Parametern, die berücksichtigt werden müssen, unterscheiden. Die Unterschiede sind nicht nur auf die Eigenheiten der Betriebsphase, sondern auch bereits auf die Bauphase des Tunnels zurückzuführen. Diese Parameter gelten auch für alle anderen geotechnischen Konstruktionen und sind:

- Lage und Umgebung (Baugrund, Geologie, Topographie, hydrogeologische und geotechnische Eigenschaften, geographische Lage)

1 Introduction

This first step was a detailed examination of the existing literature in relation to the aspects of the maintenance process, inventory, damage processes, inspection methods, decision-making process and maintenance measures. The corresponding literary sources were listed and analysed, and any gaps in knowledge were identified. This was then used to define the content and the objectives of the individual research projects.

2 Literature Research

The literature research was performed with the aim of finding an answer to the following question: what are the necessary basic requirements for the maintenance management of the sub-system tunnel?

It must be mentioned at this point that the activities involved in maintenance management of mined tunnels and tunnel-like constructions differs from classic maintenance management of civil engineering structures due to the far greater complexity and the number of parameters that have to be taken into account. The differences not only relate to the specific features of the operating phase, but begin as early as the construction phase of the tunnel. These parameters also apply to all other geotechnical constructions and are:

- Location and surroundings (building land, geology, topography, hydrogeological and geotechnical properties, geographical location)

Gestion constructive de la maintenance des tunnels creusés

Projet initial

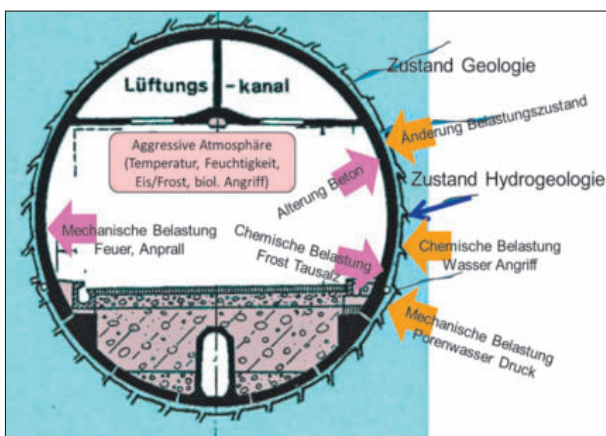
Le projet initial consacré à la gestion constructive de la maintenance des tunnels creusés et des constructions similaires, telles que les tranchées couvertes, galeries et voûtages, repose sur un vaste inventaire de la littérature de référence, aussi bien suisse qu'étrangère, disponible à ce jour, ainsi que sur les enseignements tirés de la pratique. Ce projet initial avait pour objectif de définir une structure méthodique dédiée de planification à long terme de la maintenance des tunnels creusés, en prenant ici en compte sa future intégration à l'échelon supérieur dans le système global de gestion constructive de la maintenance.

- Bauphase des Tunnels (Ausführungsmethode/Qualität der Bauausführung, Material)
- Betriebsphase des Tunnels (Verkehrsbelastung, chemische Belastung, klimatische Bedingungen)

Nachfolgend sind die Erkenntnisse aus der Literaturrecherche, aufgeteilt nach Themenbereich, dargestellt.

2.1 Erhaltungsprozess

- Keine der untersuchten Quellen beschreibt einen globalen Ansatz des Erhaltungsmanagementprozesses von bergmännischen Tunneln resp. eine übergreifende Integration der einzelnen Unterprozesse [5].
- Im Hinblick auf den Erhaltungsprozess wird der Tunnel nicht als Teilsystem, sondern als Teil der gesamten Kunstbauten bewertet. Dies führt dazu, dass die Anforderungen an die Erhaltung des Tunnels nicht gebührend berücksichtigt sind.
- Bisher wurde auch in der Schweiz die Erhaltung von bergmännischen Tunneln eher projektbezogen und nicht standardisiert behandelt [11].



1 Höchstes Verfallpotenzial: Innenring [9]
Maximum deterioration potential: lining [9]

Gestione della manutenzione dei tunnel naturali

Progetto iniziale

Il progetto iniziale – dedicato al tema della gestione della manutenzione dei tunnel naturali e di strutture analoghe, quali tunnel artificiali, coperture di tracciati interrati, ecc. – si basa su un meticoloso inventario della letteratura fino ad oggi disponibile – sia svizzera, sia internazionale – e sulle conoscenze pratiche acquisite finora. L'obiettivo di questo progetto iniziale era quello di definire una struttura metodica per la pianificazione mirata della manutenzione a lungo termine dei tunnel naturali, che tenesse in considerazione una sua futura integrazione nella gestione complessiva della manutenzione di tutti i manufatti dell'intero sistema.

- Construction phase of the tunnel (construction method/quality of building construction, material)
- Operating phase of the tunnel (traffic load, chemical load, climatic conditions)

The findings identified during the literature research are shown below and are sorted by subject area.

2.1 Maintenance Process

- None of the sources that were examined describes a global approach to the maintenance management process for mined tunnels or any comprehensive integration of individual sub-processes [5].
- With regard to the maintenance process, they assess the tunnel as part of the overall civil engineering structures rather than as a sub-system. This means that the requirements for the maintenance of the tunnel are not properly taken into account.
- Even in Switzerland, the maintenance of mined tunnels thus far has ultimately been dealt with on a project-specific basis as opposed to there being a standardised approach [11].

2.2 Inventory and Deterioration Processes

- There are a number of studies relating to particular individual deterioration processes and their specific progression. However, there has not been any systematic consideration of the influencing factors and the various combinations of these in terms of damage development (see Fig. 1).
- None of the literature sources analysed provides a comprehensive overview of deterioration processes. In particular, there is a lack of information on possible type identification of relevant damage processes and their long-term development [7], which are important factors in the planning of maintenance measures [3].
- There is also insufficient information on the effects that these damage process types have on the entire tunnel construction and their specific impact on each individual component in the construction (inventory) [1].

Quelle/credit: F. Sandrone, EPFL, 2008

2.2 Inventar und Schadensprozesse

- Es existieren viele Studien über konkrete einzelne Schadensprozesse und deren spezifischen Verlauf. Es fehlt jedoch eine systematische Betrachtung der Einflussfaktoren und ihrer Kombinationen hinsichtlich der Schadensentwicklung (siehe Bild 1).
- Keine der analysierten Literaturquellen stellt einen umfassenden Überblick über Schadensprozesse dar, insbesondere fehlen Informationen zu einer möglichen Typisierung der relevanten Schadensprozesse und deren Langzeitentwicklung [7], die für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen wesentlich sind [3].
- Gleichzeitig fehlen Informationen darüber, welche Auswirkungen diese Schadensprozessstypen auf das ganze Tunnelbauwerk sowie spezifisch für jedes Bauwerksteil (Inventar) haben [1].
- Weiter sind die monetären Folgen von Schadensprozessen resp. Erhaltungsmaßnahmen (Risikobetrachtungen) nicht ausreichend berücksichtigt.

2.3 Inspektion und Überwachung

- Tunnelinspektionen sind mit hohen Kosten verbunden, stellen aber trotzdem nicht immer ausreichende Informationen für eine künftige Erhaltungsplanung zur Verfügung. Grund dafür sind hauptsächlich mangelnde Grundlagen.
- Bahnunternehmungen haben in den letzten Jahren eine konstruktive Analyse gestartet, um die Inspektionsprozesse zu vereinfachen und teilweise zu automatisieren [13]. Bei Strassentunneln ist die Problematik zwar ähnlich, es fehlen jedoch bis heute Vergleiche und eine Bewertung der Wirtschaftlichkeit der einzelnen Methoden.
- Die Literatur zeigt, dass Untersuchungsmethoden sowie messtechnische Überwachungen ein grosses Verbesserungspotenzial darstellen. Diese sind zu analysieren und in die Inspektionsverfahren zu integrieren [8].
- Damit die Effizienz der Inspektionsprozesse der Tunnelbauwerke erhöht werden kann, sind Risikomanagementprozesse [10] aus anderen Disziplinen in Betracht zu ziehen.

2.4 Entscheidungsprozesse

- Risikoaspekte können in den Entscheidungsprozessen erst in Erwägung gezogen werden, wenn sie in den einzelnen Prozessen der Inventarisierung, Überwachung und Erhaltungsplanung Berücksichtigung finden [6].
- Im Zusammenhang mit der Risikomethodik und den Risikobetrachtungen sind theoretische Modelle vorhanden [12]. Die Erfahrung aus bestehenden Projekten bestätigt, dass die Erhaltungsplanung stark mit nicht verfolgbaren Schadensprozessen verknüpft ist. Mögliche Prognosemodelle für bergmännische Tunnel sind auf ihre Umsetzbarkeit und Integration in die Entscheidungsfindung zu evaluieren [2].

2.5 Erhaltungsmaßnahmen und Kostenmodell

- Ausgeführte Erhaltungsprojekte bilden ein ausreichendes Mengengerüst, um Kostenkennwerte zu erhalten. Neben einer sicherlich grossen Datenmenge besteht die Haupt-

- In addition, insufficient attention is paid to the monetary consequences of damage processes and maintenance measures (risk assessments).

2.3 Inspection and Monitoring

- Although tunnel inspections are associated with high costs, they do not always provide sufficient information for future maintenance planning. This is mainly caused by the lack of a sufficient basis for generating such resources.
- In the last few years, railway companies have started a constructive analysis in order to simplify the inspection processes and to automate these in certain cases [13]. Road tunnels present similar challenges, but there have been no comparisons carried out to date and the cost-effectiveness of the individual methods has not been assessed.
- The literature shows that there is significant room for improvement with regard to both the inspection methods and the issue of metrological monitoring. Both of these areas need to be analysed and integrated into the inspection process [8].
- Risk management processes from other disciplines must be taken into consideration in order to improve the efficiency of the inspection processes for tunnel constructions [10].

2.4 Decision-Making Processes

- Risk aspects can only be taken into account in the decision-making processes once they are given proper consideration in the individual processes of inventory, monitoring and maintenance planning [6].
- In the context of risk methodology and risk assessments, there are theoretical models available [12]. The experience gained from existing projects confirms that maintenance planning is highly linked to non-traceable damage processes. Possible forecast models for mined tunnels are to be evaluated on the basis of their feasibility and integration into the decision-making process [2].

2.5 Maintenance Measures and Cost Model

- Maintenance projects that have previously been carried out form a sufficient quantity structure for obtaining cost values. In addition to what is surely a large volume of data, the main problem is posed by the fact that the cost data that is available must be structured in such a way that it can be used for the purpose of maintenance planning.
- The definition of the different maintenance measures makes it possible to create a standardised catalogue of construction measures. The maintenance measures are to be systematised and catalogued according to their impact, their costs and the resources required for their execution [4]. This process of systematisation applies to preventive measures and corrective measures alike.
- Given the complexity of the measures that are to be implemented, these must be developed with regard to their long-term impact in view of their condition, costs

problematik darin, die zur Verfügung stehenden Kostendaten so zu strukturieren, dass sie für die Erhaltungsplanung verwendbar werden.

- Auf Basis der Definition von unterschiedlichen Erhaltungsmaßnahmen besteht die Möglichkeit, einen standardisierten baulichen Massnahmenkatalog zu erstellen [4]. Die Erhaltungsmaßnahmen sind in Abhängigkeit von ihrer Wirkung, ihren Kosten und ihrem Ausführungsaufwand zu systematisieren und zu katalogisieren. Diese Systematisierung gilt sowohl für präventive als auch für korrektive Massnahmen.
- Aufgrund der Komplexität der anwendbaren Massnahmen sind diese mit Bezug auf Zustand, Kosten und Nutzen in Hinblick auf ihre langfristigen Auswirkungen zu entwickeln. Unsicherheit und Variabilität in der Ausführung sind im Rahmen der Risikobewertung zu berücksichtigen.

2.6 Umsetzungskonzept, EDV-Tools

- Die Erhaltungsplanung ist mit einem sehr grossen Datenbedarf verbunden, der nur durch eines oder mehrere Softwaretools zu handhaben ist [11].

3 Systemdefinition und Systemabgrenzung für das Erhaltungsmanagement von bergmännischen Tunneln

Das Teilsystem Tunnel erfordert infolge seiner Komplexität, die auf seine speziellen Gegebenheiten zurückzuführen ist (z.B. keine direkten Ausweichmöglichkeiten, unumgängliche Linienführung während der Ausführung von Erhaltungsmaßnahmen), eine methodische Strukturierung und eine eindeutige Abgrenzung zu den restlichen Kunstbauten. Im Falle von Verfallsprozessen mit schwerwiegenden Folgen kann ein Tunnel nicht ohne gravierende Kostenauswirkungen und massive Beeinträchtigungen abgebrochen oder ersetzt werden. Weiter ist in diesem Fall zu berücksichtigen, dass im Gegensatz zur Ausführung von Erhaltungsmaßnahmen auf offener Strecke das Gesamtsicherheitskonzept des Tunnelbetriebs während der Instandsetzungsphasen bauliche Anpassungen erfordert und daher nicht zu unterschätzende Auswirkungen auf Betrieb, Verkehrsnutzer, Anrainer und Umwelt hat. Die baulichen Erhaltungsmaßnahmen hängen massgeblich von den vorhandenen Mängeln und Schäden ab, die sowohl zu Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit und Verfügbarkeit des Tunnels als auch zu Problemen der Verkehrssicherheit führen. Zudem müssen bei der Realisierung von Erhaltungsmaßnahmen im Tunnel unter Verkehr immer auch die Randbedingungen wie z.B. Verkehrsführung, Nacharbeit, verwendbare Zeitfenster oder Klimaverhältnisse berücksichtigt werden.

Für die Erfassung und die Bewertung des Ist-Zustandes wird der Tunnel in separate Bauelemente unterteilt, die einzeln beurteilt werden. Die wesentlichen Anlageteile des bergmännischen Tunnels sind das Tunnelgewölbe, die Fahrbahn (aus baulicher Sicht), die Nebenbauwerke (z.B.

and benefits. Any uncertainty and variability involved in execution is to be considered within the scope of the risk assessment.

2.6 Implementation Concept, IT Tools

- The maintenance planning is associated with very significant data requirements that can be handled only with the use of one or more software tools [11].

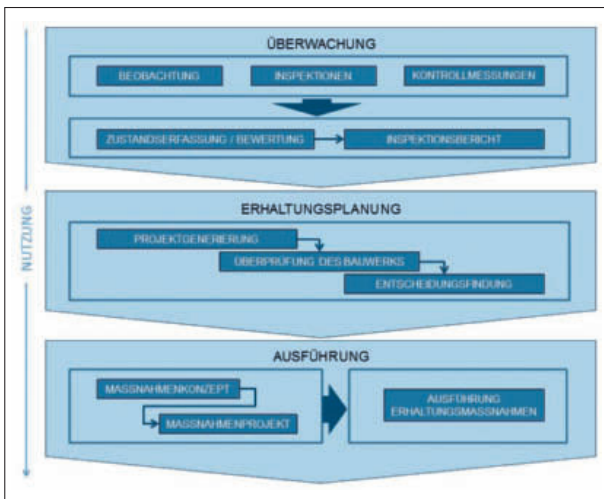
3 System Definition and System Boundary Definition for the Maintenance Management of Mined Tunnels

As a result of its complexity, which can be traced back to its special conditions (e.g. no immediate alternatives, unavoidable alignment during the execution of maintenance measures), the tunnel sub-system requires methodical structuring and a unique boundary definition to set it apart from the other civil engineering structures. In the event of deterioration processes with serious consequences, a tunnel cannot be demolished or replaced without incurring substantial costs and causing significant disruption. In this context, it must also be taken into account that – in contrast to maintenance measures performed on the open road – the overall safety concept of the tunnel operation requires adjustments to be made to the construction during the repair phases and thus has an impact on operation, transport users, residents and the environment that must not be underestimated. The construction-related maintenance measures depend to a considerable extent on the defects and damage present, which may limit the availability and suitability for use of the tunnel as well as causing problems in terms of road safety. When implementing maintenance measures in the tunnel in the presence of traffic, the boundary conditions such as traffic routing, night work, available time frames and climatic conditions must additionally be taken into consideration.

For the purpose of recording and evaluating the current condition of the tunnel, it is divided into separate construction elements that are assessed individually. The key system parts of the mined tunnel are the tunnel vault, the road (from a construction standpoint), the ancillary structures (such as the intermediate ceiling) and the operational and safety equipment.

In terms of recording the data, a significant first step towards systematisation of the relevant tunnel data has already been achieved using the specialist application KUBA 5.0. The KUBA database contains all data concerning the inventory and inspection results, but no information on the ongoing monitoring and maintenance process.

The maintenance management process can be divided into three large sub-processes spanning the entire service life of a tunnel: monitoring, maintenance planning and execution of the maintenance measures (see Fig. 2).



Quelle/credit: M. Dell'Antonio, Lombardi AG, 2016

2 Teilprozesse des Erhaltungsmanagements
Sub-processes of maintenance management

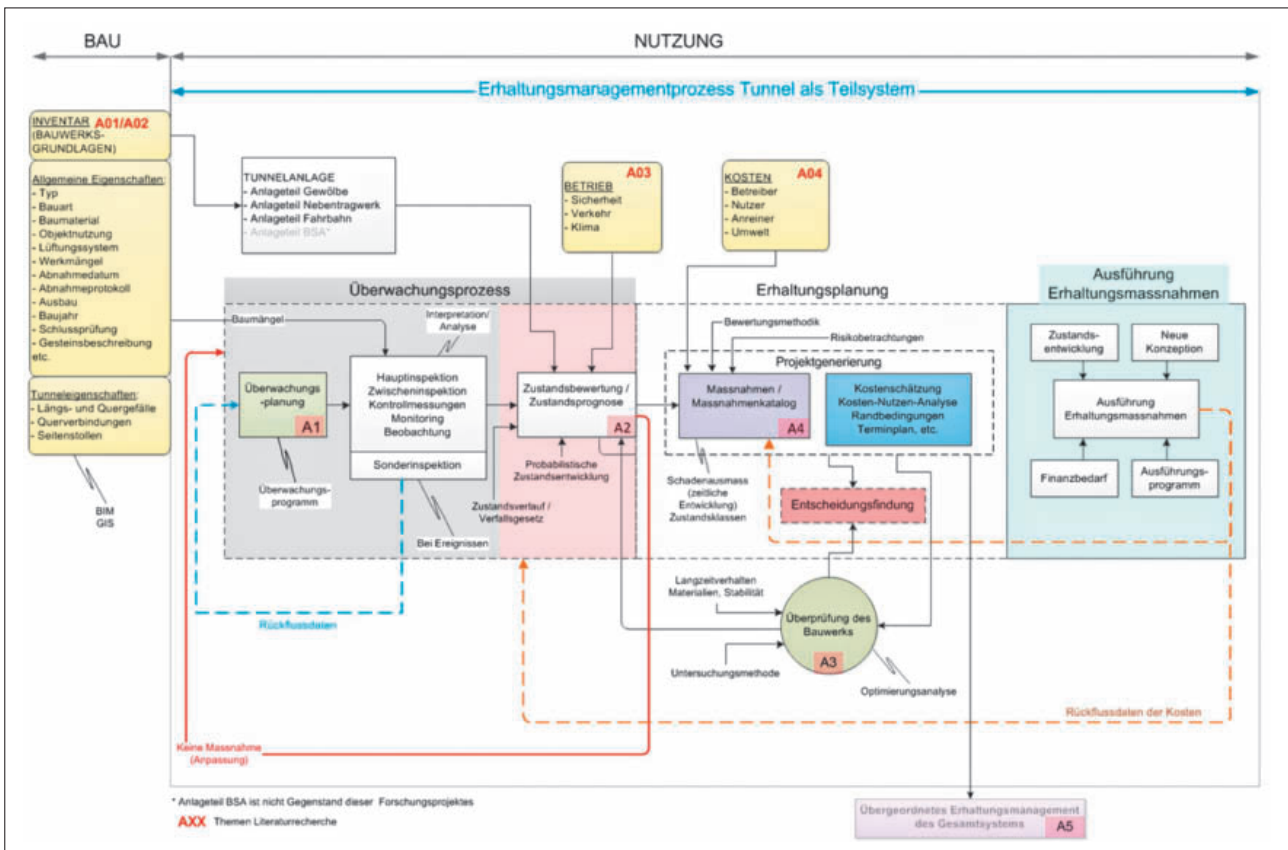
die Zwischendecke) und die BSA (Betriebs- und Sicherheitsausrüstungen).

Im Hinblick auf die Erfassung der Daten wurde mit der Fachapplikation KUBA 5.0 bereits ein erster grosser Schritt in Richtung Systematisierung der relevanten Tunneldaten gemacht. In der Datenbank KUBA sind sämtliche Daten betreffend Inventar und Inspektionsergebnisse enthalten, jedoch

The maintenance procedure begins with monitoring, which serves to record and evaluate the condition of the tunnel and its functionality. The tunnel, its construction-related elements and its design-related elements are assessed using the findings and/or damage identified during the monitoring process. The objective of the monitoring is to detect damage mechanisms of any kind at an early stage in order to create a forecast for the behaviour of the supporting structure and to plan corresponding measures. These measures are to be introduced as required. Damage processes that are not counteracted in good time reduce the safety and availability of the tunnel. The information acquired while recording the condition is used to prepare the basis for making further decisions. It is only possible to make clear decisions with regard to the implementation of maintenance measures once the necessary basis for making such decisions has been established to a significant extent. The concluding phase of the maintenance management process comprises project generation and the planning of measures (see Fig. 3).

4 Proposal for Individual Projects

Following the comprehensive literature analysis, it is recommended that the gaps in knowledge be closed by working on additional fields of research in this area. For this purpose, individual projects with clear boundary definitions are proposed below:



Quelle/credit: B. Stempfel, M. Dell'Antonio, Lombardi AG, 2016

3 Erhaltungsmanagementprozess
Maintenance management process

keine Informationen zum weitergehenden Überwachungs- und Erhaltungsprozess.

Der Erhaltungsmanagementprozess lässt sich über die gesamte Nutzungsdauer eines Tunnels in drei grosse Teilprozesse gliedern: Überwachung, Erhaltungsplanung und Ausführung der Erhaltungsmaßnahmen (siehe Bild 2).

Der Erhaltungsablauf beginnt mit der Überwachung, die dazu dient, den Zustand des Tunnels und dessen Funktionstüchtigkeit zu erfassen und zu bewerten. Die Beurteilung des Tunnels und seiner baulich-konstruktiven Elemente erfolgt anhand der Befunde resp. Schäden, die sich aus der Überwachung ergeben. Ziel der Überwachung ist es, allfällige Schadensmechanismen frühzeitig zu erkennen, eine Prognose für das Tragwerksverhalten zu erstellen und entsprechende Massnahmen zu planen und diese bei Bedarf einzuleiten. Schadensprozesse, denen nicht rechtzeitig entgegengewirkt wird, führen zu einer Herabsetzung der Sicherheit und der Verfügbarkeit des Tunnels. Die aus der Zustandserfassung erhaltenen Informationen dienen dazu, Grundlagen für weitere Entscheidungen bereitzustellen. Klare Entscheidungen im Hinblick auf die Umsetzung von Erhaltungsmaßnahmen sind nur möglich, wenn die notwendigen Entscheidungsgrundlagen umfassend vorhanden sind. Die abschliessende Phase des Erhaltungsmanagementprozesses umfasst die Projektgenerierung resp. Massnahmenplanung (siehe Bild 3).

4 Vorschlag für Einzelprojekte

Nach der umfangreichen Literaturanalyse wird empfohlen, die Wissenslücken durch die Bearbeitung weiterer Forschungsfelder in diesem Gebiet zu schliessen. Dafür werden im Folgenden einzeln abgegrenzte Einzelprojekte vorgeschlagen:

- Einzelprojekt EP1: Zustand (Beschreibung der Schadensprozesse und des Langzeitverhaltens)
- Einzelprojekt EP2: Diagnostik (Überwachungs- und Inspektionsmethoden)
- Einzelprojekt EP3: Massnahmen (Festlegung der Erhaltungsmaßnahmen)
- Einzelprojekt EP4: Entscheidungen (Entwicklung eines Entscheidungsmodells)
- Einzelprojekt EP5: Kosten (Kostenmodell für die Erhaltung von bergmännischen Tunneln und Auswirkungen)
- Einzelprojekt EP6: Umsetzung (praktische Umsetzung)

Grundsätzlich stellen EP1, EP2, EP3 und EP5 die Grundlagenbeschaffung dar. Das EP4 nutzt die Grundlagen für den Prozessaufbau, und die Ergebnisse des gesamten Forschungspakets werden im EP6 auf Realisierbarkeit getestet (siehe Bild 5).

Im Hinblick auf die chronologische Abfolge der Einzelprojekte wird zurzeit die Gesamtprojektleitung aller EP beschrieben, worauf die Ausschreibung und anschliessend die parallele Ausführung der EP1 bis EP3 folgen werden.

- Individual project IP1: condition (description of damage processes and long-term behaviour)
- Individual project IP2: diagnostics (monitoring and inspection methods)
- Individual project IP3: measures (definition of maintenance measures)
- Individual project IP4: decisions (development of a decision-making model)
- Individual project IP5: costs (cost model for the maintenance of mined tunnels and its impact)
- Individual project IP6: implementation (practical implementation)

IP1, IP2, IP3 and IP5 are used to form the basis. IP4 applies this basis to create the process structure and IP6 involves the results of the entire research programme being tested to assess their feasibility (see Fig. 5).

With regard to the chronological order of the individual projects, the overall project management for all IPs is currently open to tenders. This will be followed by the issuing of the tender and then the simultaneous execution of IP1 to IP3.

4.1 Individual Project 1: Condition (Damage Processes and Long-Term Behaviour)

The objective is to link the findings from inspections, observations and control measurements to the corresponding damage processes within a decision-making process so as to enable a long-term assessment. The research project must systematise all the damage processes that occur in tunnels and the factors that trigger them. In this context, it does not matter whether these take place suddenly or step by step. As certain damage processes depend on the surrounding ground (damage factors), it is also necessary to identify the different types of building land in greater detail based on the available classifications (SIA, VSS) or according to the influencing factors. The overall course of damage processes must be examined with regard to the material and the construction element, and the direct short-term and long-term consequences of these must be recorded. The effects of these types of damage processes must be examined on the construction or the construction element in terms of safety and suitability for use.

The project that is developed must provide relevant information concerning the effects that the damage process types have on the construction.

4.2 Individual Project 2: Diagnostics (Monitoring and Inspection Methods)

Increasing numbers of cutting-edge monitoring methods are available for the purpose of performing monitoring in the tunnel. In this project, however, the existing monitoring and inspection methods (both good and less good methods) must be subject to a critical analysis so as to ensure that an informative result can be achieved. The result of this project should be such that it works towards a proposal for good practice.

4.1 Einzelprojekt 1: Zustand (Schadensprozesse und Langzeitverhalten)

Ziel ist es, die Befunde aus Inspektionen, Beobachtungen und Kontrollmessungen mit den dazugehörigen Schadensprozessen innerhalb eines Entscheidungsprozesses für eine langfristige Betrachtung zu verknüpfen. Das Forschungsprojekt soll alle in Tunneln auftretenden Schadensprozesse und deren Auslöser systematisieren. Dabei ist es unerheblich, ob diese schrittweise oder plötzlich auftreten. Da einige Schadensprozesse von den umliegenden Böden (Schadensfaktoren) abhängig sind, muss man auch den Baugrund anhand der vorhandenen Klassifikationen (SIA, VSS) oder nach Einflussfaktoren auf einem tieferen Detaillierungsgrad typisieren. Der gesamte Ablauf von Schadensprozessen hinsichtlich Material und Bauelement soll untersucht und deren direkte Konsequenzen kurzfristig und langfristig aufgezeigt werden. Ebenso müssen Auswirkungen dieser Typen von Schadensprozessen auf das Bauwerk resp. das Bauelement im Sinne von Gebrauchstauglichkeit und Sicherheit untersucht werden.

Das ausgearbeitete Projekt soll relevante Informationen zu den Auswirkungen der Schadensprozessstypen für das Bauwerk bereitstellen.

4.2 Einzelprojekt 2: Diagnostik (Überwachungs- und Inspektionsmethoden)

Für das Monitoring im Tunnel stehen immer mehr moderne Überwachungsmethoden zur Verfügung. In diesem Projekt sollen jedoch die bereits bestehenden Überwachungs- und Inspektionsmethoden (gute und weniger gute Methoden) kritisch analysiert werden, damit ein aussagekräftiges Resultat erreicht werden kann. Das Ergebnis dieses Projekts sollte in die Richtung gehen, dass eine «Good Practice» vorgeschlagen wird.

Heutzutage weisen aufwendige Tunnelinspektionen ein hohes Optimierungspotenzial auf. Durch die grosse Unsicherheit, die Vielfalt an Bauwerksteilen, die Betriebsrandbedingungen und die grosse Anzahl an Befunden ist es notwendig, die Tunnelinspektionen zu rationalisieren. Es fehlt eine Integration des Risikomanagements in den Prozess der Überwachung und der damit verbundenen Anforderungen an die vorhandenen Inspektionsmethoden. Neue Methoden sind zu testen und zu evaluieren, damit eine praxisbezogene und risikobasierte Methodik für die Optimierung der Überwachungsprogramme von bergmännischen Tunneln erarbeitet werden kann.

Das ausgearbeitete Projekt soll einen umfassenden Überblick über die Überwachungsmethoden und deren Zuverlässigkeit bieten, um relevante Befunde/Schadensprozesse in Abhängigkeit von den Bauwerksteilen und deren Langzeitentwicklung zu detektieren. Weiter sind Inspektionsverfahren vorzuschlagen, um ein optimales Überwachungsprogramm im Hinblick auf die Früherkennung von Schadensentwicklungen zu gewährleisten, damit die optimalen Erhaltungsmaßnahmen rechtzeitig geplant werden können.

Today, elaborate tunnel inspections feature a great deal of potential for improvement. The large degree of uncertainty, the variety of components in the construction, the boundary conditions of operation and the large number of findings mean that the tunnel inspections must be rationalised. There has been a failure to integrate the risk management into the monitoring process and the associated requirements relating to the available inspection methods. New methods must be tested and evaluated to enable the development of a practical and risk-based methodology for optimising the monitoring programmes of mined tunnels.

The project that is developed must provide a comprehensive overview of the monitoring methods and their reliability in order to enable relevant findings/damage processes to be detected according to the components in the construction and their long-term development. In addition, inspection processes are to be proposed in order to guarantee an optimum monitoring programme with regard to the early detection of damage development, thereby enabling the ideal maintenance measures to be scheduled in good time.

4.3 Individual Project 3: Measures (Definition of Maintenance Measures)

The objective is to systematise the maintenance measures that are to be catalogued on the basis of their impact, their costs and the resources required for their execution. The definition of the different maintenance measures makes it possible to create a standardised catalogue of construction measures. This process of systematisation applies to preventive measures and corrective measures alike. Depending on the degree of damage or hazard, the maintenance measures demonstrate varying levels of effectiveness (the extent to which they are able to eliminate the hazard or damage in question). A generalisation of the various types of maintenance measures must be taken into account, as well as information relating to the long-term impact on the condition, costs and users. The maintenance measures must also be clearly allocated to a specific time, place and type in order to enable the identification of optimum maintenance strategies, programmes of work and financial requirements. Specific measures must be stipulated for the different tunnel types in all cases.

Demolition and partial demolition are also part of the process of specifying the maintenance measures. Maintenance measures also account for the material selection and the type of construction (such as precast concrete parts or cast in-situ concrete); this must be integrated into the concept so as to make it possible to determine realistic costs. Simply creating a list of the maintenance measures is not sufficient for the purpose of efficient maintenance scheduling. The measures must also be evaluated in terms of their uncertainty (risk assessment) and arranged for mined tunnels. This can act as the basis for the decision-making model.

**4.3 Einzelprojekt 3: Massnahmen
(Festlegung der Erhaltungsmassnahmen)**

Ziel ist die Systematisierung der Erhaltungsmassnahmen, die in Abhängigkeit von ihrer Wirkung, ihren Kosten und ihrem Ausführungsaufwand zu katalogisieren sind. Auf Basis der Definition von unterschiedlichen Erhaltungsmassnahmen ist es möglich, einen standardisierten baulichen Massnahmenkatalog zu erstellen. Diese Systematisierung gilt sowohl für präventive als auch für korrektive Massnahmen. Die Erhaltungsmassnahmen weisen je nach Schadensgrad bzw. Gefährdungsgrad unterschiedliche Wirksamkeit (inwiefern sie in der Lage sind, die Gefährdung bzw. die Schäden zu beseitigen) auf. Neben einer Generalisierung der Typen von Erhaltungsmassnahmen sind auch die Informationen in Bezug auf ihre langfristigen Auswirkungen auf Zustand, Kosten und Nutzer zu berücksichtigen. Weiter sind den Erhaltungsmassnahmen eindeutig Ort, Zeit und Art zuzuordnen, um optimale Erhaltungsstrategien, Arbeitsprogramme und den Finanzbedarf zu ermitteln. Für unterschiedliche Tunneltypen sind allenfalls spezifische Massnahmen vorzusehen.

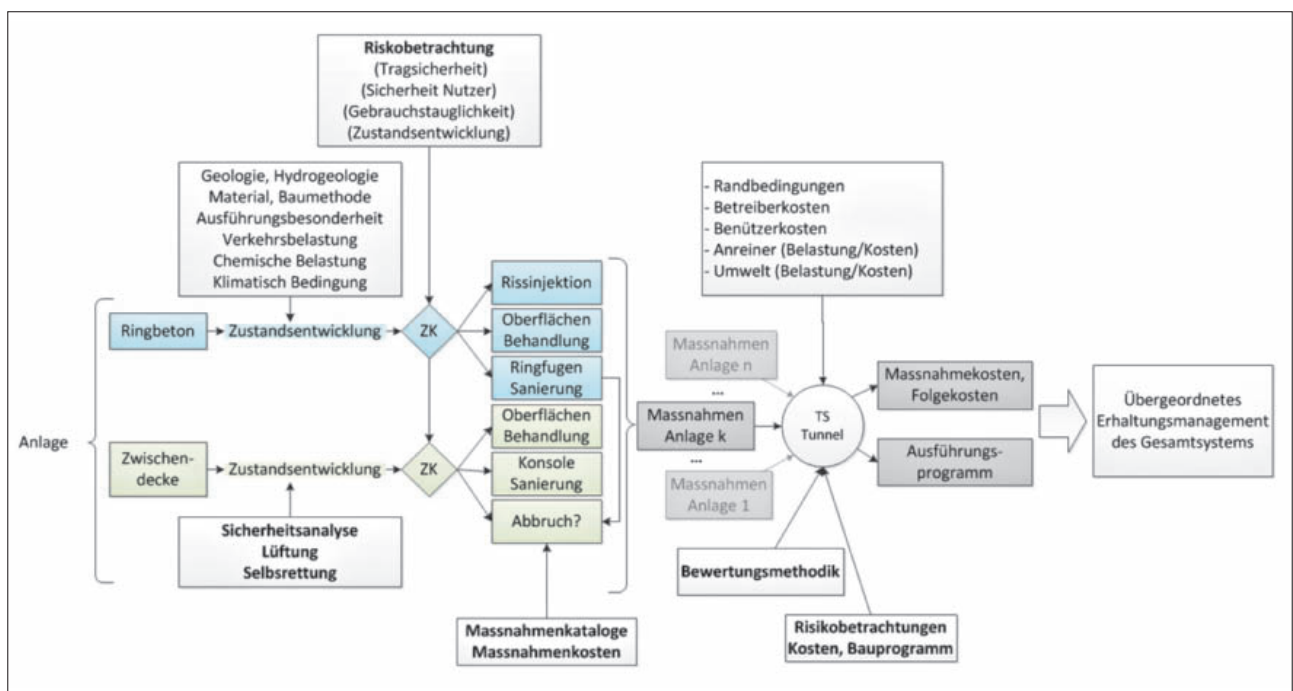
Abbruch und Teilabbruch gehören auch zur Festlegung der Erhaltungsmassnahmen. Erhaltungsmassnahmen berücksichtigen zudem die Materialwahl sowie die Ausführungsart (wie zum Beispiel Betonfertigteile oder Ortbeton); dies muss als Bestandteil in das Konzept integriert werden, damit realistische Kosten bestimmt werden können. Eine reine Auflistung der Erhaltungsmassnahmen wird für eine effiziente Erhaltungsplanung nicht genügen. Die Massnahmen sollen nach ihrer Unsicherheit auch bewertet (Risikobewertung) und für bergmännische Tunnel gegliedert werden. Dies kann die Grundlage für das Entscheidungsmodell darstellen.

The project that is developed must provide a comprehensive range of measures that are relevant to the creation of schedules and cost estimates for maintenance measures. These measures must objectively account for all types of damage process, sorted by construction type.

**4.4 Individual Project 4: Decisions
(Development of a Decision-Making Model)**

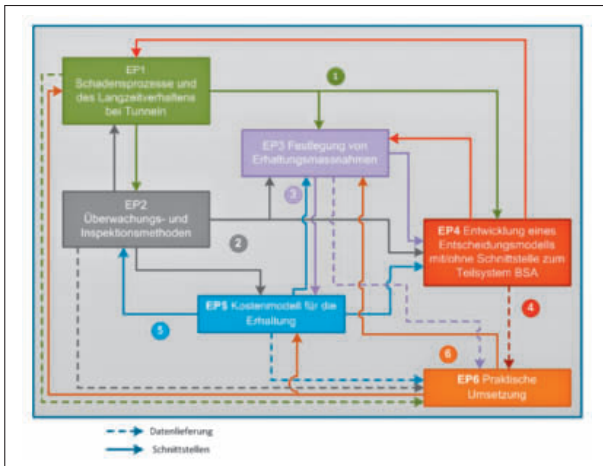
For the decision-making process, it is important that a link can be established between findings, damage processes and maintenance measures all the way through to the point that a decision is reached (see Fig. 4). Which criteria are used for the risk assessment, what should the consideration of risk be based on and what level of risk can be accepted? In addition, the aspect of reliability – the (disruption-free) period until a disruptive event occurs – must also be included in the decision-making process. It must be possible for practitioners to apply the decision-making model, with the model itself being restricted to the individual construction element in question. One way of approaching the risk analysis, for example, is to consider the collapse of the construction element and the subsequent unavailability of the tunnel.

The execution of maintenance measures for structural tunnel elements is often accompanied by the replacement of the operational and safety equipment. If this is the case, the operational and safety equipment acts as a collection of safety-related elements that represent an essential boundary condition, as they must cover the minimum requirements for the operation of the road section (if an event should occur or if there is a system disturbance).



4 Beispiel einer Erhaltungsplanungsmethodik
Example methodology for maintenance planning

Quelle/credit: B. Stempfle, Lombardi AG, 2016



Quelle/credit: B. Stempfel, Lombardi AG, 2016

5 Schnittstellen zwischen den Einzelprojekten
Interfaces between the individual projects

Das ausgearbeitete Projekt soll eine umfassende Auswahl von Massnahmen liefern, die für die Planung und Kostenschätzung von Erhaltungsmaßnahmen von Bedeutung sind. Diese Massnahmen sollen alle Typen von Schadensprozessen, aufgeteilt nach Bauwerkstypen, sachlich berücksichtigen.

4.4 Einzelprojekt 4: Entscheidungen (Entwicklung eines Entscheidungsmodells)

Für den Entscheidungsprozess ist es wichtig, dass eine Verknüpfung zwischen Befunden, Schadensprozessen und Erhaltungsmaßnahmen bis hin zur Entscheidungsfindung möglich ist (siehe Bild 4). Welche Kriterien werden für die Risikobewertung verwendet, worauf soll die Risikobetrachtung basieren und welches Risiko darf akzeptiert werden? Zusätzlich ist der Aspekt der Zuverlässigkeit, das heisst die (störfreie) Zeit bis zum Eintritt eines Störereignisses, mit in die Entscheidungsfindung einzubeziehen. Das Entscheidungsmodell muss für Praktiker anwendbar sein und gezielt auf das einzelne Bauelement begrenzt sein. Als Ansatz für die Risikoanalyse kann beispielsweise der Kollaps des Bauelements und folglich die Nichtverfügbarkeit des Tunnels betrachtet werden.

Erhaltungsmaßnahmen von Rohbau-Tunnelementen werden oft zusammen mit Erneuerungen der BSA durchgeführt. Wenn dies vorkommt, stellen die BSA als Sicherheitselemente eine zwingende Randbedingung dar, weil sie die minimalen Anforderungen an den Betrieb des Strassenabschnitts (im Ereignisfall, bei Anlagestörung) abdecken müssen. Das Forschungsprojekt soll diese Integration analysieren und die Schnittstellen erkennen und im Modell berücksichtigen.

4.5 Einzelprojekt 5: Kosten (Kostenmodell für die Erhaltung)

Ziel ist es, die Kosten sowohl der Überwachungs- und Inspektionsmethoden als auch der Erhaltungsmaßnahmen zu definieren und zu systematisieren. Dies gilt ebenso für präventive wie für korrektive Erhaltungsmaßnahmen. Im Wesentlichen soll ein (auch grob definiertes) Kostenmodell entwickelt werden, das als Entscheidungsgrundlage für die

The research project must analyse this integration process, identifying the interfaces and taking them into consideration in the model.

4.5 Individual Project 5: Costs (Cost Model for the Maintenance Process)

The objective is to define and systematise the costs, the monitoring methods, the inspection methods and the maintenance measures. This applies to preventive and corrective maintenance measures alike. The main focus is on the development of a cost model (even one that is roughly defined) which can be used as a basis for deciding whether to trigger the necessary maintenance measures. The primary aspects of how the costs are to be collected and how they are to be condensed into cost approaches and cost values must be determined so that they can subsequently be used in the maintenance planning. The costs must be structured to enable a cost comparison with construction elements or groups of construction elements that are the same or similar.

In the project, the cost model must be developed specific to the construction or construction element in question and not on the basis of performance. This cost model must be structured according to a statistical procedure with the objective of defining cost values for the repair process.

4.6 Individual Project 6: Implementation (Practical Implementation)

This research project must describe the requirements for the practical implementation of the methodology that has been developed. The focus is on clarifying the availability of the data and the effort involved in collecting this data. All results generated through the research projects must be compared with the data in the existing tunnel databases.

The project that is developed represents the practical implementation and development of a support tool for the entire maintenance management process in relation to mined tunnels. It must take these three key activities into account:

- Monitoring (including inspection);
- Maintenance planning and determining the optimum maintenance strategy;
- Supporting the project management process, executing specific maintenance measures (repair, maintenance) and recording key data for maintenance measures that have been carried out.

Literatur/References

- [1] Yong Yuan, Yun Bai, Jianhang Liu (2012-2013): Assessment service state of tunnel structure – Tunnelling and Underground Space Technology, CHN
- [2] Ondrej Nyvlt, Samuel Privara, Lukás Ferkl (2011): Probabilistic risk assessment of highway tunnels – Tunnelling and Underground Space Technology, CZE

Auslösung der erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen angewendet werden kann. Es muss vor allem bestimmt werden, wie die Kosten gesammelt werden und wie sie zu Kostenansätzen resp. Kostenkennwerten verdichtet werden, um anschliessend in der Erhaltungsplanung benutzt zu werden. Die Strukturierung der Kosten sollte so weit erfolgen, dass ein Vergleich zwischen den Kosten derselben oder ähnlicher Bauelemente resp. Bauelementgruppen machbar ist.

Im Projekt soll das Kostenmodell Objekt- bzw. Bauelement spezifisch und nicht nach Leistung ausgearbeitet werden. Dieses Kostenmodell soll nach einem statistischen Vorgehen aufgebaut werden mit dem Ziel, die Kostenkennwerte der Instandsetzung zu definieren.

4.6 Einzelprojekt 6: Umsetzung (praktische Umsetzung)

In diesem Forschungsprojekt sind die Voraussetzungen für die Umsetzung der erarbeiteten Methodik in der Praxis zu beschreiben. Im Vordergrund steht die Abklärung hinsichtlich der Datenverfügbarkeit und des Aufwands, diese Daten zu erheben. Sämtliche Ergebnisse, die aus den Forschungsprojekten hervorgehen, werden mit den Daten der bereits bestehenden Tunneldatenbanken verglichen.

Das ausgearbeitete Projekt stellt die praktische Umsetzung und den Aufbau eines Unterstützungswerkzeugs für den gesamten Erhaltungsmanagementprozess von bergmännischen Tunneln dar. Es soll diese drei Haupttätigkeiten berücksichtigen:

- Überwachung (inkl. Überprüfung);
- Erhaltungsplanung resp. Ermittlung der optimalen Erhaltungsstrategie;
- Begleitung der Projektierung und Ausführung von konkreten Erhaltungsmaßnahmen (Instandsetzung, Instandhaltung) und Erfassung von Eckdaten zu ausgeführten Erhaltungsmaßnahmen.

- [3] GT14R7F1 AFTES (2005): Catalogue des désordres en ouvrages souterrains – Tunnel & Ouvrages souterrains n°191, FRA
- [4] Working Group 6 on Maintenance and Repair of Underground Structures, 2001, Study methods for repair of tunnel linings, ITA
- [5] Ralph Holst, Bundesanstalt für Strassenwesen (2005): Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstrassennetz, Stufe 3 Schlussbericht zum AP-Projekt 02 244/B4, DEU
- [6] M. F. Ng, V. M. Rao Tummala, Richard C. M. Yam (2003): A risk-based maintenance management model for toll road/tunnel operations- – Construction Management and Economics, HKG
- [7] Y. Tuchiya, T. Kurakawa, T. Matsunaga, T. Kudo (2009): Research on the long-term behaviour and evaluation of lining concrete of the Seikan tunnel – Soils and foundations, JPN
- [8] Kiwanu Tsuno, Ryo Hirata (2014): Monitoring System of Railway Tunnels with Wireless Sensor Network – Quarterly Report of RTRI, JPN
- [9] F. Sandrone, EPFL (2008): Analysis of Pathologies and Long Term Behaviour of the Swiss National Road Tunnels, CHE
- [10] ETHZ (2000): Risk based inspection and maintenance planning – International Work-shop – IBK, CHE
- [11] A. Fastrich, R. Hajdin, D. Brunner, B. Stempfel (2012): ASTRA, KUBA 5.0 Fachapplikation Kunstbauten und Tunnel – Datenerfassungshandbuch, CHE
- [12] M. Schubert, P. Høj Niels, R. Brandt, J. Köhler, M. Faber (2014): Entwicklung einer besten Praxis Methode zur Risikomodellierung für Strassentunnelanlagen-ASTRA, CHE
- [13] Federal Highway Administration, Federal Transit Administration (2005): Highway and Rail Transit Tunnel Inspection Manual, USA

Antonelli, Alberto	ACS Ingegneri, IT
Arndt, Nicole	Amberg Engineering AG, Regensburg/CH
Barra, Francesco	C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa, IT
Baumann, Karl	Rhätische Bahn AG, Chur/CH
Bertholet, Simon	Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
Böheim, Sebastian	ILF Beratende Ingenieure AG, Zürich/CH
Bühler, Martin	Gähler und Partner AG, Ennetbaden/CH
Burnier, Jean-Michel	Stucky SA, Lausanne/CH
Chiaverio, Flavio	A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG, Basel/CH
Dell'Antonio, Michaela	Lombardi AG, Minusio/CH
Escoda, Roger	Dragados/USA
Fentzloff, Wolfgang	Implenia Construction GmbH, München/DE
Fernandez, Enrique	Dragados, Madrid/ES
Fioroni, Marco	Bundesamt für Strassen (ASTRA), Bellinzona/CH
Gonzalez, Francisco	Dragados/USA
Grand, Ralf	Kraftwerke Oberhasli AG, Innertkirchen/CH
Hallfeldt, Jens	DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH, Stuttgart/DE
Hertweck, Michael	Dr., ILF Beratende Ingenieure AG, Zürich/CH
Holter, Karl Gunnar	BASF Schweiz AG, Zürich/CH
Hug, Roland	Bundesamt für Strassen (ASTRA), Winterthur/CH
Kalager, Anne Kathrine	Bane NOR – Follo Line Project, Oslo/NO
Kirchhofer, Peter	Gruner AG, Basel/CH
Kobler, Thomas	Amberg Engineering AG, Regensburg/CH
Kündig, Matthias	AF TOSCANO, Zürich/CH
Lardi, Gian-Luca	Schweizerischer Baumeisterverband, Zürich/CH
Lavdas, Nikos	IG PV Alvra, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH
Leonardi, Roberto	C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa, IT
Livers, Lorenz	Gruner AG, Basel/CH
Messerli, Jason	Marti Tunnelbau AG, Moosseedorf/CH
Motta, Sue	AF TOSCANO, Lugano/CH
Nipitsch, Gernot	ÖBB-Infrastruktur AG, Graz/AT
Orth, Wolfgang	Dr., Dr.-Ing. Orth GmbH, Karlsruhe/DE
Pagliari, Gabriele	Schweizerische Bundesbahnen AG, Olten/CH
Paglioni, Pier Francesco	C.M.C. di Ravenna Società Cooperativa, IT
Ramoni, Marco	Dr., Basler & Hofmann AG, Esslingen/CH
Risch, Claude	Emch+Berger SA Lausanne, Lausanne/CH
Rungger, Matthias	ACO Passavant AG, Netstal/CH
Schneider Alex	Dr., IG PV Alvra, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH
Schreiber, Christian	Rhomberg Sersa Rail Group, Bregenz/AT
Schwarze, Jörn	Kölner Verkehrs-Betriebe AG, Köln/DE
Sieler, Ulrich	TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH, Grundbauinstitut, Nürnberg/DE

Späth, Christian	Implenia Schweiz AG, Wallisellen/CH
Straumann, Ueli	Emch+Berger AG, Bern/CH
Stempfel, Benoît	Lombardi AG, Fribourg/CH
Syversen, Fredrikke	Bane NOR – Follo Line Project, Oslo/NO
Tanner, Urs	Rhätische Bahn AG, Chur/CH
Zimmermann, Andreas	Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH
Zwicker, Pascal	IG PV Alvra, Rothpletz, Lienhard + Cie AG, Olten/CH

Hauptsponsoren • Main Sponsors



AF TOSCANO



Neue Dimensionen bewährte Qualität

toscano.ch



AMBERG GROUP

SWISS ENTREPRENEURSHIP SINCE 1966

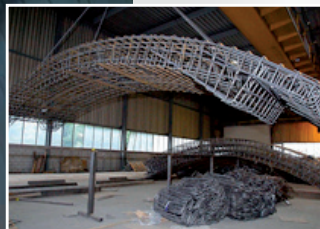
Leading provider in underground infrastructure and logistics solutions.

info@amberg.ch

+41 44 870 91 11

www.amberg.ch

Arma
Spez Schweiz AG
 Swiss Power Team



Arma
Spez Schweiz AG
 Swiss Power Team

Wir entwickeln für den Tunnelbau optimale Bewehrungslösungen nach den Vorgaben der Kunden, zeit- und kostensparend.

Das beherrschen wir.

Termingerechte Produktion und Lieferung mit den geeigneten Transportmitteln, per Camion oder per Bahn.

Der Unterschied zwischen Mittelmasse und Perfektion liegt im Detail. Wir wissen das.

*„Einen Vorsprung im Leben hat,
 wer da anpackt,
 wo andere erst einmal reden.“*

John F. Kennedy

... hier beginnt der Tunnelbau



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

AVESCO AG HASENMATTSTRASSE 2 CH-4900 LANGENTHAL SCHWEIZ TEL +41 (0) 848 832 832
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





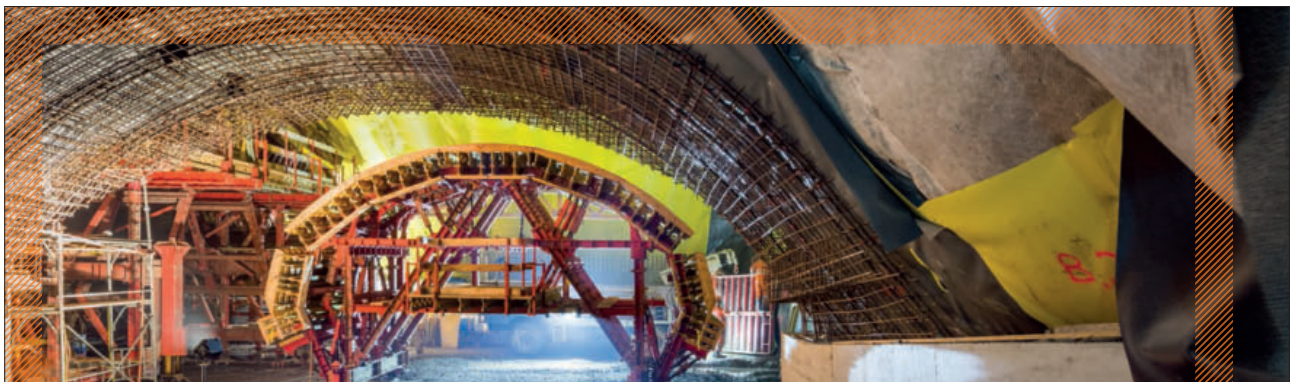
MasterSeal 345

Damit Sie im Tunnel keinen
Regenschirm brauchen!

Starke Lösungen für die Transportbeton-, Fertigteile-
und Betonwarenindustrie sowie für den Untertagebau.

BASF Schweiz AG • Geschäftsbereich Admixture Systems
Hardmattstrasse 434 • 5082 Kaisten • T +41 (0)62 868 99 33 • F +41 (0)62 868 99 50
www.master-builders-solutions.basf.ch

 **BASF**
We create chemistry



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 Sicher-
heitskonzept und -plan bis zum Logistikkonzept.
Unsere Spezialisten sind von Bern bis Göteborg im Einsatz.
Gut, sich auf einen erfahrenen Partner verlassen zu können.





- Diesel- und E-Loks, Plattformwagen, Personenwagen, Schutterwagen, Nachmischer usw.
- Schienen und Schwellen, Weichen, Californian-Weichen
- Dumper
- Ventilationslütten, Ventilatoren
- Selbstbohranker, Reibbohranker, SN-Anker usw.
- Mikropfähle
- Mörtel- und Hochdruck-Pumpen
- Einbaubogen, Gitterträger, TH-Profile
- Pipelines

SICHERN IST UNSER BUSINESS

Belloli SA

CH-6537 Grono
(Switzerland)
Tel. +41 91 820 38 88
Fax +41 91 820 38 80
info@belloli.ch
www.belloli.ch

Belloli Italia S.r.l.

Via XXV Aprile 59
IT-22070 Guanzate
(Italy)
Tel. +39 031 9780000
Fax +39 031 3529089
info@belloli-italia.it
www.belloli-italia.it



DIE NATUR IST
UNSER VORBILD,
DAS VERNETZTE
DENKEN UNSERE
STÄRKE.

www.bg-21.com

BG Ingenieure und Berater

INGENIOUS SOLUTIONS



**BEI UNS STEHT
DER MENSCH
IM VORDERGRUND**

Intelligente Ingenieurlösungen für eine lebenswerte Zukunft.
Dafür setze ich mich persönlich ein, mit Herz, Verstand und Leidenschaft.
www.bs-ing.ch

B+S
INGENIEURE UND PLANER

**condotte
cossi**

**Ceneri Basis
Tunnel**

Los 852

**società italiana
per condotte d'acqua s.p.a.**
Fondata il 7 aprile 1880

**cossi
costruzioni s.p.a.**

LGV BAUUNTERNEHMUNG AG
IMPRESA COSTRUZIONI SA

www.condotte.com



IMPRESA COSTRUZIONI SA
BAUUNTERNEHMUNG AG
ENTREPRISE DE CONSTRUCTIONS SA

QUALITÄT, TERMINE UND UMWELT



csc@csc-sa.ch
www.csc-sa.ch



Emch+
Berger

Bahnbrechend innovativ.

Wir planen und beraten engagiert, kompetent und verantwortungsvoll. Mit 600 Mitarbeitenden an über 20 Standorten sind wir national präsent und nahe bei unseren Kunden.

www.emchberger.ch

Gesamtlösungen sind unser Plus.





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



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



Gasser Felstechnik AG | 6078 Lungern | T 041 679 77 77 | felstechnik.ch

Schachtbau ALIMAK | Stollen- und Tunnelbau | Profilaufweitungen

**INSPIRIEREND
FÜR HERAUSRAGENDE
LEISTUNGEN.**

**INNOVATIV
FÜR DIE WELT VON MORGEN.**

Tunnelbau und Tunnelsanierung:
Fundierte Spezialkenntnisse und grosse Erfahrung für Ihren Projekterfolg.

An über 30 Standorten — weltweit.

www.gruner.ch

gruner >



Heitkamp Construction Swiss
Kompetenz aus Tradition – Zukunft durch Innovation



Teamwork

Achieving greatness together: In more than **3,100 projects** globally, high-class infrastructure has been built, using Herrenknecht tunnelling technology.

Pioneering Underground Technologies

› www.herrenknecht.com





Wir arbeiten eng mit unseren Kunden zusammen und setzen so höchste Anforderungen in beste Qualität um.



Entdecken Sie spannende Referenzen auf dem Holcim Partner.net:
www.holcimpartner.net

Strength. Performance. Passion.



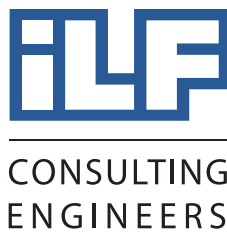
www.ilf.com



ENGINEERING EXCELLENCE

ILF Beratende Ingenieure AG

Flurstrasse 55
8048 Zürich, Schweiz
Telefon: +41 44 435 37 50
Telefax: +41 44 435 37 51
Email: info.zrh@ilf.com



ILF unterstützt ihre Kunden bei der erfolgreichen Realisierung bedeutender Infrastrukturprojekte und bietet gesamthafte Ingenieur- und Beratungsleistungen an.

IHR ZUVERLÄSSIGER PARTNER

Bewährt bei:

- Sanierungstunnel Belchen
- 4-Spurausbau Olten-Aarau, Eppenbergtunnel
- ZEB Chestenbergstunnel
- Pumpspeicherwerk Linth-Limmern
- Gotthard- und Ceneri-Basistunnel
- Nordumfahrung Zürich (BSA/Tunnellüftung)
- Kraftwerk Cotlan
- Leitungstunnel Heiligberg (Fernwärme)
- Studie Geologische Tiefenlager, Nagra
- N9 Simplon, Sanierung Tunnel u. Galerien

ILF Zürich ist Mitglied der ILF Gruppe mit weltweit mehr als 2.000 Mitarbeitern.



Tunnel Visp – Verzweigung III

Ingenieurskunst – unsere Leidenschaft

Gesamtlösungen für Energie, Infrastruktur und Umwelt.

Wir sind Spezialisten in den Bereichen Kraftwerk-, Untertag-, Verkehrswegebau, Tief- und Hochbau sowie bei Ausrüstungen von Infrastrukturbauten.

Beratung, Studien, Projektierung, Bau- und Montageleitung, Expertisen und Projektmanagement.

IM Engineering | **IUB** Engineering

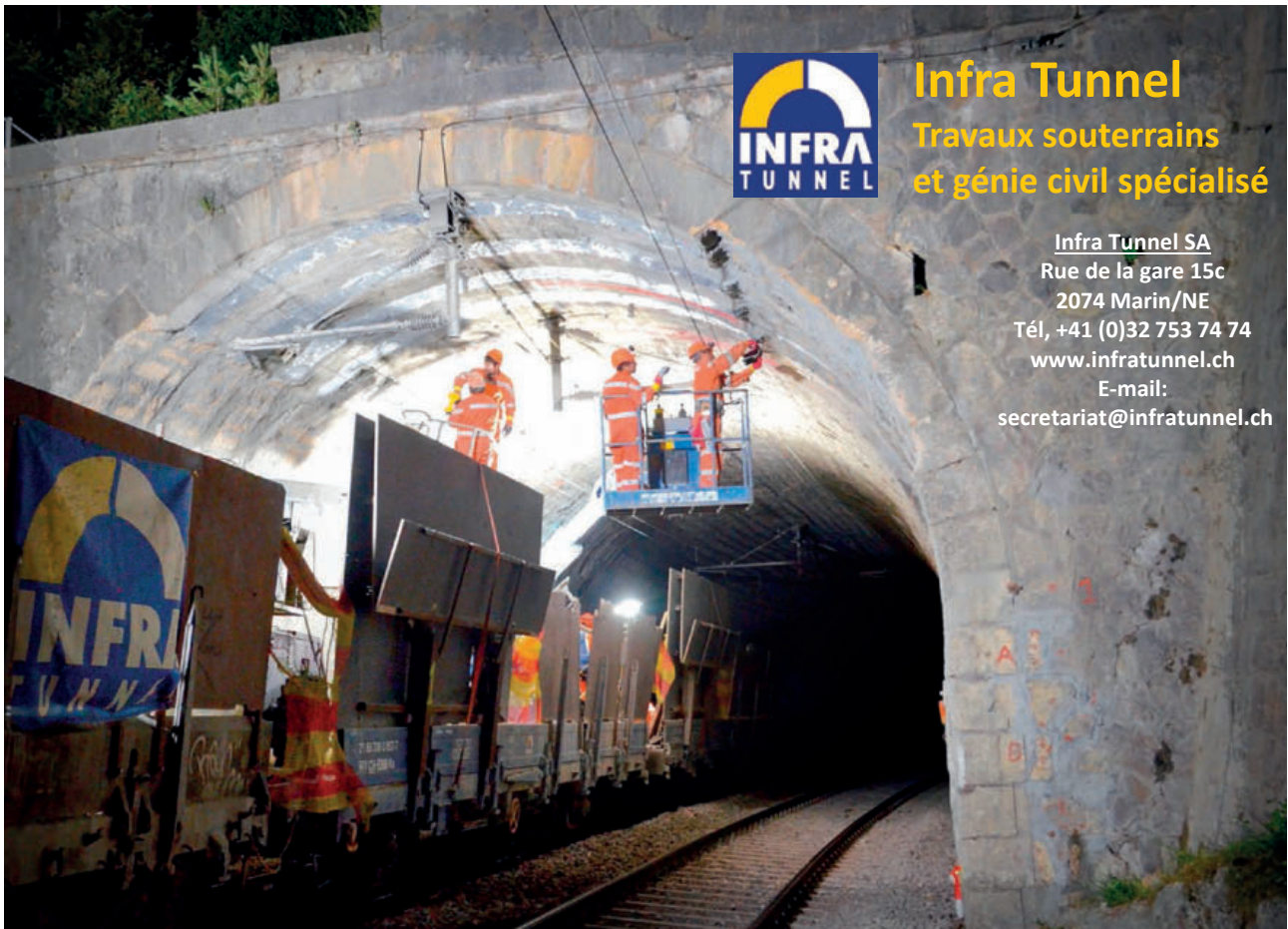
IM Maggia Engineering AG · via Stefano Franscini 5 · 6600 Locarno · Tel. +41 91 756 68 11 · info@im-maggia.ch · www.im-maggia.ch
 IUB Engineering AG · Belpstrasse 48 · 3007 Bern · Tel. +41 31 357 11 11 · info@iub-ag.ch · www.iub-ag.ch

Implenia® Die Tunnelbauspezialisten



Implenia denkt und baut fürs Leben. Gern.

www.implenia.com



Infra Tunnel
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
 E-mail:
 secretariat@infratunnel.ch



© Rhp, Andrea Bedrutt

Lombardi

Bauleitung Albulatunnel Los 106, in IG

Lombardi verbindet

Lombardi steht seinen Kunden über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks mit Kompetenz zur Seite. Unsere Dienstleistungen umfassen die Erstellung von Vorstudien über die Planung und Erstellung bis zum Betrieb.

Seit 60 Jahren bauen unsere Kunden auf unsere technische und wirtschaftliche Kompetenz für Verkehrsanlagen 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



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.

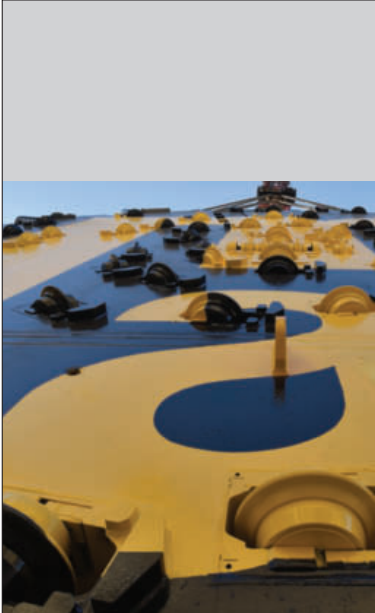
Transport and logistic systems are tailored to your individual needs. We produce custom-made, practical solutions based on our construction site experience.

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



Marti Bauunternehmungen



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 Holding AG Bauunternehmungen Seedorfeldstrasse 21 CH-3302 Moosseedorf
Tel. +41 31 388 75 75 Fax +41 31 388 75 01 info@martiag.ch www.martiag.ch

Logistic solutions for tunnelling and mining



since 1907
www.khnte.com

INNOVATION[®]

Tailor made logistic solutions for the world of tunnelling and mines



Willst Du tunneln wie ein Maulwurf ... komm zu Pini Swiss Engineers !

Unsere Grossprojekte

- **AlpTransit** Ceneri-Basistunnel (15.4 km)
- **BBT** Brenner-Basistunnel (55 km)
- **BLS** AlpTransit Lötschberg-Basistunnel (34.6 km)
- **SBB** Tunnel-Erneuerung 4m Korridor Basel-Chiasso
- **TELT** Lyon – Turin Zufahrtsstrecken
- **ASTRA** Autobahnerhaltungsprojekte (40.5 km)
- **AXPO** Wasserkraftwerk Linth-Limmern (1'480 MW)
- **CERN** High Luminosity LHC Project

Zürich – Lugano – Sion – Chur – Innsbruck (A) – Lomazzo (I) – Paris (F)

piniswiss.com

Wir bauen Gewissheit. **Gemeinsam**

**für die Gemeinschaft
für die öffentliche Hand
für Privatkunden**

Innovation und Fachkompetenz in den Bereichen **Verkehrswegebau** **Industrieller-Hochbau** **Fertigbetonteile**



Impresa Costruzioni SA · Bauunternehmung AG · Entreprise de Construction SA
Geschäftsleitung und Büros

Via C. Molo 21 · CH-6500 Bellinzona · Tel. +41 (0)91 821 10 20 · Fax +41 (0)91 821 10 21 · info@pizzarotti.ch · www.pizzarotti.ch

**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

powered by

PORR

Tunnelling Logistics

Services

Equipment

rowa

Schneller, sicherer und wirtschaftlicher bauen

www.rowa-ag.ch



fischer Superbond-System FSB:

- Anwendbar im gerissenen und ungerissenen Beton
- Variable Verankerungstiefe von 60 – 600 mm
- Zugelassen zur Montage bis -30°C
- Freie Wahl zwischen Injektionsmörtel FIS SB und Reaktionspatrone RSB
- Geeignet für Ankerstangen M8 – M30 und fischer Innengewinde M8 – M20

fischer 
innovative solutions



SFS unimarket AG
Befestigungstechnik
Rosenbergsaustasse 10, 9435 Heerbrugg
Blegi 14, 6343 Rotkreuz
T 0848 80 40 30
F 0848 80 40 15
befestigungstechnik@sfsunimarket.biz
www.sfsunimarket.biz

Mit Sicherheit richtig befestigt:

Leistungsstarke Befestigungslösungen für den Tunnelbau

SFS unimarket



FÜR JAHRHUNDERTBAUWERKE ENTWICKELT

NEUBAU | INSTANDSETZUNG | UNTERHALT

Betonherstellung | Spritzbeton | Abdichtung | Betonsanierung | Brandschutz | Anstrich | Maschinen



www.sika.ch



Walo Bertschinger - Ihr Partner für alle Bauwerke.

Tunnel de Pinchat

Walo Bertschinger AG
 Untertagbau
 Postfach, CH-8953 Dietikon 1
 Telefon +41 44 745 23 11
untertagbau@walo.ch - www.walo.ch



