

Swiss Tunnel Congress 2007

Fachtagung für Untertagbau

**Lötschberg-Basistunnel
Gotthard-Basistunnel
Weitere Projekte**

21. Juni 2007 in Luzern

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers
and architects

selnaustrasse 16
ch-8039 zürich
www.sia.ch



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

FGU Fachgruppe für Untertagbau

Tagungssekretariat Swiss Tunnel Congress

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

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

E-Mail fgu@thomibraem.ch

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

Druck: Effingerhof AG, Brugg, 2007

Auflage: 1000 Exemplare

ISBN 978-3-03732-010-5

Dokumentation SIA D 0222

Swiss Tunnel Congress 2007 – Fachtagung für Untertagbau

Copyright © 2007 by SIA Zürich und Fachgruppe für Untertagbau

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

Inhalt

Felix Amberg	Vorwort	5
Werner Messmer	Herausforderungen für die Schweizer Bauwirtschaft	9
<hr/>		
Lötschbergachse		
Peter Teuscher	Ein kurzer Rückblick und erste Erkenntnisse	15
<hr/>		
Gotthardachse		
Peter Zbinden	Halbzeit an der Gotthardachse – Ein Blick zurück auf die vergangenen 15 Jahre	27
Renzo Simoni	Halbzeit an der Gotthardachse – Stand der Arbeiten	33
Federico Matousek, Volker Lützenkirchen	Bergwasser beim Gotthard-Basistunnel – Bisherige Erkenntnisse	37
Eduard Kissling, Michael Rehbock-Sander	Gotthard-Basistunnel – Bergschläge und Mikrobeben in der MFS Faido	45
Andreas Theiler, Robert Meier	Injektion einer wasserführenden Störzone – Konzept und Ausführung	51
Frank Pochop	Die Rohbau-Ausrüstung des Gotthard-Basistunnels	61
<hr/>		
Tunnel-Projekte		
Fabio Gervasoni	Tunnel Veduggio-Cassarate – Schlüsselobjekt des PTL	67
Jürg Stebler, David Hofer	Tunnel Luzernerring, Basel – Lockergesteinsvortrieb in städtischem Umfeld	75
Louis Schönenberger	Tunnel San Bernardino – Erneuerung unter Verkehr	81
Adrian Müller	Umfahrung Moutier – Kernbauweise im Juramergel	87
Ruedi Hofer, Flavio Chiaverio, Kalman Kovári	Chienbergtunnel Sissach – Tunnelhebung infolge Quellen	95
Jürg Matter, Arnold Stauber, Franz Bauer, Josef Daller	ÖBB Wienerwaldtunnel – Erfahrungen aus dem Vortrieb	101
Olivier Français	Metro Lausanne	113
Hanspeter Stadelmann	Arlberg Strassentunnel/Eisenbahntunnel – Flucht- und Rettungswege – Realisierung unter Betrieb	125

Verfasser

Amberg Felix	Amberg Engineering AG, Regensdorf
Bauer Franz	ÖBB Infrastruktur Bau, Wien
Chiaverio Flavio	A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG
Daller Josef	iC - Consulente, Wien
Français Olivier	Direktor des Bauamtes der Stadt Lausanne
Gervasoni Fabio	Divisione Construzioni, Bellinzona
Hofer David	Walo Bertschinger AG, Zürich
Hofer Ruedi	Kantonsingenieur Tiefbauamt Kanton Basel-Landschaft
Kissling Eduard	Institut für Geophysik, ETH Zürich
Kovári Kalman	Beratender Ingenieur, Oberengstringen
Lützenkirchen Volker	Matousek, Baumann & Niggli AG, Baden
Matousek Federico	Matousek, Baumann & Niggli AG, Baden
Matter Jürg	Basler & Hofmann AG, Zürich
Meier Robert	Pöyry Infra AG, Zürich
Messmer Werner	Zentralpräsident des Schweizerischen Baumeisterverbandes
Müller Adrian	Marti Tunnelbau AG, Bern
Pochop Frank	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Rehbock-Sander Michael	Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt
Schönenberger Louis	Amberg Engineering AG, Chur
Simoni Renzo	AlpTransit Gotthard AG, Luzern
Stadelmann Hanspeter	Implenia Bau AG, Aarau
Stauber Arnold	Basler & Hofmann, Zürich
Stebler Jürg	Jauslin+Stebler Ingenieure AG, MuttENZ
Teuscher Peter	BLS AlpTransit AG, Thun
Theiler Andreas	Lombardi AG, Luzern
Zbinden Peter	AlpTransit Gotthard AG, Luzern

Vorwort

Bereits zum sechsten Mal veranstaltete die Fachgruppe für Untertagebau den Swiss Tunnel Congress, zum dritten Mal im Kultur- und Kongresszentrum in Luzern. Mit 740 Teilnehmern aus dem In- und Ausland konnte dieses Jahr ein neuer Teilnehmerrekord verzeichnet werden.

Dieser grosse Teilnehmerzuspruch bestätigt, dass der Swiss Tunnel Congress als Anlass von Schweizer und ausländischen Fachleuten sehr geschätzt wird und wir uns mit dem geplanten und teilweise bereits vollzogenen Ausbau des Kongresses auf dem richtigen Kurs befinden. Für das nächste Jahr ist mit dem Swiss Tunnel Colloquium bereits eine neue Erweiterung geplant. Das ST Colloquium dient der vertieften Darstellung und Analyse von tunnelbautechnischen Problemstellungen und soll der Wissenschaft und der Industrie, vorab den Hauptsponsoren des Swiss Tunnel Congresses, eine weitere Plattform bieten.

Am Haupttag des diesjährigen Kongresses wurde in 15 Vorträgen auf verschiedenste Aspekte des Untertagebaus eingegangen.

Der Eröffnungsreferent, Herr Nationalrat Werner Messmer, fesselte das Publikum mit seinen Ausführungen zur Position der schweizerischen Bauwirtschaft und deren Zukunftsperspektiven.

Der traditionelle AlpTransit-Block ging auf die Erkenntnisse und Lehren aus dem Bau und der Inbetriebnahme des Lötschberg Basistunnels ein. Die Vorträge zur Gotthard Achse begannen mit einem Rückblick des scheidenden Direktors der ATG, Peter Zinden, und einem Standbericht des neuen Direktors, Renzo Simoni. Zusätzlich präsentierten sie Erfahrungen, die man bis zur Halbzeit der Ausführung gesammelt hat und boten auch einen Ausblick in die Zukunft. Aus dem bisherigen Bau wurden die Aspekte: Bergwasser, Injektionen im Bereich Sedrun und Bergschläge und Microbeben in der MFS Faido vorgestellt und im Ausblick die kurz vor der Ausführung stehende Ausrüstung des Tunnels erläutert.

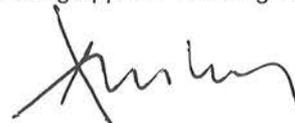
Der Nachmittagsblock war Tunnelbauprojekten aus der Schweiz und Österreich gewidmet. In den Vorträgen zum Tunnel Vedeggio – Casserate im Tessin, zum Projekt Luzernerring in Basel, zur Metro Lausanne und zum Wienerwaldtunnel wurden einerseits die Projekte und ihre Randbedingungen dargestellt, andererseits aber auch einzelne spezifische Probleme im Detail erläutert. Bei den Projekten Chienbergtunnel, Sissach und Umfahrung Moutier gelang es den Referenten transparent aufzuzeigen, wie die unerwarteten Schwierigkeiten des Baugrundes gemeistert wurden. Die Referate zur Sanierung des San Bernardino Tunnels und zum Bau des Flucht- und Rettungstollens für den Arlberg Strassen- und Eisenbahntunnel gingen auf das Thema Bauen unter Betrieb ein und rundeten ein insgesamt spannendes Vortragprogramm ab.

Am folgenden Tag wurden vier Exkursionen angeboten, welche alle reges Interesse fanden und praktisch vollständig ausgebucht waren. Ziele der Exkursionen waren die Umfahrung Moutier, der Katzenbergtunnel in Deutschland sowie die Baustellen Faido und Sedrun des Gotthard Basistunnels.

Das Luzerner Kultur- und Kongresszentrum hat sich wiederum als attraktiver Austragungsort gezeigt. Die Ausstellungserweiterung auf die Luzerner Terrasse fand grossen Anklang, nicht zuletzt wegen der grossartigen Aussicht auf Luzern und den Vierwaldstättersee.

Für den wiederum gelungenen Anlass möchte ich den Organisatoren mit ihren Helfern, den Tagungsleitern, den Referenten und Exkursionsleitern, den Ressortleitern des FGU-Vorstandes und natürlich auch den grosszügigen Sponsoren ganz herzlich danken. Ohne ihre grossartige Unterstützung und Hilfe wäre dieser Anlass in dieser Form nicht möglich.

Fachgruppe für Untertagebau



Felix Amberg, Präsident

Hauptsponsoren



ARGE Bahntechnik Lötschberg, Thun

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



Amberg Engineering AG
Amberg Technologies AG
VersuchsStollen Hagerbach AG

Aon (Schweiz) AG, Zürich



Atel Installationstechnik AG, Zürich
Kummler+Matter AG, Zürich

Balfour Beatty Rail GmbH Power
Systems, D-München



BASF Construction Chemicals (Schweiz) AG,
Zürich

Consorzio TAT, Los 554 Bodio/Los 452 Faido
Imperia, Alpine, Impregilo, CSC, Hochtief



Vigier Cement AG, Péry
CREABETON MATERIAUX AG,
Müntschemier



Frutiger AG, Thun



Gasser Felstechnik AG, Lungern

Herrenknecht AG, D-Schwanau

HERRENKNECHT



HOCHTIEF Construction AG, D-Essen

Holcim (Schweiz) AG, Zürich





Implenia Bau AG, Aarau

IUB Ingenieur-Unternehmung AG, Bern



Jörimann Stahl AG, Bonaduz/Walenstadt
ARGE Alpstahl, Walenstadt

Jura Cement, Wildegg und Cornaux



Marti Holding AG, Bern

MURER-STRABAG AG



Nationale Suisse, Basel

Pöyry Infra AG, Zürich



RUWA Drahtschweisswerk AG, Summiswal

Siemens Schweiz AG, Zürich



Sika Schweiz AG, Tunneling & Mining, Zürich

UBS AG, Zürich



Walo Bertschinger AG, Zürich

Co-Sponsoren

Atlas Copco (Schweiz) AG, Studen/BE – Avesco AG, Langenthal – BATOR Schweiz AG, Herzogenbuchsee – BG, Bonard & Gardel, Lausanne – CSC Impresa Costruzioni SA, Lugano – Dräger Safety Schweiz AG, Dietlikon – Emch+Berger AG, Bern – Ernst Basler + Partner AG, Zürich – Kiener + Wittlin AG, Zollikofen – Lombardi SA, Minusio – Nexans Suisse SA, Cortaillod – Rittal AG, Neuenhof – Rowa Tunnelling Logistics AG, Wangen/SZ – WEMO Montagetechnik, D-Eichenzell

Herausforderungen für die Schweizer Bauwirtschaft

Werner Messmer, Nationalrat
Zentralpräsident des Schweizerischen Baumeisterverbands

Sehr geehrter Herr Präsident Felix Amberg,
geschätzte Damen und Herren

Es ist für mich eine grosse Ehre, zur Eröffnung dieses Kongresses ein Referat halten und Ihnen die herzlichen Grüsse des Schweizerischen Baumeisterverbands überbringen zu dürfen. Dieser Anlass bedeutet für mich auch eine wohlthuende Abwechslung und die Möglichkeit, einige Stunden aus dem Bundeshaus auszubrechen. Wir Parlamentarier befinden uns ja mitten in der Sommersession. Dies soll nicht heissen, dass Sessionen nur langweilig seien. Je nach Thema ist es manchmal spannend, manchmal auch etwas Nerven aufreibend, hie und da nur schwer verständlich, was alles diskutiert und entschieden wird.

Es ist mir ein Bedürfnis, Ihnen zu Ihrem Programm zu gratulieren. Ich bin begeistert und beeindruckt vom gesamten Angebot. Herzliche Gratulation an die Verantwortlichen! Ich wünsche allen Teilnehmern spannende Referate und viel Vergnügen bei diesem vielfältigen Programm.

Gerne benütze ich die Anwesenheit von Herrn Peter Teusser, ihm und seinem gesamten Team im Namen des

Schweizerischen Baumeisterverbands aufrichtig zu gratulieren zu der hervorragenden Leistung, die sie in einem der grössten Projekte in der Schweiz, abgesehen vom Gotthard-Basistunnel, erbracht haben. Die Erstellung des Lötschberg-Basistunnels ist eine wahre Meisterleistung! Ich weiss, dass im Zentrum immer die handwerkliche Leistung steht. Der erfolgreiche Projektabschluss ist aber auch ein starkes Zeugnis für die Managementfähigkeiten, über die wir in unserem Land verfügen. Die Einweihung, die ich leider nicht persönlich erlebt habe, war ja verbunden mit einem eigentlichen Volksfest. Dies unterstreicht, dass auch unsere Bevölkerung Freude hat an diesem grossartigen Werk und stolz ist auf das, was wir in der Schweiz zu leisten imstande sind.

Im Rahmen meines Einführungsreferats erlaube ich mir, etwas aus der Thematik Ihres Kongresses auszubrechen. Sie werden sich ja im Anschluss zu Recht schwergewichtig mit Ihnen wichtigen Fachthemen befassen. Unter dem Titel «Herausforderungen für die Bauwirtschaft» möchte ich einige allgemeine Überlegungen zur aktuellen Lage der Bauwirtschaft anstellen und ein paar Probleme aufzeigen, wie sie mir vertraut sind und uns im SBV beschäftigen.

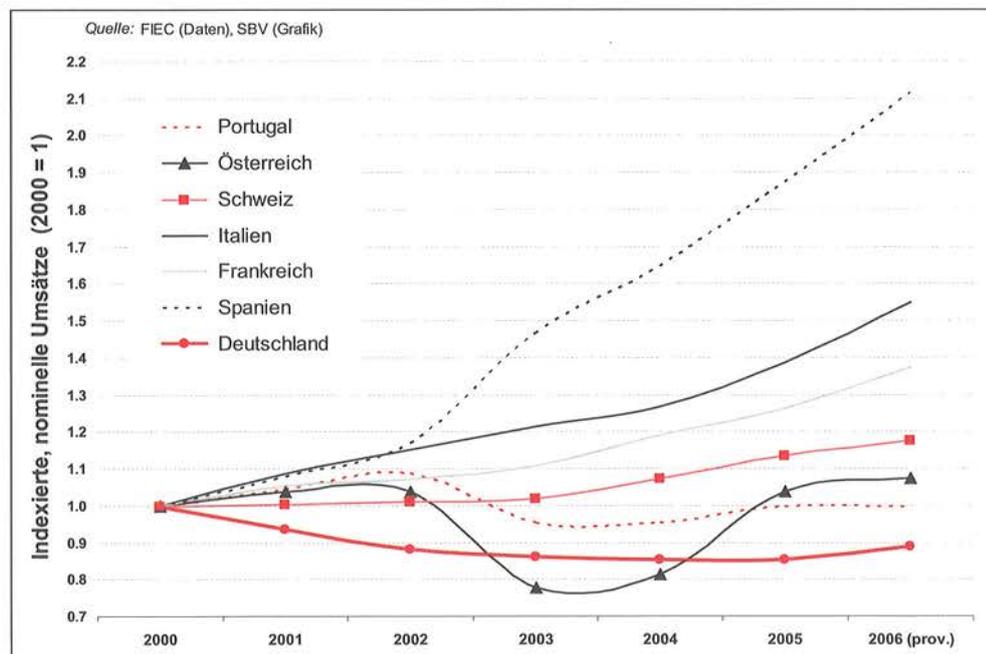


Bild 1: Entwicklung der Bauausgaben in ausgewählten Ländern.

Lage der Schweizer Bauwirtschaft

Die Entwicklung der Bauausgaben in ausgewählten europäischen Ländern (Bild 1) zeigt die Schweiz etwa im Mittelfeld. Ungünstig verlief die Konjunktur in Deutschland, das sich erst seit 2005 langsam erholt. Spanien schlägt enorm nach oben aus. Seit dem Eintritt in die EU hat Spanien massiv in den Ausbau der Infrastrukturen investiert. Dieser ist mehr oder weniger abgeschlossen. Heute erlebt Spanien jedoch einen Wohnungsbauboom ohnegleichen, der vor allem vom Zweitwohnungsbau genährt wird. Italien bewegt sich ebenfalls in einer Spitzenposition mit einer Spanien vergleichbaren Entwicklung. Hinter diesen Höhenflügen steckt also vor allem ein massiver Wohnungsbauboom, vergleichbar mit der Entwicklung in der Schweiz. Bekanntlich brachte uns 2006 wieder einmal ein Rekord-Umsatzjahr: Die gesamte Bauwirtschaft hat wieder über 50 Mia. Franken an Bauleistungen umgesetzt, was bei ei-

nem Bruttoinlandprodukt von ungefähr 460 Mia. Franken mehr als 10% entspricht. Ja, die Umsätze haben in der Schweiz in den letzten Jahren recht massiv zugenommen.

Die Zahlen zeigen deutlich, dass der allgemeine Tiefbau zu dieser positiven Entwicklung nicht sehr viel beigetragen hat. Die Zahlen stagnieren oder weisen sogar einen leichten Rückgang auf. Prägend war vielmehr der Hochbau (Bild 2). Dies wird besonders deutlich am Verlauf der Arbeitsvorräte, die seit 2003 stetig zugenommen haben (Bild 3).

Allerdings dürfte hier der Zenit erreicht sein. Die kontinuierliche Abnahme beim Tiefbau inkl. Tunnelbau stimmt nachdenklich. Auswirkungen der Entlastungsprogramme sind unverkennbar. Diese Signale gilt es ernst zu nehmen.

Nach aussen schwierig zu kommunizieren und in den Diskussionen mit den Gewerkschaften besonders wichtig ist

Bild 2: Umsätze in der Bauwirtschaft (Bauausgaben BfS)

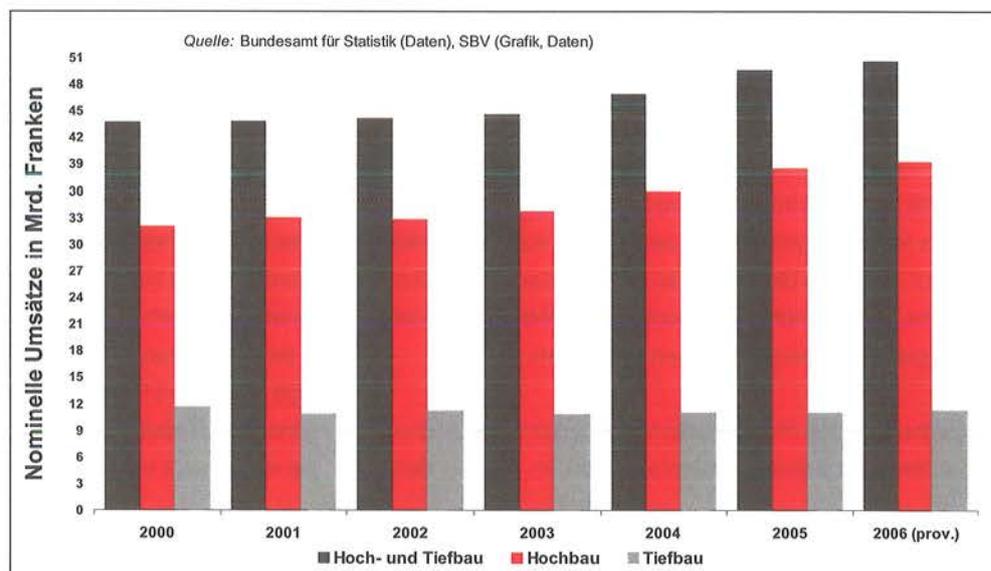
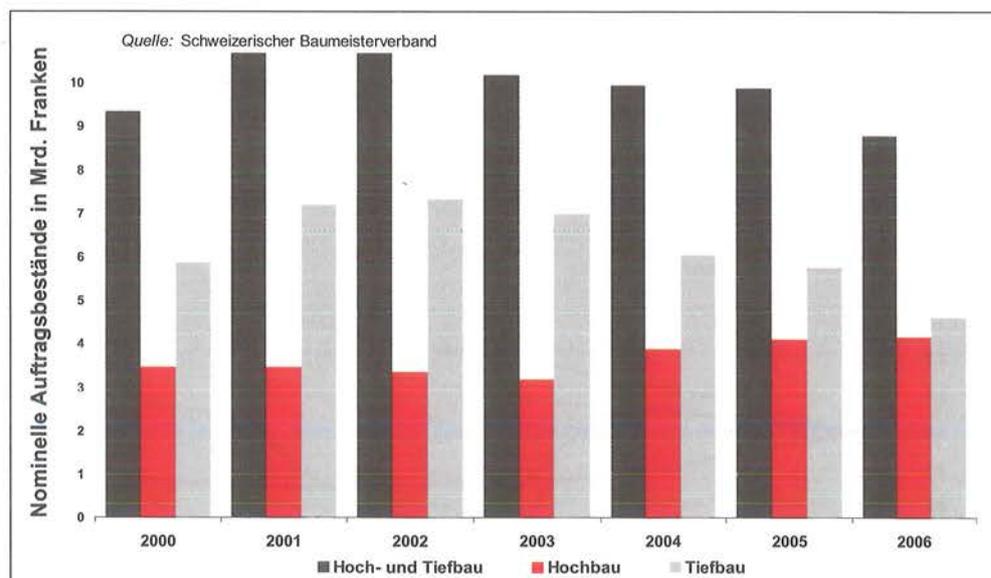


Bild 3: Auftragsbestände per Ende Jahr im Bauhauptgewerbe



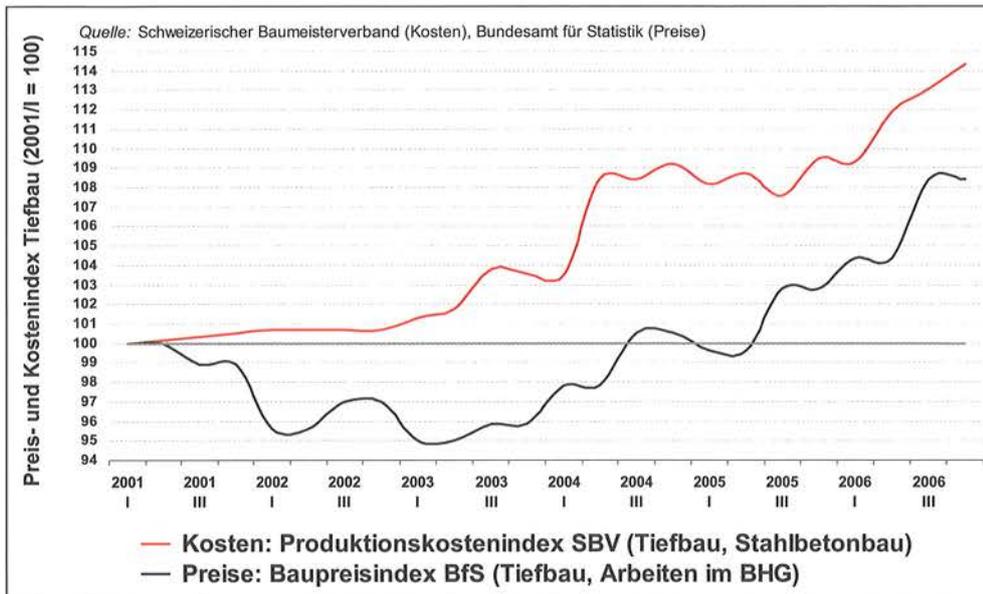


Bild 4: Kosten und Preise im Tiefbau (Arbeiten im Bauhauptgewerbe)

die divergierende Entwicklung von Kosten und Preisen (Bild 4): Zwar ist die Bauwirtschaft hervorragend ausgelastet, ja verzeichnet einen eigentlichen Boom, und trotzdem sind die Erträge ungenügend und stark unter Druck.

Die Entwicklung der Produktionskosten zeigt sprunghafte Ausschläge, so 2003/2004 wegen der Einführung des frühzeitigen (flexiblen) Altersrücktritts FAR. Die Preisentwicklung deutet darauf hin, dass dieser Kostenanstieg nicht oder nicht in vollem Ausmass überwältigt werden konnte. Einen nächsten Kostenschub verursachte die Stahlsteuerung, die etwas konsequenter durch Preis Anpassungen aufgefangen werden konnte. Entscheidend ist insgesamt die Differenz zwischen Kosten- und Preisentwicklung: Die Branche hat hier ein ernsthaftes, nur schwer zu lösendes Problem.

Schwieriges Umfeld

Die Bauhauptwirtschaft bewegt sich insgesamt in einem sehr schwierigen Umfeld. So weist sie z.B. nach wie vor zu viele Anbieter auf. Sie leidet nicht an Überkapazität, sondern vielmehr an der häufig zu grossen Zahl von Anbietern, welche auf dem Markt neu auftauchen und oft auch bald wieder verschwinden, jedoch kurzfristig die Preise ruinieren. Unsere Branche verzeichnet die meisten Konkurse der binnenmarktwirtschaftlich orientierten Branchen, aber auch die meisten Neugründungen. Der Mut vieler Leute erstaunt immer wieder, die beweisen wollen, dass sie es besser machen als andere. So gibt es Kader, die nach dem Konkurs ihrer Firma direkt neu einsteigen, selbstverständlich in eine vollständig «entschuldete». Die Folgen: ein noch härterer Konkurrenz-

kampf mit ungleichen Spiessen und eine sinkende Ertragskraft.

Auffällig im aktuellen Strukturwandel ist der immer umfassendere Einsatz von Temporärpersonal als Ersatz von Festangestellten sowie von gemieteten bzw. geleasteten Betriebsmitteln anstelle von gekauften. Insbesondere im Hochbau gibt es Unternehmen, die kaum mehr eigene Leute haben, kaum eigene Maschinen und Geräte besitzen, sich dennoch an grossen Projekten beteiligen und dann alle Betriebsmittel gemäss aktuellem Bedarf zumieten.

Ein dritter problematischer Aspekt ist die enorme Reglungsdichte. Sie beginnt schon bei den Ausschreibungen. Vergleichen Sie einmal heutige Ausschreibungen mit solchen von vor 20 oder 30 Jahren. Für kleinste Arbeiten werden Sonderregelungen geschaffen, Spezialitäten definiert, Sondervorschriften erlassen. Hinzu kommen all die Nachweise, die auch von renommierten Firmen minutiös zu erbringen sind, die (zu) zahlreichen staatlichen Auflagen und, was angesichts sich ausweitender Marktgrenzen immer deutlicher zu Tage tritt, die Probleme mit dem föderalen Vollzug. Zwar ist der föderalistische Staatsaufbau ein Erfolgsfaktor für die positive Entwicklung der Schweiz. Aber Föderalismus am falschen Ort ist extrem schädlich: Es gibt einfach zu viele Vorschriften und Bestimmungen auf Kantons- und Gemeindeebene, welche die Bauwirtschaft und auch die Bauherren unnötig einschränken. Hier ist das Mass des Erträglichen eindeutig voll. Es gab im Parlament Anläufe, Gegensteuer zu geben. Die Aufgabe erweist sich jedoch als sehr schwierig. Zudem bewegen wir uns auch noch im Spannungsfeld der Sozialpartnerschaft. Es bereitet grosse Mühe, heute von Sozialpartnern zu reden. Denn mit SozialPARTNERSchaft

hat die Entwicklung, wie wir sie in den letzten zwei Jahren erlebt haben, überhaupt nichts mehr zu tun.

Anspruchsvolle Herausforderungen

Entscheidend für die zukünftige Entwicklung der Bauwirtschaft ist, inwieweit es uns gelingt, günstige Voraussetzungen für das weitere Gedeihen zu schaffen, damit die Bauwirtschaft als Ganzes inkl. Tunnelbau wächst und Aussichten auf eine weiterhin gute Auslastung bestehen. Grundvoraussetzung dafür ist, dass die gesamte Volkswirtschaft wächst.

Die Bauwirtschaft ist davon abhängig, dass es anderen besser geht, damit sie investieren. Solange der Staat Defizite macht und Schulden anhäuft, ist der Spielraum für Infrastrukturbauten inkl. Tunnels minimal. Dies gilt für den Bund ebenso wie für die Kantone und die Gemeinden. Es braucht keine neuen Industriebauten oder Dienstleistungsgebäude, wenn die Wirtschaft nicht läuft. Der Wohnungsbau dümpelt dahin, wenn die Konsumentenstimmung getrübt und die Aussichten schlecht sind. Der Konsum macht in unserem Land 60% der Ausgaben aus, weshalb die Konsumentenstimmung für den Konjunkturverlauf massgebend ist.

Ein weiterer entscheidender Faktor ist die Qualität des Unternehmensstandortes Schweiz. Denn nur solange diese stimmt, wird in unserm Land produziert und weltweit exportiert. Es gehört deshalb zu unsern Pflichten, auch diejenigen der Baufachleute und des Baumeisterverbands, uns für einen attraktiven Wirtschaftsstandort Schweiz einzusetzen und dafür zu sorgen, dass er sogar noch etwas attraktiver wird im Verhältnis zu wichtigen Konkurrenzländern. Die Schweiz hat keine Bodenschätze (mit Ausnahme des Kieses), keine Kohle, kein Gold, kein Öl oder Gas. Die Schweizer Wirtschaft muss alles erarbeiten. Ihr Wohlergehen ist das Fundament. Für sie engagieren wir uns auch als Baumeisterverband in der Politik, in der Öffentlichkeit.

Ein besonderes Augenmerk gilt den öffentlichen Finanzen. Denn was bei einem strukturellen Ungleichgewicht passiert, zeigt die Betroffenheit der Infrastrukturbauer von den Entlastungsprogrammen. Die Budgetkürzungen betrafen vor allem den Tiefbau, d.h. die Investitionen in Infrastrukturbauten.

Noch 2007 machen die Kürzungen die erkleckliche Summe von 239 Mio. Franken aus! Dies sind die schmerzhaft-

ten Folgen eines dramatisch aus dem Gleichgewicht geratenen staatlichen Haushalts.

Tabelle 1: Bundesfinanzen – Entlastungsprogramme 03/04

in Mio. Fr.	2004	2005	2006	2007
Strassen	107	199	316	135
Bauten und Logistik		96	91	104
TOTAL	107	295	407	239

Dabei stehen wir und damit die Bauwirtschaft in der nächsten Zeit vor gewaltigen Herausforderungen. Dazu gehören die weiter zunehmenden Mobilitätsbedürfnisse, und zwar betr. Gütertausch und Personentransport. Die Fertigungstiefe der Produktion wird voraussichtlich weiter abnehmen, der Personen- und Güterverkehr wird ansteigen, auch wenn Grüne etwas anderes wollen und sagen und das Rad am liebsten zurückdrehen möchten. Es ist eine unbestreitbare Tatsache: Wir haben nach wie vor teilweise ungenügende Infrastrukturen trotz hervorragend entwickeltem Netz. Es gibt zu viele Engpässe, es fehlen noch Verbindungsstücke, es steigt der Unterhaltsaufwand für die in die Jahre gekommene immer stärker beanspruchte Infrastruktur. Wie steht es nun aber mit der Aussage u.a. des Clubs of Rome, in einer begrenzten Welt sei ein unbegrenztes Wachstum nicht möglich, deshalb auch nicht in einem begrenzten Land wie der Schweiz? Auch unser Land wird früher oder später an Grenzen stossen. Diese betreffen u.a. das Transportwesen, also die Mobilität. Warum also nicht einmal einen neuen Lehrstuhl schaffen mit dem Thema «intelligenter Logistik»? Wie kann physisch mehr transportiert werden, auch auf dem Bau, ohne die Belastung zu steigern? Wie können mehr Güter oder Personen in kurzer Zeit von A nach B gebracht werden, ohne die Infrastrukturen und die Umwelt zusätzlich zu belasten? Solcher Art sind die Herausforderungen, denen wir uns stellen müssen.

Ein zweiter begrenzender Faktor sind die Finanzen. Mit dem magischen Kürzel PPP für Private Public Partnership, also privaten Investitionen im öffentlichen Interesse und Auftrag, zeichnet sich ein möglicher Ausweg ab, der auch für uns Schweizer zunehmend Bedeutung erhält. PPP ist in anderen Ländern bereits viel weiter entwickelt und realisiert worden. Bei den konservativ denkenden Schweizern sind Fortschritte mit diesem neuen Ansatz etwas schwierig. Wir werden jedoch nicht darum herum kommen, uns damit auseinanderzusetzen und angepasste Lösungen zu finden.

Auch die Herausforderungen im Bereich Klima/Energie sind in der Bauwirtschaft ernst zu nehmen. Klimaschutz hat nachweislich Auswirkungen auf die Bauwirtschaft, auf die Materialien, die Technik, die Prozesse und Methoden. Im Zentrum steht für den Bau neben dem Einsatz alternativer Energiequellen die Steigerung der Energie-Effizienz. Nicht nur bei der Erstellung von Bauten und Infrastrukturen soll der spezifische Energieverbrauch sinken, sondern auch bei deren Nutzung. Die Politik ist gefordert, über geeignete Massnahmen freiwilliger Art, mit Förderinstrumenten und Anreizen, bei Bedarf auch mittels gesetzlicher Vorschriften die gesetzten Ziele zu erreichen helfen. Wichtiger Erfolgsfaktor wird die Kommunikation mit der Bevölkerung darstellen. Sie muss für das Thema sensibilisiert und veranlasst werden, klima- und energiebewusster zu handeln.

Schwierig anzupacken ist die Aufgabe, den Wust an Auflagen, Bedingungen, Vorschriften, Normen, Empfehlungen usw. einzuschränken oder zumindest nicht noch weiter ausufernd zu lassen. Wir brauchen generell einfachere Abläufe, einfachere Verfahren, damit wir uns auf unsere Kernaufgabe konzentrieren können und uns nicht immer stärken mit solchen Vorschriften auseinandersetzen müssen.

In der Gesellschaft droht generell eine Zunahme sozialer Spannungen. Verständlicherweise liegen uns die aktuellen Auseinandersetzungen mit den Gewerkschaften nahe. Konfliktreich sind aber ebenso allgemeine gesellschaftliche Spannungen. Der Kampf zwischen den Extremen nimmt zu. Diejenigen, die alles bewahren wollen, stehen solchen gegenüber, die alles und jedes vom Staat fordern nach dem Grundsatz der vollständigen Absicherung des Einzelnen durch die Gesellschaft unter dem Motto: «Ich habe ein Anrecht auf...!». Emotionale Auseinandersetzungen verursachen die explodierenden Spitzengehälter in z.T. unanständiger Grössenordnung, die von wenigen Managern in einzelnen Grossfirmen bezogen werden. Hier fällt es schwer, den aufgeheizten Diskussionen mit sachlichen Argumenten zu begegnen und das Phänomen auf seine tatsächliche Bedeutung zurückzuführen.

Zukunft der Sozialpartnerschaft

Schliesslich wird die Entwicklung der nächsten Monate und Jahre zeigen, ob das bisherige Modell der Sozialpartnerschaft zukunftsträchtig ist und in eine zeitgemässe Form der vertraglichen Regelung der Arbeitgeber-Arbeitnehmer-Beziehungen überführt werden kann. Damit ist kein Sozialabbau anvisiert. Wir können jedoch auf Ge-

werkschaften verzichten, die meinen, uns sagen zu müssen, welchen Wert zufriedene Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter darstellen und wie diese zu behandeln seien. Unser Kernanliegen ist mehr Flexibilität und unternehmerische Freiheit in einer Branche, die sich in einem schwierigen Umfeld behaupten muss. Das Bauhauptgewerbe ist mit Ausnahme des Tunnelbaus eine extrem wetterabhängige Branche, und das Gros des Baugewerbes ist sehr stark abhängig von Einflüssen, die wir nicht im Griff haben. Damit wird es zur logischen Konsequenz: Wenn die Unternehmer die notwendigen Freiheiten und die Flexibilität nicht über einen zeitgemässen Landesmantelvertrag erhalten, holen sich die Unternehmer diese Flexibilität auf dem Personalmarkt. Das Bauhauptgewerbe hat in den letzten drei Jahren trotz massivem Umsatzanstieg einige tausend Arbeitsplätze abgebaut. Im Gegenzug haben Temporärarbeitskräfte seit 2002 von etwa 5000 auf heute gegen 30'000 zugenommen. Der Fortgang dieser Entwicklung kann jedoch nicht die Lösung sein! Der Baumeister braucht Flexibilität, er braucht Anpassungsmöglichkeiten ohne grossen administrativen Aufwand. Dafür setzt sich der SBV ein. Leider sind noch nicht allen in unserem Land die Augen aufgegangen. Es gibt jedoch Grund zur Zuversicht, dass auch auf jener Seite die Einsicht reifen wird, die im Augenblick noch verblendet ist und an ideologischen Grundsätzen festhalten möchte, die nichts zu tun haben mit einer modernen Bauwirtschaft. Die Zukunft wird es weisen. Ich hoffe, sie sei rosig.

LÖTSCHBERGACHSE

Ein kurzer Rückblick und erste Erkenntnisse

Peter Teuscher, Dipl. Bauing. HTL/SIA
BLS AlpTransit AG, Thun

1. Vorwort

Das Referat erfolgte 6 Tage nach den Eröffnungsfeierlichkeiten und ich war beim Referat noch voller Emotionen, nach 17 Jahren Planungs- und Bauzeit, das Werk termingemäß, das heisst auf zwei Wochen genau wie 1998 prognostiziert, dem Betreiber zum Betrieb übergeben zu können. Es ist noch zu kurz, um einen abschliessenden Rückblick zu machen. Dazu braucht es mehr Distanz. Das letzte halbe Jahr war die grösste und komplexeste Zeit, parallel zu allen Fertigstellungsarbeiten, die Nachweise und Auflagen zu erbringen, damit das Bundesamt für Verkehr in der Lage war, die Betriebsbewilligung zu erstellen. Im Bericht wird in einer ersten Grobbeurteilung zu zeigen versucht, welches die wesentlichen Elemente waren, die zum erfolgreichen Projektabschluss führten.

Bild 1: Der Eröffnungszug durchfährt das Band beim Nordportal am 15. Juni 2007 um 10.34 Uhr



2. Die Organisation

Eine Stärke war sicher die bewusst gewählte schlanke Projektorganisation. Die BLS AlpTransit AG wurde gegründet, um das Werk als Ersteller zu realisieren. Das Schwerkgewicht der Arbeiten konzentrierte sich dabei auf die Ausführungsjahre 2000 – 2007. Die Erstellergesellschaft BLS AlpTransit AG soll nach Abschluss der Arbeiten per 1. Januar 2009 aufgelöst werden. Das heisst, sämtliche Mitarbeitende scheiden mit der Auflösung der Firma aus. Aus diesem Grunde haben wir uns entschieden, nur die Kernaufgaben einer professionellen Bauherrenorganisation selber wahrzunehmen und die restlichen Mandate wie Oberbauleitung, örtliche Bauleitungen etc. an Fachfirmen auszulagern. Welche Gebiete die Kernkompetenzen umfassen, ist aus Bild 2 ersichtlich. Gesamthaft waren dies inkl. Hilfspersonal dreissig Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter. Durch die schlanke Organisation war es unabdingbar, dass die einzelnen Fachgebietsleiter grosse Kompetenzen hatten. Jeden Montag fanden die Sitzungen des Teams statt, wo alle, inkl. der Finanz- und Terminverantwortlichen am Tisch sassen und die anfallenden Aufgaben rückblickend und vorausschauend besprachen. So konnten immer schnelle Entscheide gefällt werden, was für den Erfolg eines solchen Grossprojektes, wo an 7 Tagen im 24 Stunden Betrieb gearbeitet wurde, unabdingbar ist.

3. Risikomanagement

Zu Projektbeginn waren die Projektbeteiligten über das konsequente Risikomanagement noch nicht alle gleich

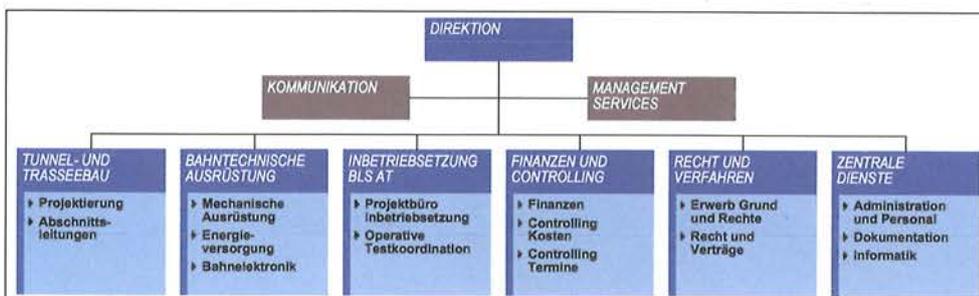
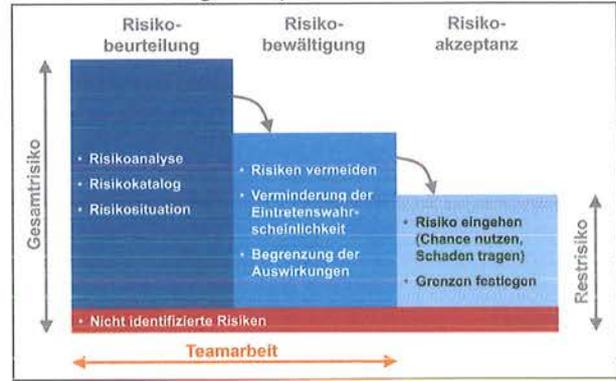


Bild 2: Die schlanke Bauherrenorganisation, wo die Kernkompetenzen wahrgenommen wurden. Inklusive des Hilfspersonals betrug im Mittel der Personalbestand 30 Personen.

sensibilisiert. Durch das stete Arbeiten daran sind jedoch die Kenntnisse der Methodik und das Verständnis dafür besser geworden und die Einsicht über die Notwendigkeit eines Risikomanagementprozesses hat sich ständig verbessert. Die Hauptrisiken wurden als sogenannte Q-Schwerpunkte bezeichnet und entsprechende Massnahmen vorbereitet. Während der Ausführung wurden sie stets überwacht und, wenn erforderlich, aktualisiert. Dieser Risikomanagementprozess hat sich für das Projekt positiv ausgewirkt und es konnte vieles vorgebeugt oder in richtige Bahnen gelenkt werden. Wie aus dem Bild 3 ersichtlich ist, ist dies eine Teamarbeit. Dazu gehören alle involvierten Bereiche (inkl. Unternehmer) dazu. Nur so erreicht man die notwendige Sensibilisierung, und die beteiligten Projektbeteiligten sind mit der kommenden Risikosituation vertraut und können rechtzeitig entsprechende Massnahmen vorausschauend treffen und richtig reagieren. Wie aus Bild 3 weiter hervorgeht, gibt es bei einem solch komplexen Bauvorhaben noch genügend nicht identifizierbare Risiken (roter Balken – z.B. die Setzungen von St. German). Ebenfalls ist sich die Bauherrschaft bewusst, welche Risiken sie tragen muss (Risikoakzeptanz). Ohne das geht es nicht. Beispielhaft und unabdingbar war sicher das Risikomanagement für die Bewältigung der Karststrecke in der Doldenhorndecke (vgl. hierzu Band 1, Seite 63 der FGU-Tagung 2002 und Band 2, Seite 27 der FGU-Tagung 2003).

Bild 3: Risikomanagementprozess

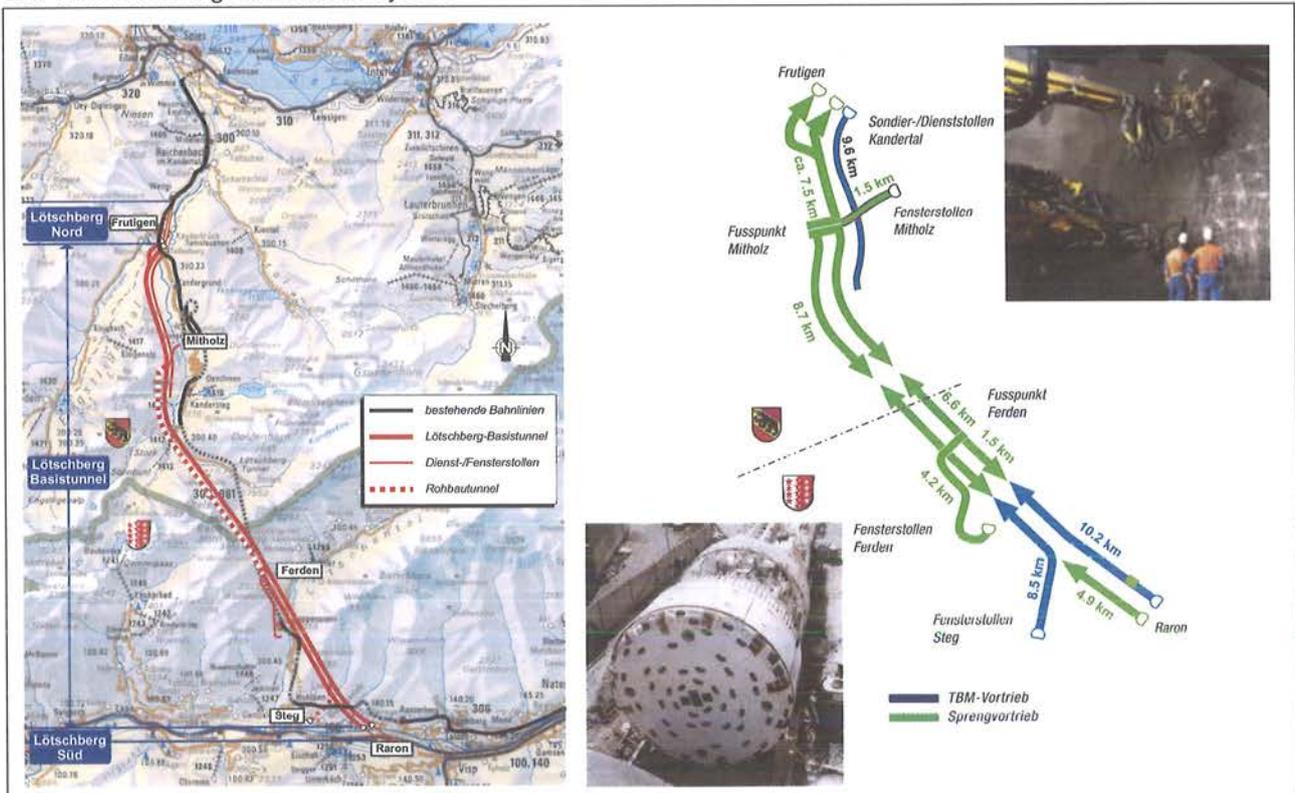


Rückblickend gesehen war das konsequente Risikomanagement sicher ein Teil des Projekterfolges.

4. Die Wahl der Linienführung und des Vortriebssystems

Es ist bekannt, dass sich am Anfang eines Projektes die grössten Risiken minimieren lassen. Wenn einmal die Linienführungswahl fix ist, so hat man aus den verschiedensten Gründen keine Chance mehr, davon abzuweichen. Aus dieser Erkenntnis heraus haben wir uns bereits in einer frühen Projektphase sogenannte «Leitplanken» als Planungsgrundsätze für die Entscheidungsfindungen zur Wahl der Linienführung und der Vortriebssysteme zugrunde gelegt (vgl. SIA-Publikation D 085 der Studientagung vom

Bild 4: Linienführung und Vortriebssystem



27. März 1992). Mögen diese Planungsrichtlinien vielleicht banal klingen, sie sind es nicht. Bei den unzähligen Projektanforderungen ist man froh, wenn man sich immer wieder an diesen elementaren Grundsätzen festhalten kann. Nachfolgend, weil bedeutend, sind diese aufgeführt:

- Linienführung in geologisch und hydrogeologisch günstigen Zonen
- Suchen nach der optimalen Lösung
- Gute Prognostizierbarkeit
- Vermeiden von Bereichen, wo grosses Prognoserisiko vorhanden ist
- Kleinhalten von Risiken
- Wo möglich und sinnvoll, konsequente Wahl der Lösung mit dem kleineren Gesamtrisiko
- Kurze Bauzeit
- Suche nach Linienführungen, welche Zwischengriffe ermöglichen
- Wo möglich, nicht zu hohe Felsüberdeckungen
- Geringere Gebirgstemperatur
- Bei gleicher Gebirgsformation und kleinerer Primärspannung, kleinere erforderliche Ausbauwiderstände
- Fallende Vortriebe nur in Zonen, wo das Prognoserisiko des Wassers gering ist
- Reduktion der Risiken und Kosten.

Bei diesen Diskussionen und Festlegungen war sicher ein Erfolgsfaktor, dass die Ingenieure und Geologen in derselben Vertragsgemeinschaft waren und eine stete enge Zusammenarbeit gewahrt war.

Rückblickend kann sicher festgehalten werden, dass diese «Leitplanken» ein weiterer Teil waren, die zum Projekterfolg führten. Es ergaben sich aus der Linienführung und der Wahl der vorgegebenen Vortriebssysteme keine negativen Überraschungen bezüglich Bauzeit und Baukosten (Ausnahmen waren die Setzungen in St. German

und die unerwartete Karbonzone im prognostizierten Gasterngranit. Diese zwei Ereignisse sind aber den im voraus nicht identifizierbaren Risiken zuzuordnen – vgl. Bild 3).

5. Geologie

Das geologische Prognoseprofil bildete eine der wichtigsten Grundlagen, um den Lötschberg-Basistunnel zu bauen (vgl. Bild 5).

Die Wahl der Linienführung und die Ermittlung der Kosten und der Bauzeit orientierten sich zum grossen Teil an dieser Prognose. Weitsichtig hat man bei der Suche nach der Linienführung gemeinsam zwischen Geologen und Ingenieuren der Erfassung des Gebirges genügend Zeit eingeräumt. Die Prognose basierte auf

- der Analyse und Interpretation der Gesteinsaufschlüsse an der Erdoberfläche
- den insgesamt 27 durchgeführten Sondierbohrungen
- den geologischen Aufzeichnungen von bereits bestehenden Tunnels: dem Sondierstollen Kandertal (gebaut 1994-1996), dem Lötschberg-Scheiteltunnel, dem Strassentunnel am Eingang des Lötschentals und den verschiedenen Kraftwerkstollen.

Die geologische Prognose hatte folgende Herausforderungen aufgezeigt:

- die Doldenhorndecke mit dem anschliessenden Autochthon Nord
- den Jungfrau keil
- die Faldumbach- und die Dornbachstörung
- das Karbon in Ferden
- die Trias-Zone unmittelbar hinter dem Portal Süd (Raron)

Bild 5: Das geologische Prognoseprofil

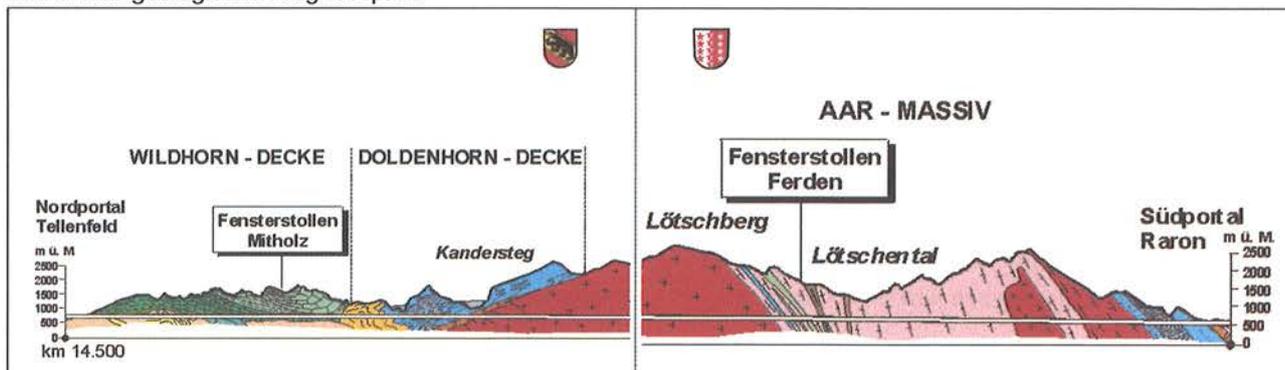
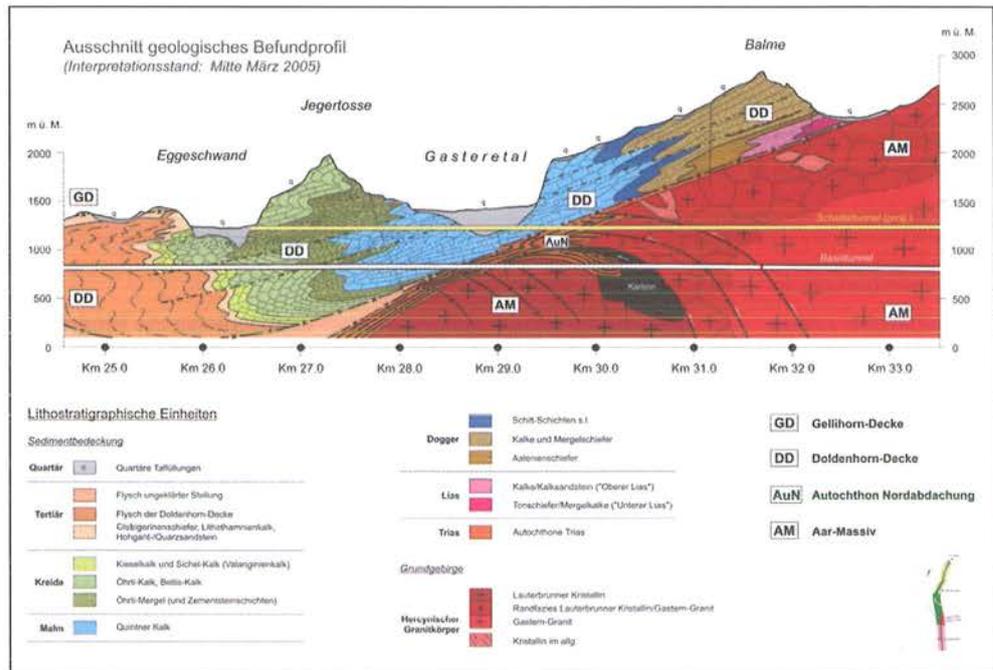


Bild 6: Geologie Befund im Bereich des Überganges von der Doldenhorn-Decke in das Aarmasiv mit dem Sedimentkeil des Karbons



Im Grossen und Ganzen hat die Beschreibung der geologischen, hydrogeologischen und tektonischen Verhältnisse dank den durchgeführten Untersuchungen und der Kenntnisse aus bestehenden Untertagebauten die tatsächlich vorgefundene Situation gut wiedergegeben. Auch das prognostizierte Gebirgsverhalten, so wie die Prognose der Gebirgstemperaturen ist eingetroffen, wobei das Gebirgsverhalten insgesamt wohl eher unproblematischer war als erwartet. Bewährt haben sich in kritischen Bereichen die, während des Baus durchgeführten Vorausbohrungen, um Aufschlüsse über die kommenden Gebirgsverhältnissen zu gewinnen.

Nach dem Durchschlag am 28. April 2005 liess sich die geologische Prognose aus dem Jahre 1998 mit dem tatsächlich angetroffenen Gestein, dem Befund, vergleichen.

Überrascht wurden die Tunnelbauer von zwei nicht prognostizierten Elementen: Am Nordrand des Gasterngranites traf man auf Sedimentgesteine des Karbons (Bild 6).

Im Süden führte das wie vorgesehen abdrainierte Karstwasser im Lias-Kalk des Autochthons Gampel-Baltschieder zu Setzungen im Dorf St. German (vgl. hierzu Band 1, Seite 95 der FGU-Tagung 2002).

Diese beiden Ereignisse zeigten einmal mehr, dass trotz umfangreicher Abklärungen Überraschungen im Untertagebau nie völlig ausgeschlossen werden können.

6. Der Vortrieb mittels Tunnelbohrmaschinen (TBM)

Eingesetzt wurden sowohl im Vortriebslos Steg wie Raron (vgl. Bild 4) je eine offene Hartgesteins-Gripper-TBM der neusten Generation der Firma Herrenknecht. Beide Maschinen haben erfolgreich, trotz härtesten Gesteinen, das Ziel termingerecht erreicht. Aus Bild 7 sind die wesentlichen Maschinendaten ersichtlich.

Bild 7: Die offene Gripper – TBM der Firma Herrenknecht mit den wichtigsten Kenndaten.



Aus Bild 8 und Bild 9 sind die erreichten Vortriebsleistungen ersichtlich, die ziemlich genau den Prognosen entsprachen.

Zusammengefasst darf festgehalten werden, dass die Wahl des Vortriebssystems richtig war und trotz Schwierigkeiten (wie z.B. Asbest) die Vertragsziele termingerecht erreicht wurden. Für detailliertere Informationen verweisen wir auf die Tagungsbände Band 1, Seite 79 der FGU-Tagung 2002; Band 2, Seite 13 der FGU-Tagung 2003 und Band 3, Seite 79 der FGU-Tagung 2004.

Bild 8: Vortriebsleistungen Los Steg

	• Vortriebsstrecke TBM gesamt	9'784 m
	• Mittlere, tägliche Vortriebsleistung	16.80 m
	• Maximale Tagesleistung	43.00 m
	• Maximale Monatsleistung	747.80 m
	• 2-Schichten à 8 Std. Vortrieb, 1-Schicht Wartung	

Bild 9: Vortriebsleistungen Los Raron

	• Vortriebsstrecke TBM gesamt	10'008 m
	• Mittlere, tägliche Vortriebsleistung	15.70 m
	• Maximale Tagesleistung	50.10 m
	• Maximale Monatsleistung	672.60 m
	• 2-Schichten à 8 Std. Vortrieb, 1-Schicht Wartung	

7. Der Sprengvortrieb

Im Baulos Mitholz (vgl. Bild 4) Vortrieb Richtung Süden war der Sprengvortrieb infolge der Karste in der Doldenhorndecke zwingend vorgeschrieben. Im Vortrieb Richtung Norden (Frutigen) sowie im Los Ferden war die Vortriebsmethode den Unternehmern freigestellt. Angeboten wurden nur Lösungen im Sprengvortrieb, was auch so erwartet wurde. Gerade im Sprengvortrieb führten diese Baulose zu neuen Innovationen, die sich auf die Leistungen und die Arbeitssicherheit und Arbeitshygiene sehr positiv auswirkten. Erwähnt seien hier die Hängebühnen, das Schutterkonzept, die Flüssigsprengstoffe mit den elektronischen Zündern, welche in der Schweiz erstmals im Fensterstollen Mitholz eingesetzt wurden (1995-1997). Vertiefere Informationen ersehen sie aus dem Band 1, Seite 63 der FGU-Tagung 2002.

Die erreichten Vortriebsleistungen sind aus Bild 10, Los Mitholz und Bild 11, Los Ferden ersichtlich.

Generell kann für alle Vortriebslose am Lötschberg-Basis-tunnel festgehalten werden, dass die erreichten Leistungen sehr gut mit den Prognosen des Vertrages übereinstimmten. Dies führen wir wiederum auf die gute Prognose der Geologie (vgl. Kap. 5) sowie auf die ausser-

ordentlichen Leistungen der Unternehmungen und der Maschinenhersteller zurück.

Bild 10: Vortriebsleistungen Los Mitholz

	• Vortriebsstrecke SPV gesamt	17'154 m
	• Mittlere, tägliche Vortriebsleistung	7.3 m
	• Maximale Tagesleistung	18.0 m
	• Maximale Monatsleistung	342.0 m
	• 7 Tage Vortrieb à 3 x 8 Std.	

Bild 11: Vortriebsleistungen Los Ferden

	• Vortriebsstrecke SPV gesamt	7'255 m
	• Mittlere, tägliche Vortriebsleistung	5.4 m
	• Maximale Tagesleistung	17.5 m
	• Maximale Monatsleistung	241.5 m
	• 6 Tage Vortrieb à 3 x 8 Std., 1 Tag Wartung plus 60 m Vorausbohrung	

8. Die Bahntechnische Ausrüstung

8.1 Generelle Bemerkungen

Für viele ist nach erfolgtem Ausbruch der Tunnel gedanklich fertig. Es gibt keine Probleme mehr und überhaupt, warum geht es so lange, bis die Züge durch den Tunnel fahren können? Dem ist schlicht nicht so. Dies waren wir uns alle bewusst und trotzdem wurden wir überrascht, wie schwierig die nächsten Phasen waren. Der Innenausbau, der Einbau der bahntechnischen Ausrüstung, die ersten Testfahrten, die Nachweise zur Erlangung der Betriebsbewilligung und das alles parallel unter Einhaltung der Arbeitssicherheit, Umstellung von der Baulüftung zur Betriebslüftung in Etappen und alles, ab dem Zeitpunkt des Durchschlages bis zur Eröffnungsfeier, innerhalb von 2 Jahren und 2,5 Monaten. Es gebührt allen Beteiligten ein grosses Lob, dass wir dieses Ziel erreichen konnten. Im Rahmen dieses Rückblickes kann nicht mehr auf alle Details eingegangen werden. Wir verweisen auf die einschlägigen Präsentationen im Band 2, Seite 37 und 51 der FGU-Tagung 2003, den Band 4, Seite 25 und 53 der FGU-Tagung 2005 und auf den Band 5, Seite 19 und 25 der FGU-Tagung 2006.

8.2 Die Containerlösung

Eine Besonderheit sei hier jedoch erwähnt. Dank dem Einbau der Bahntechnischen Einrichtung in Edelstahlcontainer (Bild 12) konnte mehr als ein Jahr Bauzeit gewonnen werden. Während im Tunnel noch gesprengt wurde, wurde in Bern bereits im alten Fabrikareal der von Roll AG mit Hochdruck unter industriellen Bedingungen an der Bahntechnischen Ausrüstung gearbeitet. Dieser Ort verfügte über ausreichend Platz, über praktische Krananlagen und über gute Zufahrten auf Strasse und Schiene. Er eignete sich deshalb besonders gut, um die 136 Edelstahlcontainer bereitzustellen, die inzwischen in den 12 Betriebzentralen eingebaut wurden und in deren Schutz wichtige Komponenten der Ausrüstung untergebracht sind. Im Januar 2004 wurden die ersten dieser 20-Fuss-Container in Bern angeliefert, um sie zu bestücken. Die einzelnen Container wurden bereits in Bern zu genau jenen Einheiten zusammengebaut und verknüpft, wie sie später in den Betriebzentralen montiert wurden. Nicht jede Betriebzentrale benötigt gleich viele Container. Der grösste Verbund besteht aus 8 Containern. Ende 2004 waren alle 136 Container in entsprechenden Kollektiven zusammengestellt. Damit war alles termingerecht bereit für die «Site-Acceptance-Tests» (SAT-Versuche), die Anfang 2005 gestartet wurden und die bereits Teil der Inbetriebsetzung waren. Ab Herbst 2005, nach Abschluss dieser Versuche, wurden die Container für den Transport an ihren definitiven Standort vorbereitet. Diese externe Fertigung schuf enorme Zeitgewinne, da die Montagearbeiten und Testreihen an einem überblickbaren, gut erreichbaren Ort und ohne Störungen durchgeführt werden konnten, dies parallel zu den Rohbauarbeiten. Ausserdem konnten die technischen Risiken durch diese frühen Tests erheblich reduziert werden.

Bild 12: Die in Bern montierten und ausgetesteten Edelstahlcontainer im Verbund in der Betriebszentrale Mitholz.

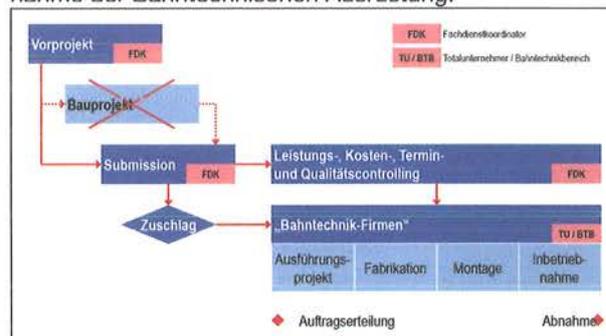


8.3 Die Projektphasen bei der Bahntechnischen Ausrüstung

Für die Erstellung des Vorprojektes haben wir ein Planermandat ausgeschrieben. Dieser Planer wurde von An-

beginn weg als Fachdienstkoordinator (FDK) bezeichnet. Der FDK ist eine Gemeinschaft von mehreren Planungsfirmen, die sich über die notwendige Erfahrung auf den verschiedenen Fachgebieten ausweisen können. Den FDK haben wir mit der Erstellung des Vorprojektes beauftragt. Das Vorprojekt wurde in enger Zusammenarbeit mit dem späteren Betreiber erstellt und auch durch ihn genehmigt. Den er ist es ja, der dann später im Betrieb mit den Anlagen leben muss. Nach Abschluss des Vorprojektes käme eigentlich die Phase des Bauprojektes. Aus Zeitgründen wurde jedoch auf die Phase Bauprojekt (vgl. Bild 13) verzichtet. Wir haben uns deshalb entschieden, auf der Basis der Vorprojektgrundlagen die Submission durchzuführen.

Bild 13: Die Projektphasen: Vom Vorprojekt bis zur Abnahme der Bahntechnischen Ausrüstung.



Die Bahntechnikfirmen hatten dabei die Phasen Ausführungsprojekt, Fabrikation, Montage und Inbetriebnahme zu offerieren, resp. dann auszuführen. Die einzelnen Leistungen wurden in Leistungsmodulen Planung und Leistungsmodulen Ausführung aufgeteilt. Das Leistungs-, Kosten-, Termin- und Qualitätscontrolling oblag dann im Sinne einer Oberbauleitung wieder dem FDK.

8.4 Das gewählte Vertragsmodell

Während beim Rohbau die Losaufteilung nur nach den Vortriebsarten möglich war, hatte man sich schnell einmal entschieden, dass bei der Bahntechnischen Ausrüstung die Losaufteilung nur nach Fachgebieten über die ganze Tunnelstrecke möglich ist. Es wäre kaum möglich, ein Fahrleitungslos Nord und ein Fahrleitungslos Süd zu haben. Die Schnittstellen und die Verantwortlichkeiten für das gesamte System wären nicht mehr zu bewältigen gewesen und es macht auch keinen Sinn. Nachdem dieser Entscheid klar war, ging es darum festzulegen, ob man Einzelgewerke ausschreibt und die Bauherrschaft zusammen mit seinen Hilfspersonen dann die Koordination übernimmt. Als Alternative kam nur das Totalunternehmermodell in Frage. In einer umfangreichen Risikoabklär-



Bild 14: Aufteilung der Lose, Anzahl Angebote und welche Firma zu welchem Preis den Zuschlag erhielt (Teil 1).

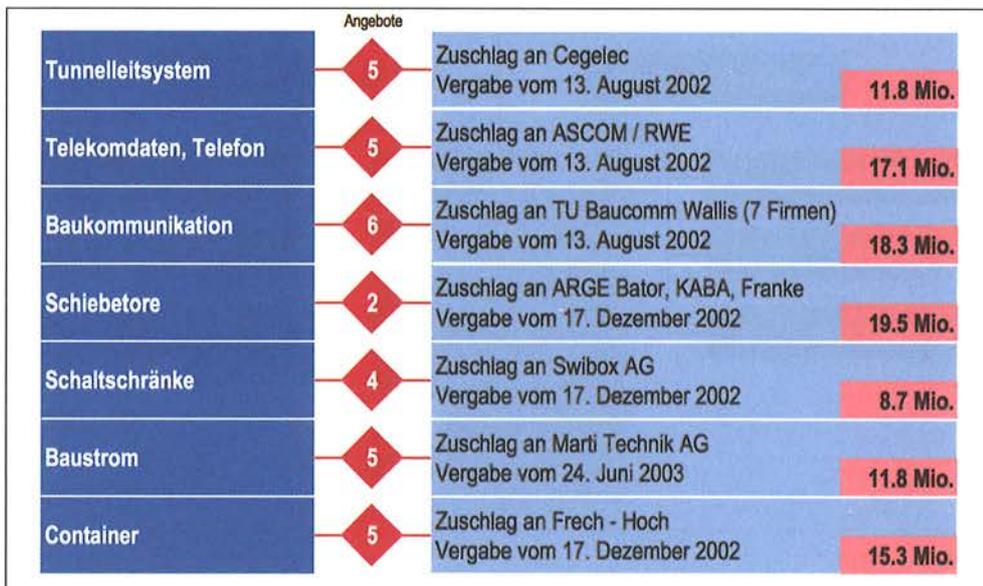


Bild 15: Aufteilung der Lose, Anzahl Angebote und welche Firma zu welchem Preis den Zuschlag erhielt (Teil 2).

ung haben wir die Varianten geprüft und uns klar für das Totalunternehmermodell entschieden. Nachteilig erschien uns aber dabei, dass wir vermuteten, nur 1 bis 2 Angebote zu erhalten und bei den für einen Zuschlag in Frage kommenden Unternehmung Unterakkordanten dabei sind, die nicht in das Konzept des Betreibers passten. Wir haben uns dann aus diesem Grunde entschieden, die untrennbaren Leistungen wie Führung und Koordination, Fahrbahn, Fahrleitung, Kabelanlagen und Transporte in einem sogenannten Los Grundausrüstung als Totalunternehmermandat auszuschreiben. Die restlichen Fachgebiete haben wir als Einzelgewerke ausgeschrieben. Aus Bild 14 und Bild 15 ersehen sie die einzelnen Lose wie sie Ausgeschrieben wurden.

Wie sie daraus leicht ersehen können, haben wir so sehr viele Angebote erhalten und der Wettbewerb hat auf allen Stufen gespielt. Wir haben aber bereits in den Aus-

schreibungen den Bietern signalisiert, dass die Bauherrschaft die Absicht hat, Fusionsverhandlungen zu führen. Das heisst, die einzelnen Fachgebiete sollen mit der Firmengruppe fusioniert werden, die mit dem Los Grundausrüstung beauftragt wird. Die einzelnen Firmen sahen in dieser Lösung durchaus Vorteile, da sie erwarteten, dass die Koordination und die Schnittstellenplanung einfacher wird. Dies war (leider) aus den verschiedensten Gründen nicht bei allen Losen möglich, aber wie sie aus Bild 16 ersehen können, ist dies mit den meisten Firmen gelungen.

Die Fusionsverhandlungen waren nicht einfach und standen unter hohem Zeitdruck, aber dank dem grossen Engagement des Totalunternehmers des Loses Grundausrüstung (TU ABL) ist es geglückt. Wie sich dann das definitive Organigramm für die Bahntechnische Ausrüstung präsentiert, können sie aus Bild 17 ersehen.

Bild 16: Das Bild zeigt, welche Fachgebiete mit dem Totalunternehmer «Grundausrüstung» fusioniert werden konnten.

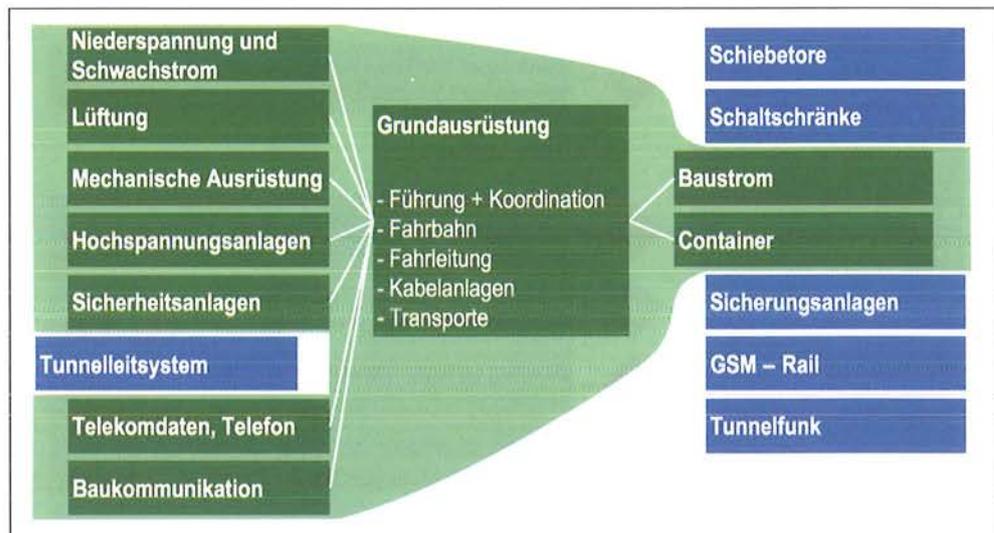
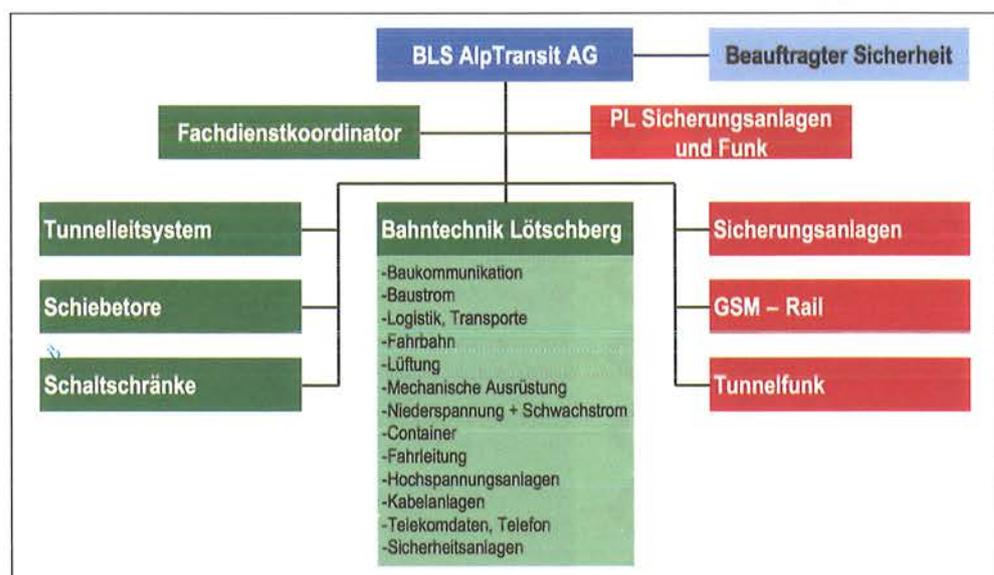


Bild 17: Das Organigramm der Bahntechnischen Ausrüstung



8.5 Erfahrungen, Erkenntnisse

Nun was waren rückblickend die Erfahrungen, die wir gemacht haben:

- Wir hatten einen Wettbewerb bei allen Fachbereichen
- Fusion der Fachbereiche zu einem TU war anspruchsvoll und risikoreich (Vertrag → 75 Ordner)
- Konflikt funktionale/detaillierte Ausschreibung
- TU Modell hat sich bewährt – mit Einzellosen wären wir gescheitert
- Der TU wollte das Ziel erreichen und hat dem alles untergeordnet – hätten alle nach dem Lehrbuch gearbeitet, wären wir gescheitert
- Ein Bauunternehmer als Federführende Firma hat sich bewährt
- Fachbereiche über das ganze Objekt ist zwingend – nicht noch längs des Tunnels verschiedene Lose
- Containerlösung war ein grosser Vorteil

- Paralleler «Strassentunnel» (Weströhre im Abschnitt Mitholz-Ferden) hatte für die Ausrüstung grosse Vorteile
- Früher Einbezug des Betreibers

Was würden wir das nächste Mal vermutlich anders machen?

Prüfen, ob die Lose Baustrom, Baukommunikation, Türen und Fahrbahn nicht bereits den Rohbaufirmen zugeteilt werden könnten.

Vorteile:

- Viel weniger Schnittstellen
- Wenn der Bahntechniker beginnt, stehen ihm Strom, Kommunikation, Türen und die Schiene, zur Verfügung

9. Erkenntnisse aus der Terminplanung

Wenn in der Leistungsvereinbarung vom 19. September 2000 (berücksichtigt Projektstand August 1999) zwischen dem Bund und dem Ersteller, der BLS AlpTransit AG, als Terminziel Ende Mai 2007 vereinbart wurde und die Eröffnung am 15. Juni 2007 mit einer Verspätung von 2 Wochen stattfindet, dies bei einer Prognosedauer von 7 Jahren, darf man sicher von einer Meisterleistung aller Projektbeteiligten sprechen.

Wo liegen die Gründe dafür, dass dies möglich wurde:

- Konsequenter Druck auf die Einhaltung der Termine durch die Projektleitung vom ersten bis zum letzten Tag.
- Das Termincontrolling war ständiges Traktandum an allen Sitzungen.

- Wo Verzögerungen eintraten, wurde das Programm umgehend mit Beschleunigungsmassnahmen gestützt.
- Waren Verzögerungen unumgänglich, wurde durch Umplanungen das Vorgehen und die Abläufe geändert, bis man wieder auf Kurs war.
- Die Terminplanung war bei den Kernaufgaben vom Detailablauf auf der Baustelle bis zur Konsolidierung im Gesamtprogramm durchgängig (vgl. Bild 18).

Die Informationen aus den Detailterminplänen wurden konsolidiert und in das Gesamtprogramm (Zeit-Weg) übernommen (Bild 19), welches den eigentlichen Projektsteuerungsplan für die übergeordneten Abläufe bedeutete. Iterativ führte auch der Weg mit neuen Vorgaben wieder zurück in die Detailterminpläne der Baustelle.

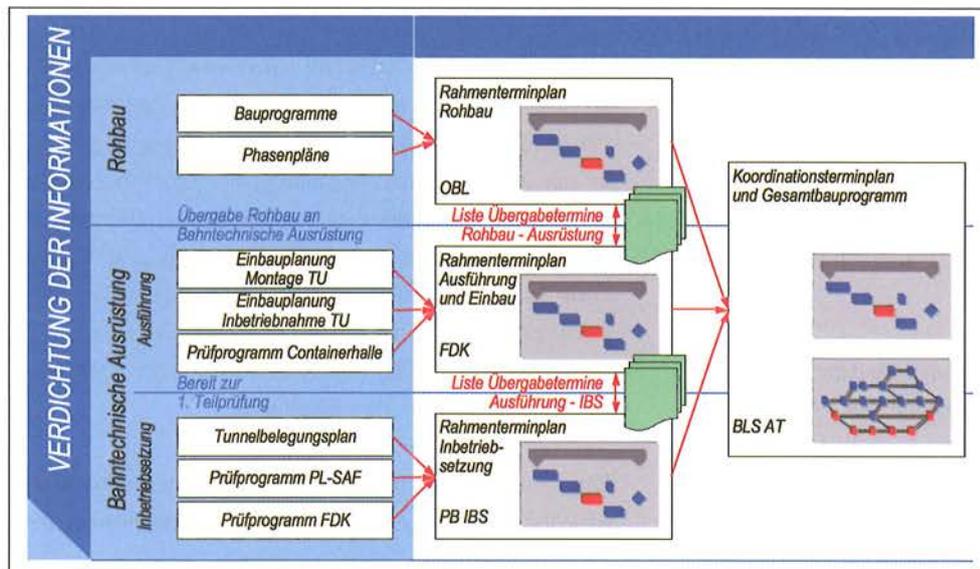


Bild 18: Der Informationsfluss der Termine als Grundlage für die Projektsteuerung

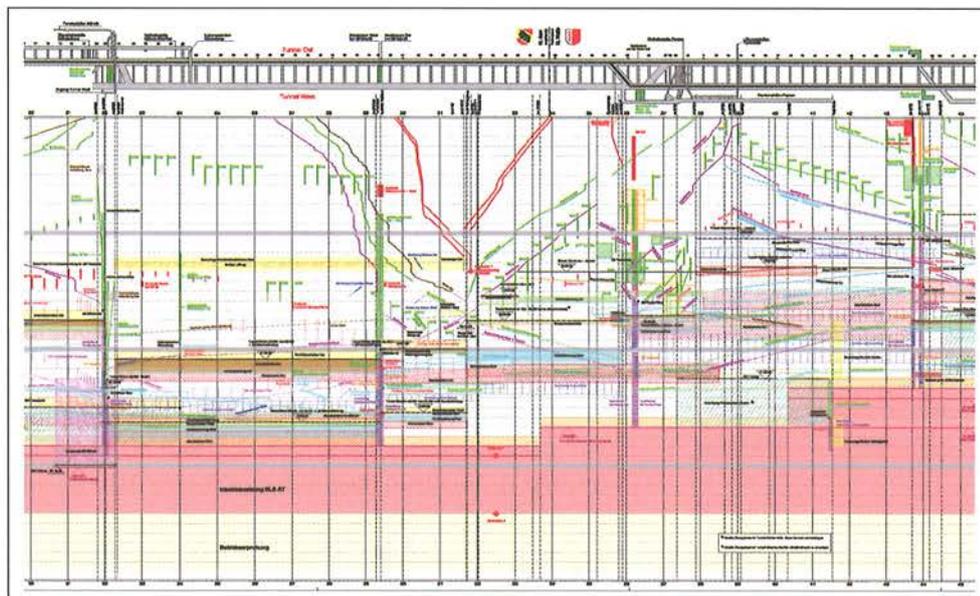


Bild 19: Ausschnitt aus dem Gesamtterminprogramm (Zeit/Weg) als Grundlage für die Projektsteuerung

Eine spezielle Herausforderung war die Terminsteuerung in der Phase der Inbetriebsetzung. Oft waren mehr als 20 verschiedene Fachequipen im Tunnel, deren Einsatz mit dem Testbetrieb koordiniert werden musste. Dies erforderte den Einsatz von sogenannten Belegungsplänen, wo geregelt wurde, wer, wann, wo, wie lange sein kann. Der Planungsvorlauf dafür war gross und die einzelnen Equipen mussten ihre Tätigkeiten weitsichtig planen, damit sie im Belegungsplan rechtzeitig berücksichtigt werden konnten.

Detailliertere Informationen über die Terminsteuerung beim Lötschberg-Basistunnel können sie aus dem Band 4, Seite 25 der FGU-Tagung von 2005 entnehmen.

Ein grosser Vorteil war sicher auch, dass wir eine hohe Projektsicherheit hatten. Dafür hat der Bund die Grundlagen geschaffen. Oft werden Projekte durch Verfahren, Bewilligungen oder Finanzierungsprobleme in der termingerechten Abwicklung verzögert. All dies war beim Lötschberg-Basistunnel nicht der Fall. Wir hatten nach der FinöV-Abstimmung Ende 1998 eine hohe Projektsicherheit und die Finanzierung war jederzeit gewährt. Ein Dank geht also auch an die Organisationen des Bundes, die dazu die Basis gelegt haben.

10. Die Kosten

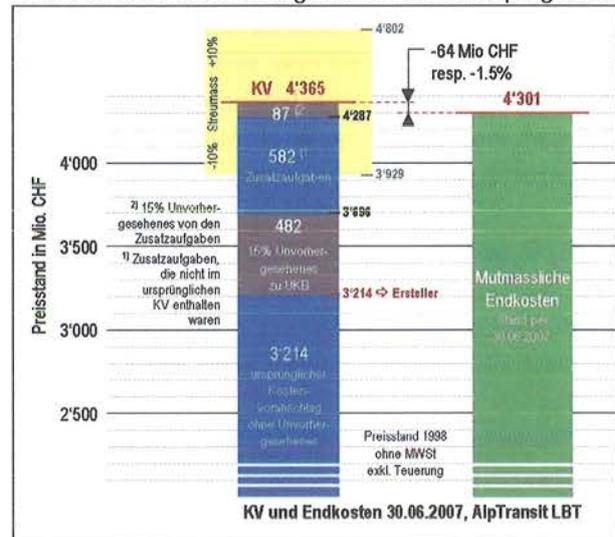
Detailliert wurde über die Kosten und die Kostenentwicklung dieses Grossprojektes anlässlich der FGU-Tagung im Jahre 2006 informiert (vgl. Band 5, Seite 11). Ein Jahr später dürfen wir sagen, dass wir die Endkostenprognose durch Auflösen von Risikopositionen, die nicht aufgetreten sind, bestätigen resp. sogar leicht senken konnten.

Bei einem Bauwerk mit einer so langen Projektdauer ist es unabdingbar, das Projekt laufend dem neuesten Stand der Technik und den jeweils neuesten Erkenntnissen in den Sicherheitsbelangen anzupassen. Diese Bestellungen gehören aber in der Hauptsache in den Verantwortungsbereich des Bestellers. Beim Lötschberg-Basistunnel wurden in diesem Sinn Projekterweiterungen im Betrag von 582 Millionen Franken (Preisbasis 1998) realisiert. Es sind dies nicht Mehrkosten im üblichen Sinn, sondern es sind Mehrbestellungen im Vergleich zur ursprünglichen Leistungsbezugsbasis. Diesen Mehrbestellungen steht auch ein Mehrwert gegenüber, um den das Projekt verbessert wurde.

Die Grafik in Bild 20 sagt Folgendes aus: Wir hatten eine ursprüngliche Bestellung (Leistungsbezugsbasis) von

3214 Millionen Franken. Dieser Wert weist vereinbarungsgemäss keine Massenreserven und keine Beträge für Unvorhergesehenes aus.

Bild 20: Kostenvoranschlag versus Endkostenprognose.



Addiert man dazu 15% für Unvorhergesehenes (482 Millionen Franken), ergibt sich ein Betrag inkl. Reserven von 3696 Millionen Franken. Das Projekt wurde gegenüber der ursprünglichen Bestellung in verschiedenen Stufen um 582 Millionen Franken für Zusatzaufgaben erweitert (Verbesserungen für Bevölkerung und Umwelt sowie Zusatzinvestitionen für die Erhöhung der Sicherheit und Anpassungen an den Stand der Technik). Dieser Wert enthält ebenfalls keine Massenreserven oder irgendwelche Beträge für Unvorhergesehenes.

Zählt man alles zusammen, ergibt sich entsprechend der aktuellen Bestellung eine Kostenvoranschlagssumme (KV) von 4'365 Millionen Franken. Diese hat eine Genauigkeit (Streumass, gelb dargestellt) von $\pm 10\%$. Vergleicht man nun diesen Wert KV mit den mutmasslichen Endkosten von 4301 Millionen Franken (grüner Balken), weist das Projekt Lötschberg-Basistunnel Minderkosten von 64 Mio. CHF, respektive etwa - 1,5%, aus.

Erkenntnisse zu den Kosten der Sicht des Erstellers

Bei der nachfolgenden Auflistung handelt es sich um Feststellungen der BLS AlpTransit AG am Schluss eines Grossprojektes mit einer sehr langen Realisierungsdauer: Die ersten Projektstudien begannen im Jahr 1990 mit Linienführungsvarianten. Der eigentliche Projektstart war 1999 nach der Zustimmung des Schweizervolks zur Finanzierung. Die Ausrüstungsarbeiten für die Bahntechnik begannen Ende 2004. Der Hauptdurchschlag des Lötschberg-Basistunnels fand am 28. April 2005 statt. Die Testfahrten im Südabschnitt begannen am 6. Juni 2006. Die

Übergabe des Werks an den Betreiber erfolgte am 15. Juni 2007. Die Reihenfolge in der nachfolgenden Auflistung der Erkenntnisse ist willkürlich.

Die Vorgaben des Bundes mit der NEAT Controlling-Weisung (NCW) haben sich bewährt.

Die klare Regelung der Teuerung (T1, T2, T3) erlaubt eine saubere Rückverfolgung der aktuellen Ist-Kosten zur Kostenbezugsbasis (UKB 1998).

Die Vorgabe der Projektstruktur war zwingend notwendig. Jedoch birgt eine zu feine Gliederung die Gefahr, dass die Übersicht in der Datenmenge und damit die Transparenz verloren geht. Es bedeutete auch einen grossen Aufwand auf allen Stufen, um die Kosten zu erfassen und das Controlling durchzuführen. Eine Vereinfachung wäre anzustreben, ohne dass sich damit das Controlling verschlechtern würde. Bewährt hat sich das Controlling betreffend die einzelnen Verträge.

Das Änderungswesen hat sich etabliert. Wir sind mit den rund 1500 dokumentierten Änderungen jederzeit in der Lage, aufzuzeigen, was sich gegenüber der Kostenbezugsbasis von 1998 verändert hat. Die Unterscheidungen nach A- und B- Änderungen war anfangs fraglich, da beide durch den Bund finanziert werden mussten. Dank dieser Einteilung kann jedoch heute einfach nach Mehrleistung und Mehrkosten unterschieden werden.

Die Kompensationsplanung gemäss den Vorgaben in der NEAT-Controlling-Weisung wirkte sich positiv aus. Auf allen Stufen wurde durch Vorgabe von Fixtraktanden in den Sitzungen immer darauf hingewiesen, nach Einsparungen oder Vereinfachungen zu suchen.

Es brauchte eine harte Führung: An fast allen Besprechungen kam der Antrag, etwas zu realisieren, mit dem Argument, dass das ja nur ein paar Promille der Endkosten bedeutet. Wenn man mit solchen Zusagen beginnt, nehmen die Kosten unkontrolliert zu.

Die ursprünglich vorgesehenen Reserven für ein solch komplexes Grossprojekt mit hohen Risiken betrachten wir nachträglich als zu tief. Es gab damals Stimmen, die beantragten, die Reserven zu erhöhen. Es war letztendlich auch eine politische Entscheidung, diesen Wert nicht zu hoch anzusetzen, damit man nicht Mittel im Finanzhaushalt des Bundes bindet. Eine Anpassung könnte dann, falls notwendig, über Nachtragskredite erfolgen.

Zu wenig hat man bei der Festlegung der Reserven berücksichtigt, dass sich solche Projekte weiterentwickeln. Vorschriften ändern (Arbeitsrecht, Umweltschutzaufgaben, neue Vorgaben bezüglich Sicherheit und Anpassungen an den Stand der Technik wie das neue Signalisierungssystem ETCS Level 2). Alleine diese Ausgaben betragen 9% der ursprünglichen Kostenbezugsbasis.

Rückblickend betrachtet hätte man für alle Mehrleistungen und Mehrkosten beim Lötschberg-Basistunnel etwa 34% Reserven auf den ursprünglichen Kostenvoranschlag (UKB) von 3214 Milliarden Franken aufrechnen müssen.

Die schlanke Projektorganisation ohne viele Hierarchiestufen hat sich positiv ausgewirkt. Die Projektsteuerung für die Kosten und Termine einschliesslich des Controllings war auf ein paar wenige Personen verteilt, was zu einem hohen Verantwortungsbewusstsein führte.

Die Kosten für die Gesamtleitung (Aufwendungen des Erstellers für Löhne und Lohnnebenkosten) wurden in der Phase Vorprojekt auf 3% geschätzt. In der Phase Bauprojekt wurde dieser Wert auf 4% erhöht. Dank einer schlanke Bauherrenorganisation betragen diese Aufwendungen effektiv nur 3% der mutmasslichen Endkosten.

Die Kosten für die Planungen wurden ursprünglich für die Untertagearbeiten mit 10% veranschlagt und für die Aussenarbeiten auf 15% geschätzt. Effektiv über das ganze Projekt betragen die Planungskosten 10,5% der mutmasslichen Endkosten (der Planungsanteil für die bahntechnische Ausrüstung ist darin nicht enthalten).

Wichtig war die Termintreue. Im Jahr 2000 wurde der Termin mit dem Bund in der Terminbezugsbasis für die Übergabe an den Betreiber per Ende Mai 2007 festgelegt. Heute, 7 Jahre später, musste der Termin um nur zwei Wochen, auf den 15. Juni 2007, verschoben werden. Damit dies möglich wurde, mussten bei Baustellen mit Verspätung Beschleunigungsmassnahmen ausgelöst werden. Diese waren in der Regel kostenwirksam; insgesamt wirkten sie sich jedoch positiv aus, da bei all diesen Schnittstellen mit Vertragsterminen Folgekosten vermieden werden konnten (zum Beispiel Stillstandskosten).

11. Fazit

Der Lötschberg-Basistunnel ist mit seinen 34,6 km Länge aktuell der drittlängste Tunnel in der Welt. Komplexe Geologie, hohe Überlagerungen und Gebirgstemperaturen, hohe Sicherheitsanforderungen, komplexe Hydrogeologie. Eine Vielzahl von grossen Risiken wurde erfolgreich bewältigt. Auf zwei Wochen genau im Termin, wie vor 7 Jahren vorausgesagt. Wenn man die nachträglich bestellten Zusatzinvestitionen berücksichtigt (vgl. Bild 20) ist auch das Kostenziel nicht überschritten worden. Sicher ein Erfolg!

Hatten wir am Anfang grössten Respekt vor der verantwortungsvollen Aufgabe, so sind wir Schritt für Schritt mit dem Projekt gewachsen und vertrauter damit geworden. Man sah das Gebirgsmodell, die Projektidee und die Risiken jederzeit vor Augen. Eine Gefahr, die man erkannt hat, ist keine Gefahr mehr. Immer mehr Projektbeteiligte sind dazugekommen, die Schnittstellen und die Anforderungen an die Organisation und das Controlling wurden immer komplexer. Die Projektaufsicht des Bundes mit den vielen Prüfstellen war so umfangreich, wie noch bei keinem anderen Projekt dieser Form. Alles mit dem Ziel, Vertrauen zu schaffen. Denn noch nie hat das Schweizervolk einen ähnlich hohen Kredit gesprochen, wie mit dem Finanzierungsbeschluss vom November 1998. Die Verantwortung, mit «fremdem» Geld zu bauen, war uns jederzeit bewusst und bestimmte unser Handeln. Der Wille des Soveräns war und ist es, die Umlagerung des Verkehrs von der Strasse auf die Schiene zu erreichen. Wir haben dazu den Grundstein gelegt.

Zitat von J. W. Goethe:

Der Bauende soll nicht herumtasten und versuchen; was stehen bleiben soll, muss recht stehen und, wo nicht für die Ewigkeit, doch für geraume Zeit genügen. Man mag doch immer wieder Fehler begehen, bauen darf man keine!

Die «geraume» Zeit ist bei unserem Projekt mit 100 Jahre ohne grösseren Erhaltungsaufwand vorgegeben. Fehler haben wir keine gebaut. Wir haben im Sinne von J. W. Goethe gehandelt und dürfen heute gemeinsam festhalten, dass wir dieses Ziel dank allen Projektmitarbeitenden und denen, die uns auf diesem Weg unterstützten, erreicht haben und eine grossartige Leistung erbracht wurde. Herzlichen Dank an alle!

GOTTHARDACHSE

Halbzeit an der Gotthardachse – Ein Blick zurück auf die vergangenen 15 Jahre

Peter Zbinden, Dipl. Bauing. HTL
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

Obwohl im Wilhelm Tell von Friedrich Schiller die Frau Gertrud von Landamann Stauffacher zu ihm sagt: «Schau vor Dich Werner und nicht hinter Dich», bin ich überzeugt, dass nur mit einem Blick zurück aus gemachten Erfahrungen gelernt werden kann. In diesen Ausführungen beschränke ich mich auf drei Verbesserungsvorschläge, die mir wesentlich scheinen und über welche bisher wenig oder nichts ausgesagt wurde. Es sind dies:

1. Das bisher eingetroffene geologische Risiko
2. Die notwendige Zeit für das Vorliegen der Baubewilligungen
3. Der Umgang mit eingestellten Reserven

Selbstverständlich gibt es noch weitere Bereiche, über die berichtet werden sollte, damit unsere Nachfolger unsere Fehler nicht wiederholen. Der hier zur Verfügung stehende Platz reicht dafür aber nicht aus.

1. Das bisher eingetroffene geologische Risiko

Betrachtet man das 1992 erstellte Risikoprofil (blau) der bekannten und unbekanntenen Gefahren (Bild 1) und vergleicht man dieses mit den bis heute eingetroffenen geologischen Schwierigkeiten, so fällt folgendes auf:

1. Die in den Jahren 1989 bis 1992 erkannten geologischen Grossrisiken Intschizone, Tavetscher Zwischenmassiv, Urseren-Garvera Zone und das Bergsturzgebiet Ganna di Bodio wurden erfolgreich innerhalb der Kosten und Termine durchfahren.

Die Piorazone steht noch bevor und dürfte nach dem heutigen Stand der Kenntnisse in diese Kategorie eingeteilt werden.

Unter Berücksichtigung des damals angegebenen Streumasses von 25% für die geologische Unbekannte ergibt dies folgende Gesamtkosten für den Gotthard-Basistunnel 1992 (Preisbasis 1991):

Investitionskosten gemäss Botschaft 23.5.1990 und Beschluss 4.10.1991:	ca. 6,20 Mia. Fr.
Streumass für die Geologie ca. 25%:	ca. 1,55 Mia. Fr.
Total Gesamtkosten Gotthard-Basistunnel:	ca. 7,75 Mia. Fr.

Für die Finanzierung sind daher ca. 7,75 Mia. Fr. vorzusehen. Dies wurde in der Botschaft des Bundesrates an das Parlament vom 23.5.1990 und im Bundesbeschluss des Parlaments vom 4.10.1991 entsprechend mit der Kos-

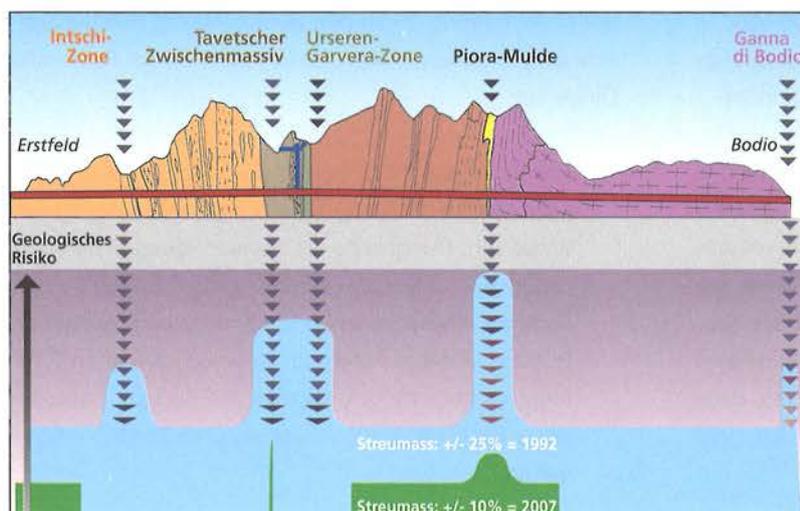
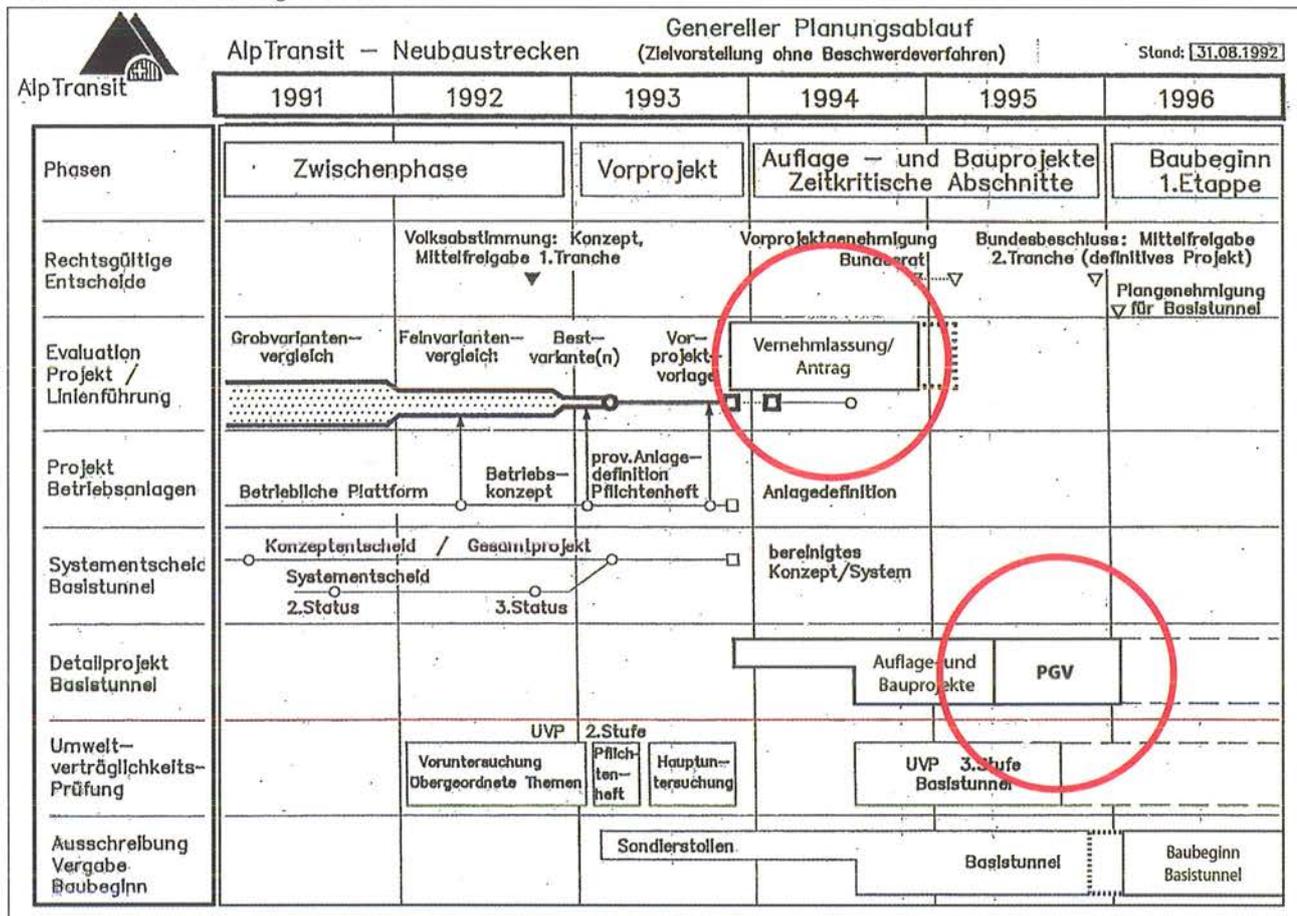


Bild 1: Risikoprofil
Gotthard-Basistunnel,
Vergleich 1992–2007

Bild 2: Genereller Planungsablauf Stand 1992



tengenaugigkeit bei +30% bis 40%/-10% berücksichtigt (siehe Art. 221 der Botschaft 1990 und Anhang des Bundesbeschlusses 1991).

2. Im gleichmässig durchlaufenden Band der unbekanntenen Risiken sind bisher an drei Orten (Teilabschnitt Amsteg, Multifunktionsstelle Faido und im Teilabschnitt Bodio) mittlere bis grössere Schwierigkeiten aufgetreten. Sie wurden zwar bewältigt, haben aber doch teilweise zu wesentlichen Mehrkosten geführt. Bis heute sind für die Geologie ca. 600 Mio. Fr. Mehrkosten aufgelaufen, was ca. 8% der ursprünglichen Gesamtkosten (Preisbasis 1998) entspricht.

Erkenntnis: Die 1992 erkannten Grossrisiken konnten ingenieurmässig bearbeitet werden, so dass sie sowohl terminlich wie auch kostenmässig das Projekt nicht negativ beeinflussten. Die langen Strecken, in welchen keine besonderen Risiken prognostiziert wurden, haben das Projekt teilweise terminlich und auch kostenmässig negativ beeinflusst. Aber entscheidend ist die Erkenntnis, dass die Einflüsse bisher im Wesentlichen innerhalb des 1992 vorausgesagten Streumasses liegen.

Die Geologen und Ingenieure haben bisher eine hervorragende Arbeit geleistet. Ihnen gehört die Anerkennung.

2. Die notwendige Zeit für das Vorliegen der Baubewilligungen

Vergleicht man den Terminplan des Bundes vom 31.08.1992 (Bild 2) betreffend der Ausarbeitung und Einreichung der Vorprojekte sowie der Durchführung der Vernehmlassung bei den Kantonen, bis zur Genehmigung der Linienführung durch den Bundesrat mit den tatsächlich eingetretenen Meilensteinen (Bild 3), so fallen drei Dinge auf:

1. Die Terminvorstellungen des Bundesamtes für Verkehr (BAV) vom 31.08.1992 waren eindeutig zu optimistisch. Nur gerade die Genehmigungen des Vorprojektes des Zwischenangriffs Sedrun, des Gotthard-Basistunnels und der offenen Strecke von Biasca, konnten innerhalb des vorgesehenen Zeitfensters abgewickelt werden. Die übrigen Strecken dauerten 5 bis 8 mal länger als ursprünglich vorgesehen.

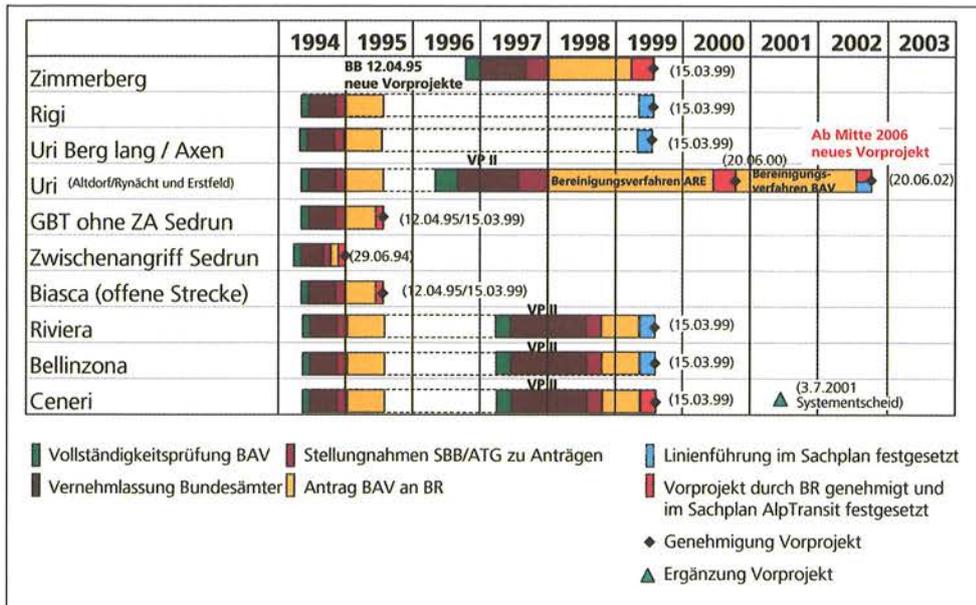


Bild 3: Planungsablauf Vorprojekte

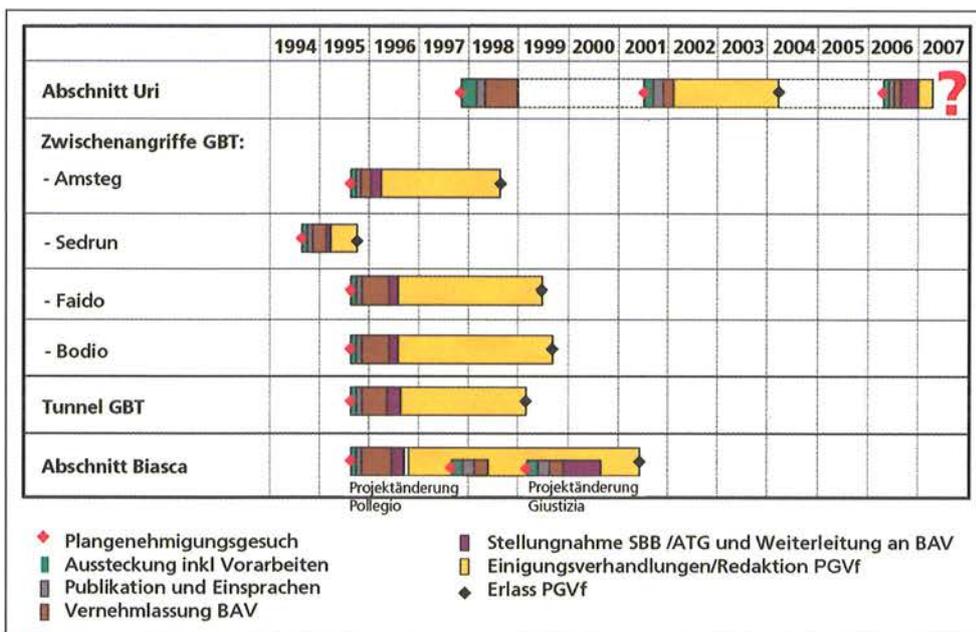


Bild 4: Ablauf Auflageverfahren

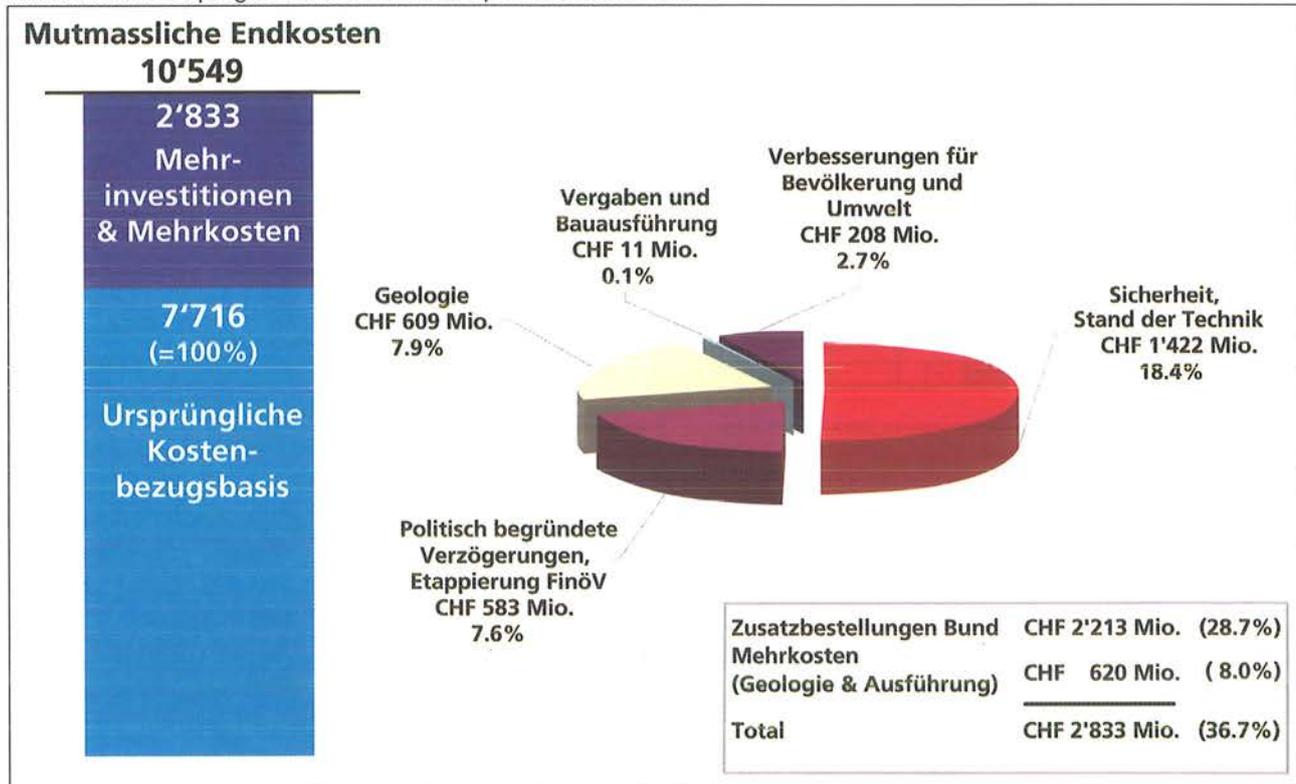
- Die Terminvorgaben des BAV von 1992 für die Projektgesellschaft AlpTransit Gotthard und für die privaten Ingenieurteams wurden von diesen allesamt eingehalten.
- Die Vernehmlassung der Vorprojekte bei den Kantonen und die Genehmigung und Festlegung der Linienführungen im Sachplan durch den Bundesrat benötigten eindeutig mehr Zeit als ursprünglich angenommen.

den Abschnitt im Kanton Uri noch nicht vorhanden. Die dafür notwendige Zeit betrug bisher 12 statt 1 Jahr. Bei den übrigen Abschnitten wurden vier bis sechs Jahre anstelle des vorgesehenen eines Jahres benötigt. Weiter ist festzustellen, dass die Plangenehmigungs-Verfügung für Sedrun 1995 am wenigsten Auflagen enthielt. Bei den späteren Verfügungen enthielten diese bis zu 200 Auflagen. Als Auflagen sind insbesondere auch die vielen angeordneten Detailprojekte zu erwähnen, welche in einem nachlaufenden Verfahren nochmals einen Genehmigungsprozess zu durchlaufen haben. Für verschiedene Detailprojekte im Sicherheitsbereich ist das Verfahren seit sieben Jahren im Gang und noch nicht abgeschlossen.

Auch für die Ausarbeitung der Auflageprojekte (Bild 4), die öffentlichen Auflagen, die Durchführung der Einigungsverhandlungen und die Ausfertigung der Plangenehmigungsverfügungen, treffen die gleichen Feststellungen wie bei den Vorprojekten zu. Bei Drucklegung dieses Berichtes (Juli 2007) ist die Plangenehmigungsverfügung für

Erkenntnis: Die Verfahren sind im Hinblick auf künftige Grossbauten der Botschaft «Zukünftige Entwicklung der

Bild 5: Endkostenprognose Achse Gotthard per Dezember 2006



Bahninfrastruktur» durch den Bund entsprechend zu planen. In der immer mehr überbauten Schweiz werden die Baubewilligungsverfahren anspruchsvoller und eher länger. Je länger die Ausfertigung der Plangenehmigungsverfügung dauerte, je grösser war die Anzahl der zu erfüllenden Auflagen, insbesondere auch die Anzahl der nachlaufenden Verfahren.

3. Der Umgang mit eingestellten Reserven

Entsprechend der Botschaft über den neuen Gesamtkredit vom 31.5.1999 sind 15% Reserven zur Abdeckung der Kostenunsicherheiten und zur Stabilisierung des Finanzpaketes eingerechnet worden (siehe Ziffer 142.3 der Botschaft).

Entsprechend der Botschaft zum Bundesbeschluss über den Zusatzkredit und die teilweise Freigabe der gesperrten Mittel der zweiten Phase der NEAT 1 vom 10.9.2003 ist diese Reserve bestätigt worden. Jedoch wurde der Anspruchsbereich ohne Erhöhung der Reserve ausgeweitet.

Reserven sind, wie in allen Botschaften festgehalten, zur Abdeckung des Kostenstreuermasses oder Kostengenauigkeit oder eben zur Stabilisierung des Finanzpaketes vorgesehen. Mit anderen Worten: Sie sind zur Finanzierung von unvorhergesehenen Vorkommnissen eingestellt.

Dem Bericht der Neat-Aufsichtsdelegation 2006 (NAD = Aufsichtskommission des Parlamentes) kann man entnehmen, dass 80% der Mehrkosten durch Beststellungsänderungen des Bundes verursacht wurden (siehe Bild 6). Betrachtet man die Beststellungsänderungen, so sind sie durch höhere Sicherheitsstandards, Verbesserung der Umwelt (Auflagen der Behörde) und durch politisch verzögerte Entscheidungen verursacht. Also nicht durch unvorhergesehene Vorkommnisse sondern durch freie Entscheide. Unter Unvorhergesehenem, das kaum oder nicht beeinflusst werden kann, können lediglich die Geologie und die Vergaben oder Abrechnungen gezählt werden (Siehe auch Botschaft über den neuen Gesamtkredit vom 31.5.1999).

Weil aber die Reserven schon zu Projektbeginn für Beststellungsänderungen des Bundes verwendet wurden, ist besonders das Projekt an der Gotthardachse seit 2001 im halbjährlichen Medienregen gestanden. Wie nun dem NAD-Bericht 2006 zu entnehmen ist, sind dafür nicht die Ingenieure und die Projektgesellschaft verantwortlich.

Im Entwurf des Bundesrates für die Gesamtschau der NEAT innerhalb der Botschaft «Zukünftige Entwicklung der Bahninfrastruktur» (ZEB) soll nun die Finanzierung dieser Mehrbestellungen nachgeholt und entsprechende Reserven wieder gebildet werden. In die gleiche Richtung geht die Motion von Ständerat Pfisterer vom Juni 2007,

die von 40 Ständeräten mit unterzeichnet wurde. Dieser Schritt ist notwendig, damit in dieser Frage endlich wieder Ruhe einkehrt und sich alle Beteiligten wieder auf das Wichtigste, nämlich auf die zügige Fertigstellung der Flachbahn am Gotthard, konzentrieren können.

Erkenntnis: Jedes Projekt ist mit Reserven für unvorhergesehene Vorkommnisse auszurüsten. Die Grösse ist durch die Risiken und deren Analyse zu bestimmen. Die Reserve darf nicht für Projektänderungen verwendet werden und schon gar nicht zu Beginn des Projektablaufes.

4. Zum Schluss

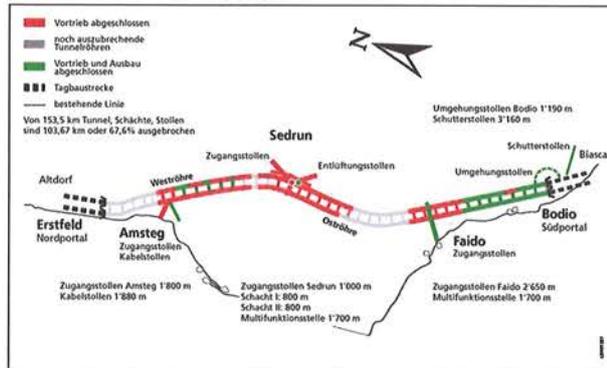
Die Projekte auf der Gotthardachse sind nach mehr als 15 Jahren Planung und Bau auf dem vorgesehenen Weg. Wenn auch einzelne unvorhergesehene Vorkommnisse durch die Geologie zu bisher ca. 2 Jahren Verspätung und zu Mehrkosten von ca. 8% geführt haben, so liegen diese weit innerhalb der damals angegebenen Genauigkeiten. Den Projektgeologen, den Projektingenieuren, den Unternehmungen und ihren Mitarbeitenden und den Mitarbeitenden der AlpTransit Gotthard AG gebührt deshalb der Dank.

Halbzeit an der Gotthardachse – Stand der Arbeiten

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

1. Stand der Arbeiten am Gotthard

Bild 1: Stand der Arbeiten



Am 1. Juni 2007 sind von den insgesamt 153,5 Kilometern Tunnel, Schächte und Stollen des Gotthard-Basistunnels 104 km oder 68% ausgebrochen.

2. Erstfeld

Bild 2: Erstfeld, Voreinschnitt, Beginn TBM Montage

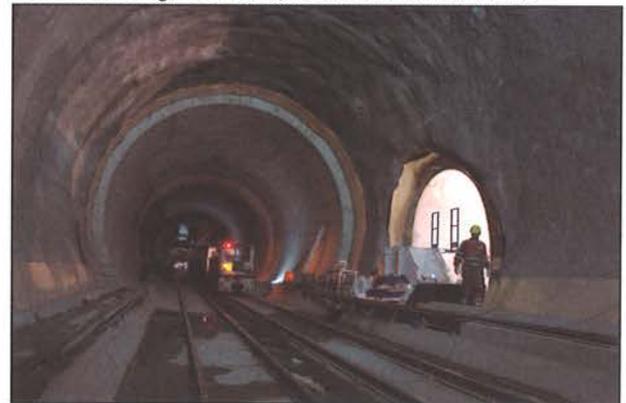


Einer der grössten Fortschritte im Projekt ist sicherlich der Arbeitsbeginn in Erstfeld. Nachdem hier lange nur Juristen Arbeit fanden, sind seit April die Tunnelbauer am Werk. Die Infrastruktur wird aufgebaut, und im Voreinschnitt laufen die letzten Vorbereitungsarbeiten, damit die Montage der ersten Tunnelbohrmaschine beginnen kann. Etliche Teile davon sind auch bereits von Amsteg angeliefert worden. Der eigentliche Leistungsvortrieb in der Ostrohre soll Anfang April 2008 beginnen, im Westen Ende Mai 2008.

Im Bau befindet sich auch das Besucherzentrum Erstfeld, das im Januar 2008 eröffnet wird.

3. Amsteg

Bild 3: Amsteg, Oströhre, betonierte Innenschale



Im Teilabschnitt Amsteg ist der Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen seit längerem beendet. In der Oströhre seit Juni 2006, im Westen seit Oktober 2006 – beide Maschinen hatten ihr Ziel mit mehrmonatigem Vorsprung erreicht. Im Osten waren es 9 Monate, im Westen 6 Monate. Die verbleibenden Meter bis zur Losgrenze Sedrun werden im Sprengvortrieb ausgebrochen. In der Oströhre ist dieser Vortrieb nach 165 Metern Anfang Juni bereits beendet worden, die Losgrenze war erreicht. In der Westrohre fehlten per Mitte Juni 2007 noch 65 Meter. Aufgrund der guten Vortriebsleistungen auch in Sedrun erwarten wir den Durchschlag in der Oströhre noch in diesem Jahr.

Die Montage der Abdichtungs- und Schalwagen in der Oströhre ist abgeschlossen. Rund 1000 Meter Tunnelgewölbe sind bereits betoniert.

4. Sedrun

Die Vortriebsarbeiten Richtung Norden verliefen in beiden Tunnelröhren weiterhin mit guten Leistungen. Bis zur Losgrenze Sedrun/Amsteg fehlen in den Nordvortrieben im

Mittel noch rund 150 Meter, wobei diese restliche Strecke mittels Sondierbohrungen erkundet worden ist.

Bild 4: Sedrun, Weströhre Süd, Injektionsarbeiten



«Weltweit wurde noch nie ein so langer Tunnelabschnitt in derart schlechtem Fels gebaut. Aber die Verantwortlichen schlagen alle Warnungen in den Wind» oder «Dass der Tunnel nicht machbar ist, wäre ein Schreckensszenario, das ich der Eidgenossenschaft nicht wünsche. Aber wenn hier die Kosten nochmals explodieren, darf niemand überrascht sein.» Dies sind nur zwei Zitate von Fachleuten in der Zeitschrift Facts vom September 2003. Heute können wir festhalten, dass die im Vorfeld von einzelnen Geologen und Professoren grundsätzlich in Frage gestellte Machbarkeit der Durchörterung oder eine Kostenexplosion sich nicht bewahrheitet haben.

Mit einem Vorsprung von mehreren Monaten auf das Vertragsprogramm konnten im März die Ausbrucharbeiten in der Multifunktionsstelle beendet werden. Auch die vier Wartehallen für die Porta Alpina sind ausgebrochen, es laufen die Spritzbetonarbeiten für das Innengewölbe.

Im Südvortrieb der Weströhre konnten im März Abdichtungsarbeiten erfolgreich abgeschlossen werden. Durch die Zementinjektionen während vier Monaten hat sich der Wasserzutritt von anfänglich bis 12 l/s auf 3 l/s reduziert.

5. Faido

Noch im letzten Jahr erreichten die beiden Tunnelbohrmaschinen aus Bodio die Multifunktionsstelle Faido. Sie wurden anschliessend durch die Multifunktionsstelle transportiert und befinden sich nun in den Montagekavernen am Nordende. Die Montage der Ostmaschine ist fast abgeschlossen. Am kommenden 6. Juli 2007 wird ange-

dreht und der Vortrieb Richtung Sedrun beginnt. An der Maschine der Weströhre laufen die Montagearbeiten am neuen, vergrösserten Bohrkopf.

Auf der Vortriebsstrecke Richtung Sedrun werden die Tunnelbohrmaschinen auch die Pioramulde, die einst das höchste Risikopotenzial beim Bau des Gotthard-Basistunnels darstellte, durchqueren müssen. Um eine verlässliche Antwort zu erhalten, wurden ein Sondiersystem Piora erstellt und Sondierbohrungen durchgeführt. Die Kosten beliefen sich auf über CHF 100 Mio. Die Ergebnisse waren positiv und zeigten, dass in der Pioramulde auf Höhe der Tunnelachsen kein zuckerkörniger Dolomit unter hohem Wasserdruck steht, sondern kompakter Dolomitmarmor. Die Pioramulde bietet für die Tunnelbauer keine aussergewöhnlichen Risiken mehr.

Bild 5: Faido, Weströhre, Montage neuer Bohrkopf



Die Ausbrucharbeiten in der Multifunktionsstelle Faido in teilweise sehr anspruchsvoller Geologie konnten Ende März 2007 mit der letzten Sprengung abgeschlossen werden.

6. Bodio

Bild 6: Bodio, Oströhre, Nachprofilierung



Sowohl in der Ost- als auch in der Weströhre laufen Nachprofilierungsarbeiten. Bisher wurden rund 60% der Sanierungslänge in der Oströhre nachprofiliert, in der Weströhre sind es 42%. Die Nachprofilierungsarbeiten werden im Osten voraussichtlich im Juli 2007, im Westen im November 2007 beendet sein.

7. Stand der Arbeiten am Ceneri

Bild 7: Sigirino, Voreinschnitt, Fensterstollen



Auf den beiden Baustellen in Camorino und Sigirino herrscht Hochbetrieb. Noch muss einiges an Vorbereitungsarbeiten erledigt werden. Baustelleninfrastruktur oder Zufahrten beispielsweise. In Sigirino beginnt im Herbst eine Tunnelbohrmaschine den Vortrieb für den Zugangsstollen. Aus den Installationskavernen am Ende dieses Stollens wird dann später der Ausbruch der eigentlichen Tunnelröhren erfolgen. Die Ausschreibungsunterlagen für dieses Tunnelhauptlos 852 sind momentan in Arbeit. Die Publikation ist für das zweite Halbjahr 2007 geplant.

Bergwasser beim Gotthard-Basistunnel – Bisherige Erkenntnisse

Federico Matousek, Dr. sc. nat., Dipl. Geologe ETHZ; Matousek, Baumann & Niggli AG, Baden
Volker Lützenkirchen, Dr. sc. nat., Dipl. Geologe; Matousek, Baumann & Niggli AG, Baden

1. Einleitung

Nachdem mehr als zwei Drittel des Gotthard-Basistunnels ausgebrochen sind, kann bereits über einige interessante Erkenntnisse zum Thema Bergwasser berichtet werden. Aufgrund der Prognose waren aus Störzonen Zuflüsse von bis zu 130 l/s erwartet worden, ähnlich hohe Werte, wie sie etwa aus dem Gotthard-Strasentunnel bekannt waren. Dort fand in einer mächtigen Störzone im Gamsboden-Granitgneis bei Tm 6335 im Sicherheitsstollen ein Zufluss statt, der initial insgesamt über 300 l/s erreichte. Der grösste bisher angetroffene Zufluss im Gotthard-Basistunnel trat im Los Amsteg auf, bei einer Störzone im sogenannten Bristner Granit und erreichte initial nur etwa 40 l/s. Bisher wurde in den meisten Vortrieben deutlich weniger Bergwasser festgestellt als vorausgesagt. Dies wirkte sich günstig auf den Vortrieb aus und wurde deshalb eher wenig beachtet.

Bergwasser lässt sich bezüglich Menge und Beschaffenheit charakterisieren. Da die Zuflussraten resp. die damit verbundenen Porenwasserdruckänderungen im Gebirge Bewegungen an der Oberfläche auslösen und dies beim Gotthard-Basistunnel im Bereich der Stauhaltungen relevant ist, wird auch auf diesen Aspekt kurz eingegangen. Des Weiteren können die Bergwassertemperaturen mit den Felstemperaturen verknüpft sein; daher werden im Folgenden die bisherigen Befunde den Prognosen gegenübergestellt. Massnahmen, die bisher gegen schädliche Einwirkungen des Bergwassers auf das Bau-

werk – wie beispielsweise Aggressivität, Versinterung etc. – ergriffen wurden, sind hier nicht dargestellt.

2. Bergwasserzuflüsse

2.1 Initiale Zuflüsse

Im Los Amsteg traf man auf einen vorher unbekanntem plutonischen Körper, den so genannten Bristner Granit: Hier trat in einem stärker gestörten Bereich der mit initial 40 bis 50 l/s grösste Einzelzufluss des bisher ausgebrochenen Gotthard-Basistunnels auf. Die Zuflussrate nahm schnell ab und sank schon nach einigen Tagen auf nur noch ca. 1/5 bis 1/4 des Anfangswertes. In Amsteg wurden insgesamt nur 4 Zuflüsse mit einer initialen Rate von mehr als 1 l/s angetroffen.

Bild 2: Zufluss im Bristner Granit am 12.10.2003 bei Tm 108'430

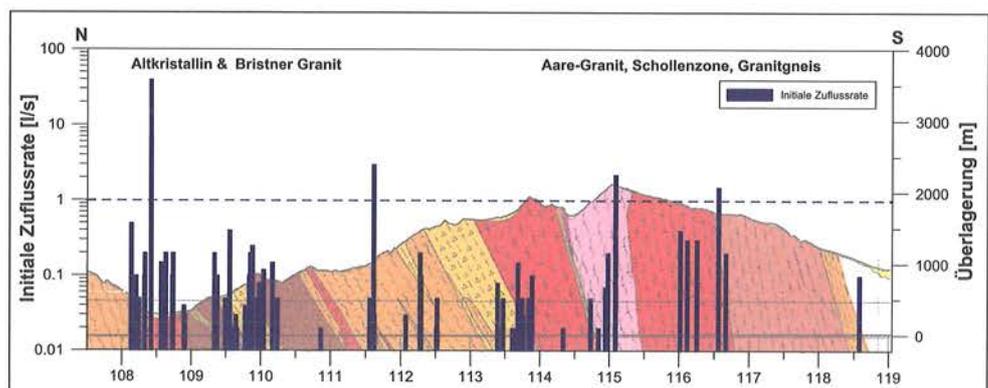
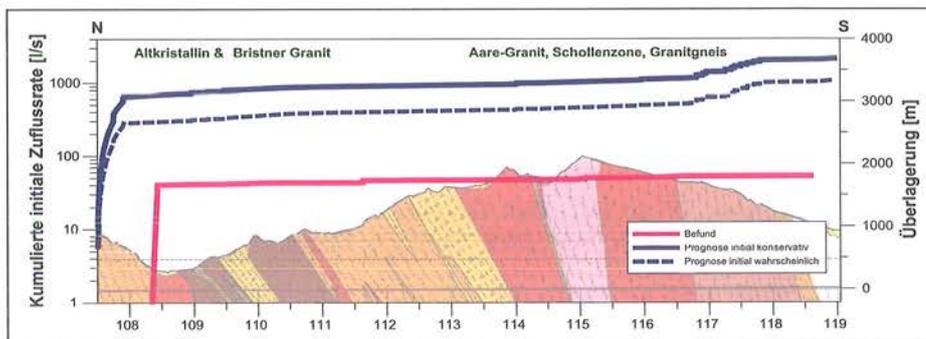


Bild 1: Initiale Zuflüsse Teilabschnitt Amsteg

Bild 3: Vergleich Prognose/Befund der initialen Zuflüsse beim Teilabschnitt Amsteg

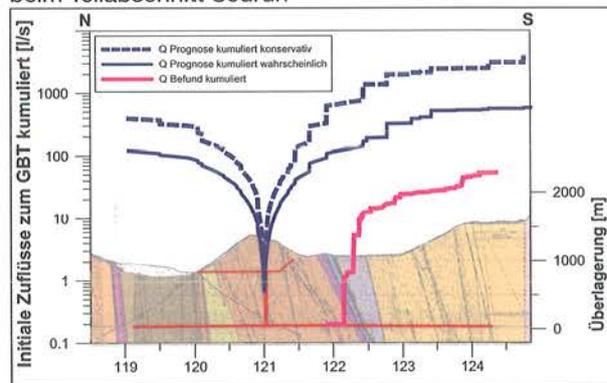


Der Vergleich des Befundes mit der Prognose kann in Amsteg praktisch abschliessend vorgenommen werden, da am Stichtag von Ende März 2007 (der für alle hier verwendeten Daten gilt) nur noch etwa 150 m bis zum Losende nach Süden vorgetrieben werden mussten. Inzwischen sind es in der Oströhre nur noch wenige Meter. Die logarithmische Darstellung auf Bild 3 zeigt die Summenkurve der initialen Zuflüsse in beiden Röhren, die Ende April 2007 total 53 l/s erreichten. Dies entspricht nur etwa 2,5% der konservativen oder etwa 6% der wahrscheinlichen geschätzten Zuflüsse. Die grössten Diskrepanzen sind im südlichen Granitgneis festzustellen, wo in der Summe ein initialer Zufluss von 500 l/s prognostiziert, aber nur ca. 2 l/s beobachtet wurden.

Im Teilabschnitt Sedrun war der Nordvortrieb Ende März 2007 bis auf etwa 200 m an die Losgrenze gelangt, im Süden fehlten Ende März 2007 noch etwa 2,3 km. Im Norden wurden bisher nur kleine Einzelzuflüsse und ein geschätztes Total von weniger als 10 l/s angetroffen, was weniger als 3% der konservativen und etwa 12% der wahrscheinlichen Prognose entspricht. Im Südvortrieb wurden bisher 11 Zuflüsse >1 l/s mit einem maximalen Zufluss von ca. 12 l/s festgestellt. Das Total der initialen Zuflüsse von bisher ca. 54 l/s entspricht weniger als 10% der prognostizierten wahrscheinlichen und weniger als 2% der konservativ geschätzten initialen Zuflüsse. Die grösste bisherige Differenz ist auf die viel geringere Wasserführung in den Metasedimenten der Urseren-Garvera-

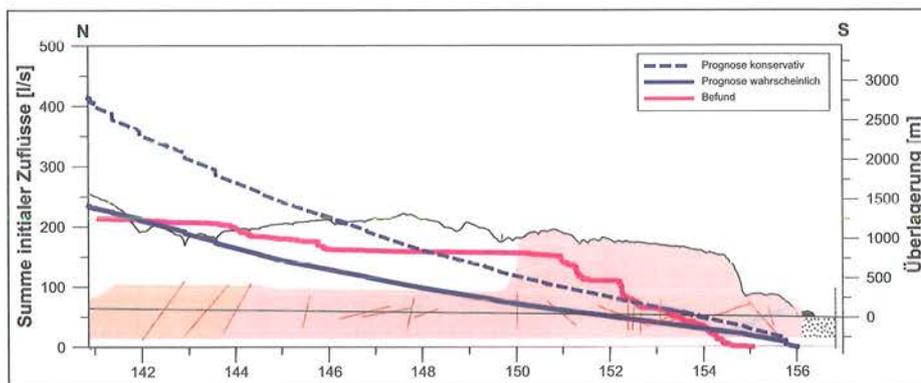
Zone sowie Nichtantreffen von grossen prognostizierten Einzelzuflüssen bis 130 l/s im Gotthardmassiv zurückzuführen. In der Weströhre des Südvortriebes wurde bei km 223.713 eine Störzone angetroffen, bei der ein Bergwasserzufluss von initial 12 l/s auftrat. Um Geländedeformationen im Bereich der Stauhaltung Nalps zu reduzieren, wurde diese Störzone injiziert (vgl. Beitrag von Andreas Theiler in diesem Tagungsband).

Bild 4: Vergleich Prognose/Befund der initialen Zuflüsse beim Teilabschnitt Sedrun



Beim bereits abgeschlossenen Vortrieb Bodio, der von Süden nach Norden erfolgte, haben die tatsächlichen initialen Zuflüsse der Prognose sehr genau entsprochen, indem sie fast 90% der prognostizierten wahrscheinlichen und etwa die Hälfte der konservativ geschätzten Zuflüsse erreichten. Der maximale einzelne Zufluss betrug nur 7 l/s, was auch gut mit der Prognose überein-

Bild 5: Vergleich Prognose/Befund der initialen Zuflüsse beim Teilabschnitt Bodio



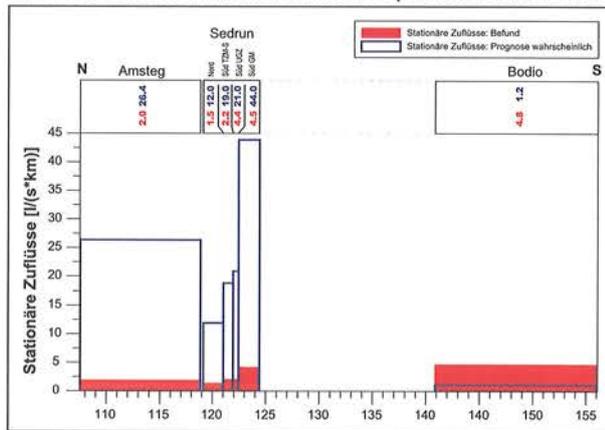
stimmt. Die grosse Mehrheit bildeten sehr kleine Einzelzuflüsse.

2.2 Stationäre Zuflüsse

Das Bild 6 zeigt die bisherigen stationären Zuflüsse in $l/(s \cdot km)$ beim Gotthard-Basistunnel im Vergleich mit den Prognosewerten. Dabei fällt auf, dass

- in den Teilabschnitten Sedrun und Amsteg die Prognose 5 bis 13 Mal zu hoch war,
- in Bodio die tatsächlichen stationären Zuflüsse etwa 4 Mal höher sind als prognostiziert.

Bild 6: Vergleich Prognose/Befund der stationären Zuflüsse des Gotthard-Basistunnels per Ende März 2007



2.3 Vergleich mit anderen Tunnels

Aufschlussreich ist ein Vergleich der initialen spezifischen Zuflussraten in $l/(s \cdot km)$ mit anderen tief liegenden Tunnels in vergleichbaren Gebirgsverhältnissen mit > 500 m Überlagerung, gegliedert nach Lithologien. Trotz Unterschieden bei

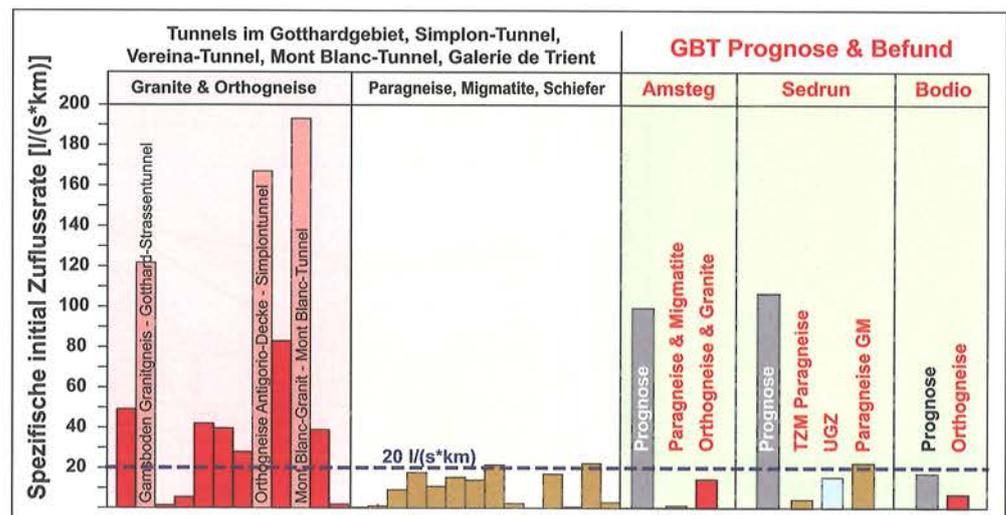
Bergwasserspiegeln und dem Tektonisierungsgrad zeigt sich, dass bei so genannten Paragesteinen die Gesamtzuflüsse über längere Abschnitte im Durchschnitt deutlich geringer sind als bei den Graniten und Orthogneisen. Die Bandbreite ist bei diesen Gesteinen wesentlich grösser als bei den Paragesteinen. Grosse Einzelzuflüsse, hier nicht dargestellt, treten zudem in Paragesteinen viel seltener auf. Die rechts im Bild 7 als Summe pro Kilometer dargestellten Prognosewerte für die initialen Zuflüsse liegen für Amsteg und Sedrun mit Werten um $100 l/(s \cdot km)$ deutlich höher als die Befunde bei der Mehrheit der verglichenen Tunnels. Die Befundwerte bei den Paragesteinen des Gotthard-Basistunnels sind meist wesentlich kleiner als die Obergrenze für Paragesteine der Vergleichstunnels von ca. $20 l/(s \cdot km)$.

2.4 Mögliche Ursachen für zu hohe Prognose

Im Folgenden sind mögliche Ursachen für die generell zu hohe Prognose der Bergwasserzuflüsse beim Gotthard-Basistunnel aufgeführt.

- Auf Tunnelniveau standen fast keine Daten für eine Prognose im Bereich des Trassees zur Verfügung. Es bestanden vor allem Vergleichsmöglichkeiten mit Zuflüssen zu Untertagebauwerken mit geringerer Überlagerung.
- Die Hydraulik von Störzonen ist sehr komplex und konnte mit den verwendeten Prognose-Modellen nur ungenügend repräsentiert werden, weil z.B.
 - die Transmissivität von Störzonen durch Zunahme der effektiven Spannung bei der Drainage zeitabhängig ist,
 - wegen mangelnder Daten die Annahmen bezüglich der Randbedingungen teilweise nicht zutrafen, wie

Bild 7: Initiale spezifische Zuflussraten – Vergleich mit anderen Tunnels mit > 500 m Überlagerung, gegliedert nach Lithologien



- etwa im Fall von angenommenen Fixpotenzialen an der Oberfläche,
- weil der permeable Bereich von Störzonen oft nur eine geringe Ausdehnung hat, was eine rasche Abnahme der Fließrate bewirkt.
- Die Frequenz der im Gotthard-Basistunnel angetroffenen durchlässigen Störzonen ist wesentlich geringer, als aufgrund von Oberflächenkartierungen angenommen wurde.

3. Oberflächenverformungen

Eine unerwünschte Auswirkung von Bergwasserzuflüssen, also der Drainagewirkung eines Tunnels, bilden die durch die Abnahme der Porenwasserdrücke resp. durch die Zunahme der effektiven Spannungen im Gebirge verursachten Bewegungen an der Oberfläche. Wegen der grossen Bedeutung für die Stauhaltungen nahe dem Gotthard-Basistunnel werden diese deshalb aufmerksam beobachtet. Die Entwicklung des hier dargestellten Setzungstrichters wurde mithilfe von Präzisions-Nivellementdaten konstruiert. Weil die dem Gebirge netto entnommene Bergwassermenge dem Volumen des Setzungstrichters nahezu entspricht, ist ein Vergleich sehr aufschlussreich. Aus den Oberflächendaten wurde z.B. zwischen Sommer 2006 und Ende 2006 ein Setzungsvolumen von 25'000 bis 30'000 m³ beobachtet, was einer mittleren Fließrate von nur 3,3 l/s entspricht. Dies führte im Mauervorfeld zu maximalen Setzungen von über 25 mm bis Ende Oktober 2006, inzwischen erreichen diese 30 bis 35 mm, die Vertikalbewegungen nördlich der Staumauer sind unterdessen aber praktisch zum Stillstand gekommen.

Die Oberflächenverformungen werden nicht nur längs, sondern auch quer zur Talachse in verschiedenen Messquerschnitten überwacht. Die in Bild 9 dargestellten Messquerschnitte werden zurzeit täglich mit so genannten tachymetrischen Distanzmessungen beobachtet.

Weitere Messquerschnitte bestehen unter anderem im Bereich der Staumauern Curnera und Sta. Maria. Es können kleinste relative Bewegungen von wenigen Millimetern fast kontinuierlich und automatisch registriert werden.

Bild 9: Lage der Messquerschnitte im Nalpstal (Distanzmessungen)

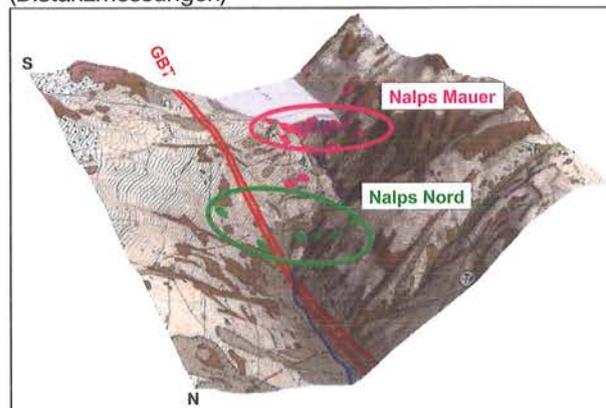


Bild 10: Oberflächenverformungen Nalpstal - Setzungen im Querschnitt Nalps Nord

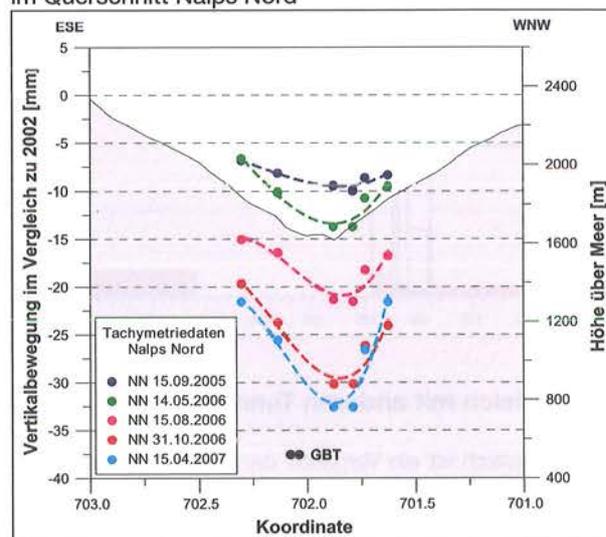


Bild 10 zeigt die gemessenen Vertikalbewegungen im Querschnitt Nalps Nord ca. 800 m nördlich der Staumauer Nalps. Durch Bergwasserdrainage entstand bisher ein rela-

Bild 8: Oberflächenverformungen Nalpstal - Profilschnitt entlang GBT

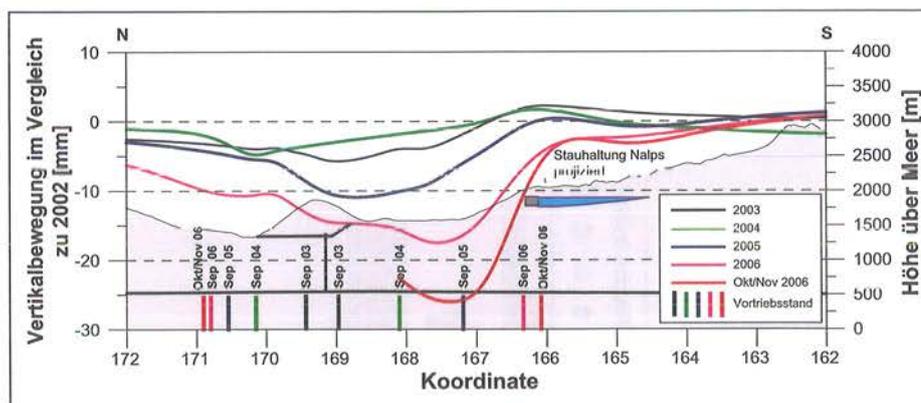


Bild 11: Die elektrische Leitfähigkeit der Bergwässer

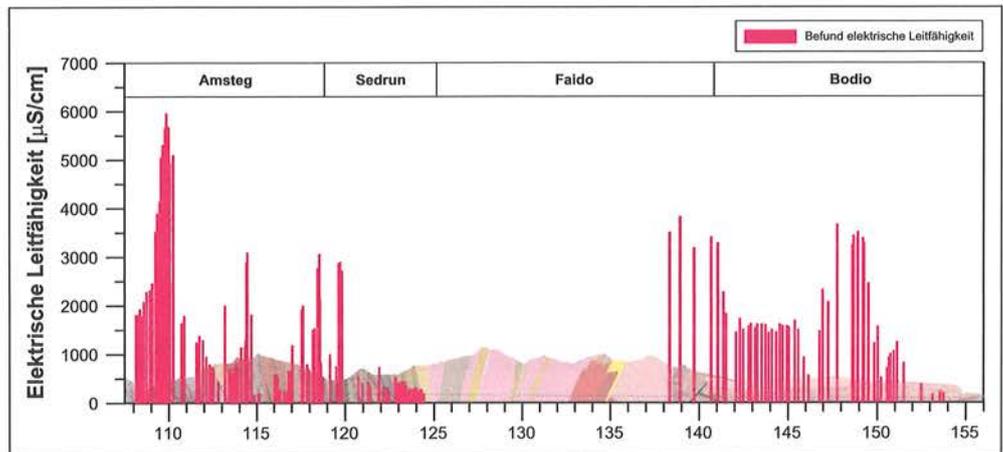
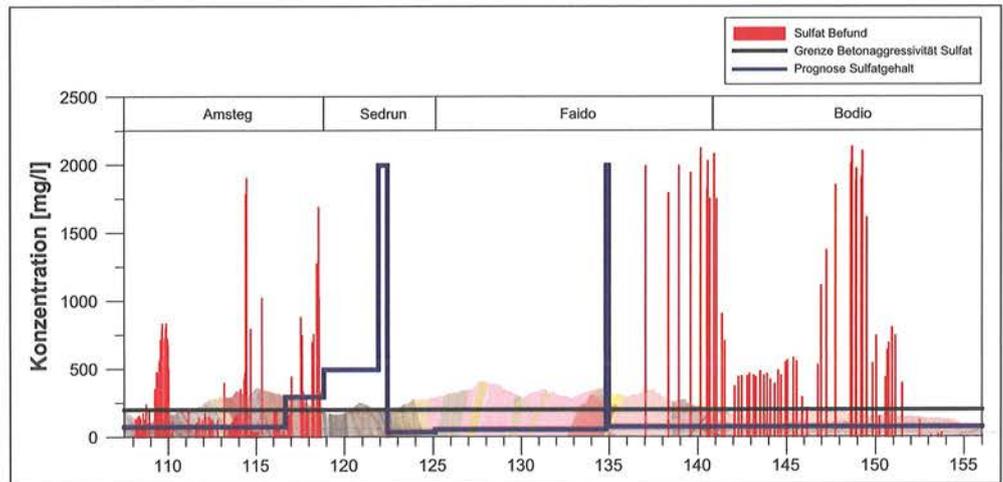


Bild 12: Der Sulfatgehalt der Bergwässer



tiv schmaler Setzungstrichter, dessen Zentrum nicht direkt über dem Gotthard-Basistunnel, sondern über der Talachse und damit in einer Horizontalabstreckung von ca. 200 m östlich des Gotthard-Basistunnels liegt. Die vom Setzungstrichter verursachten Krümmungen an der Oberfläche führten auch zu Talverengungen von z.B. ca. 11 mm auf der Höhe der Mauerkrone von Nalps per Ende März 2007.

4. Chemische Beschaffenheit

4.1 Beobachtungen

Die chemische Beschaffenheit der Bergwässer wird anhand der Analyse-Daten in der jeweils vorausgehenden Röhre erfasst und dargestellt. Die elektrische Leitfähigkeit widerspiegelt die Gesamtmineralisation eines Wassers. Beim Gotthard-Basistunnel wurden bisher sehr unterschiedlich mineralisierte Wässer beobachtet. So schwanken die elektrischen Leitfähigkeiten von wenigen hundert $\mu\text{S}/\text{cm}$ im Bereich Sedrun Süd bis zu fast $6000 \mu\text{S}/\text{cm}$ im Bereich der Paragneise südlich des Bristner Granits. Auffallend sind auch die hohen Werte in den Leventina-Gneisen.

Für den Sulfatgehalt wurde wegen der potenziellen Betonaggressivität eine Prognose erstellt. In Bild 11 sind die prognostizierten und die gemessenen Sulfatgehalte dargestellt. Letztere sind meist viel höher als erwartet, ausser in der Urseren-Garvera-Zone, wo die Wässer deutlich weniger sulfathaltig sind. Die Grenzwerte für Betonaggressivität von $200 \text{ mg}/\text{l}$ werden häufig überschritten. Im Bereich der Piorazone sind hohe Sulfat-Werte zu erwarten.

Auffallend sind die teils sehr hohen Chloridgehalte im Altkristallin des Aarmassivs, wo der Grenzwert für Stahlaggressivität meist deutlich überschritten wird.

Der pH-Wert zeigt ein allgemein deutlich alkalisches Milieu der Bergwässer. Es sind nur sehr wenige saure Wässer aufgetreten, z.B. im Aare-Granit, korrespondierend mit hohen Calcium- und Sulfat-Gehalten.

Im Teilabschnitt Amsteg wurden zahlreiche Wasseranalysen durchgeführt, die eine grosse hydrochemische Vielfalt der Bergwässer aufzeigen.

Bild 13: Der Chloridgehalt der Bergwässer

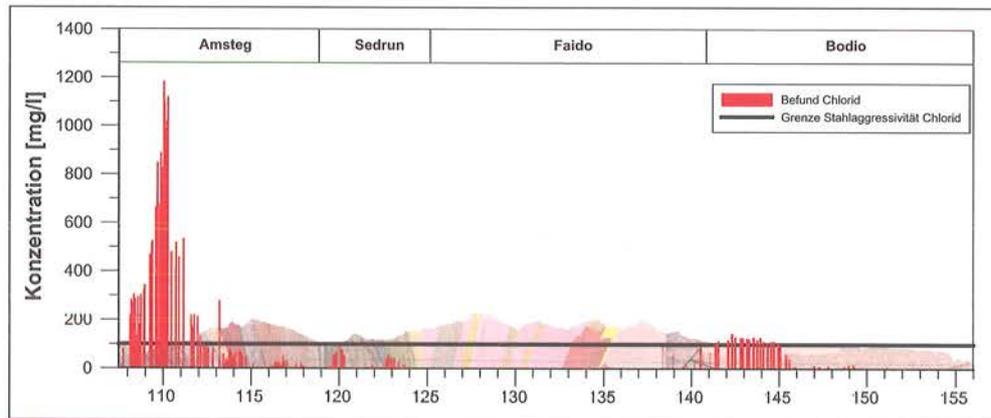


Bild 14: Der pH-Gehalt der Bergwässer

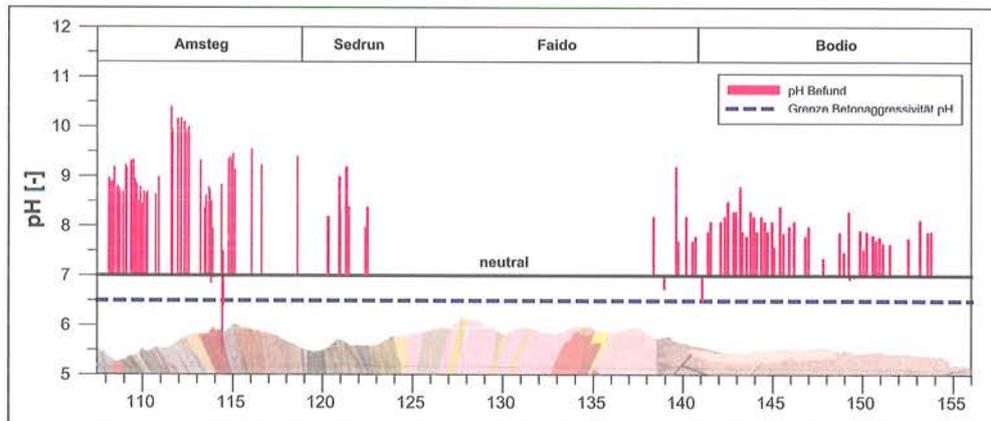
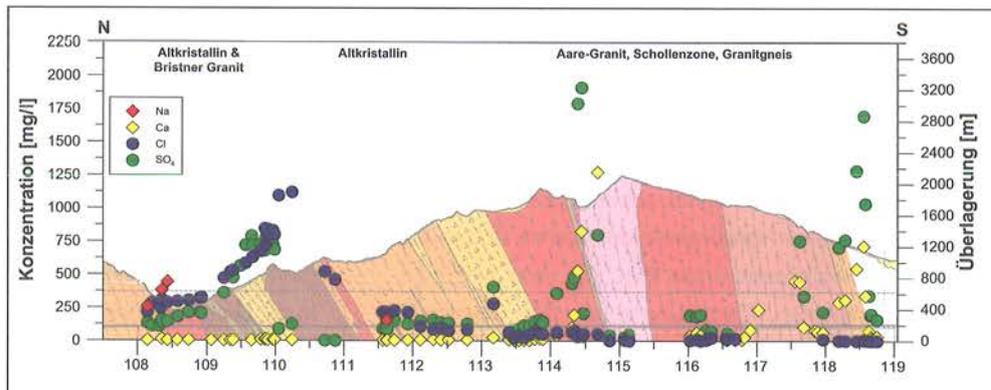


Bild 15: Die hydrochemische Beschaffenheit der Bergwässer im Teilabschnitt Amsteg



Folgende Zusammenhänge fallen im TA Amsteg auf:

- 1 Hohe Calcium-Gehalte korrelieren mit hohen Sulfat-Gehalten.
- 2 Natrium und Calcium korrelieren negativ.
- 3 Natrium und Chlorid korrelieren sehr gering.

4.2 Fazit chemische Beschaffenheit

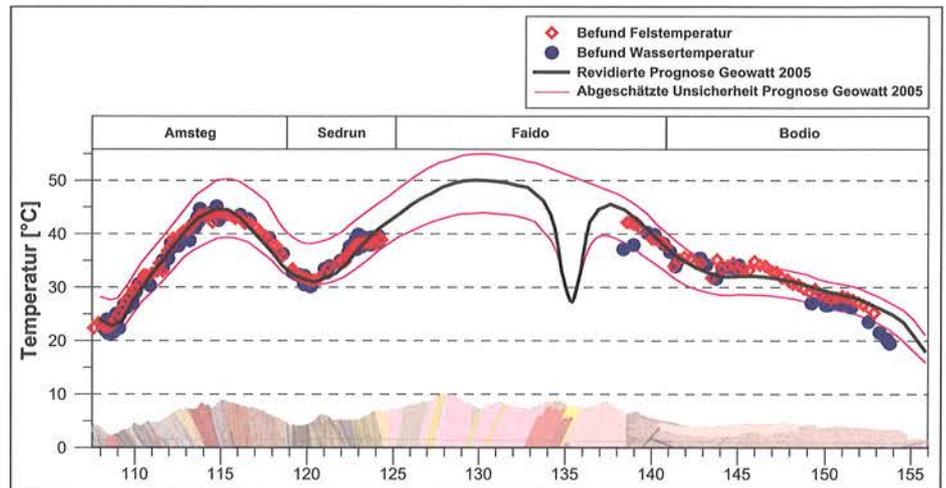
Die bisherigen hydrochemischen Befunde können vorläufig wie folgt erklärt werden. Diese Interpretationen beruhen zum Teil auf Angaben aus Seelig et al. 2007.

- Hohe pH-Werte werden durch Mineral-Alterationsprozesse, wie z.B. der Umwandlung von Feldspäten

zu Tonmineralen verursacht, weil dabei Protonen verbraucht werden.

- Dabei wird Natrium freigesetzt und Calcium nur teilweise eingebaut, es kommt zu einem «Ionenaustausch».
- Die lokal hohen Calcium-Gehalte in Amsteg stammen vermutlich aus Karbonaten auf Trennflächen. Anorthite und Fluorite sind mögliche weitere Quellen (Seelig et al. 2007); In Bodlo sind wahrscheinlich Anhydrite dafür verantwortlich.
- Hohe Sulfatgehalte sind zum Teil auf Pyritoxidation zurück zu führen, in Bodlo und Amsteg auch auf Lösung von Anhydritvorkommen im Kristallin.
- Das Chlorid stammt aus Flüssigkeitseinschlüssen (Seelig et al. 2007), v. a. aus Quarzen. Hohe Chlorid-

Bild 16: Fels- und Wassertemperaturen beim Gott-hard-Basistunnel



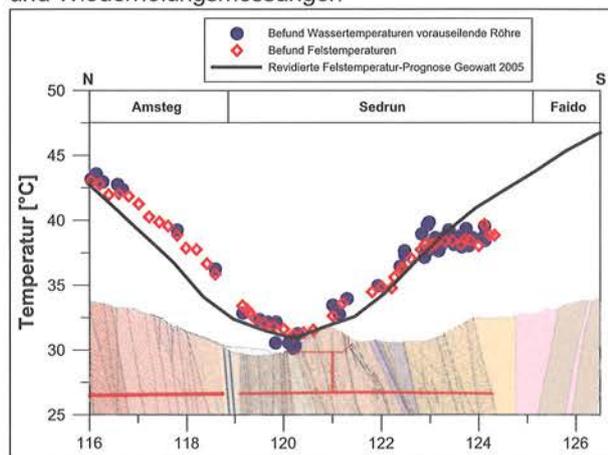
konzentrationen sind wahrscheinlich auch ein Hinweis auf sehr langsame Wasserzirkulation.

- Die Gesamtmineralisation und der Grad des Ionenaustauschs sind stark abhängig von der Verweilzeit; diese ist wegen komplexer Fließwege im Gebirge nur teilweise abhängig von den hydraulischen Eigenschaften des Gesteins.
- Die hydrochemische Beschaffenheit der Bergwässer bei tiefliegenden, in kristallinen Gesteinen vorgetriebenen Tunnels lässt sich kaum prognostizieren.

5. Temperaturen

In der Abbildung 16 sind die bis Ende März 2007 beobachteten Fels- und Wassertemperaturen dargestellt. Ebenso eingezeichnet ist die Bandbreite der revidierten Prognose von 2005 (GEOWATT 2005). Die bisher gemessenen Felstemperaturen weichen nur in wenigen Fällen um mehr als 2 °C von der revidierten Prognose ab.

Bild 17: Fels- und Wassertemperaturen beim Teilabschnitte Sedrun, ohne nachfolgende Röhre und Wiederholungsmessungen



Im Teilabschnitt Sedrun ist eine Tendenz zu zunehmender Abweichung nach unten erkennbar, wie aus der Darstellung in Bild 17 ersichtlich ist.

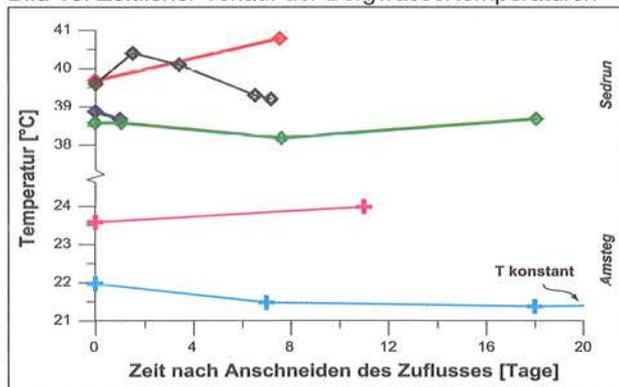
Die Felstemperaturen in Sedrun Süd stimmen bis etwa km 123 gut mit der revidierten Prognose überein. Ab km 123 erfolgt nach Süden fast kein Anstieg der Felstemperaturen mehr, trotz gleicher Geologie und zunehmender Überlagerung. Mögliche Ursache könnte ein advektiver «Kälte» transport zwischen Infiltrationsgebiet Stauhaltung Nalps und dem Nalpstal nördlich davon sein. Wenn dies stimmt, sollten die Felstemperaturen in wenigen hundert Metern Vortrieb wieder ansteigen, was sich in aktuellen Daten schon schwach andeutet. Die Wassertemperaturen sind praktisch im Gleichgewicht mit den Felstemperaturen und weichen nur um max. 1,5 °C ab.

Mögliche Gründe für die (relativ geringen) Abweichungen der gemessenen Felstemperaturen von der revidierten Felstemperaturprognose könnten sein:

- Der advektive Wärmetransport durch Bergwasser beeinflusst vermutlich in einigen Bereichen erhöhter Gebirgsdurchlässigkeit oder erhöhter Infiltration die Temperaturverteilung im Gebirge. Dieser Prozess wurde, ausser für die Piora-Zone, nicht im Prognosemodell berücksichtigt und kann zu positiven wie negativen Temperaturabweichungen führen.
- Fels- und Wassertemperaturen sind im Bereich der Stauhaltung Nalps möglicherweise durch erhöhte Infiltration und konvektivem Kälte transport geringer.
- Fels- und Wassertemperaturen sind im Vortriebsbereich im Gleichgewicht. Nach Anschneiden von Tunnelzuflüssen kann es jedoch sowohl zur Erwärmung wie auch zur Abkühlung des Wassers kommen, wie es aus Bild 17 ersichtlich ist.

Bei einigen genauer beobachteten Tunnelzuflüssen in den Teilabschnitten Sedrun und Amsteg zeigt sich ein uneinheitliches zeitabhängiges Verhalten der Bergwasser-Temperatur. Eine Abkühlung kann durch vermehrte Anströmung von der Oberfläche verursacht sein. Ausserdem spielt die Position zur Topografie eine Rolle: im Bereich von Bergrücken, die Infiltrationsgebiete bilden, findet eher eine Abkühlung durch Verstärkung der Anströmung von oben statt. Zudem kann eine Abkühlung des Tunnelnahbereiches durch die Belüftung bewirkt werden.

Bild 18: Zeitlicher Verlauf der Bergwassertemperaturen



Eine Erwärmung kann durch verstärkte Anströmung von unten durch hydraulische Heterogenitäten, z.B. durch Fliesskanäle mit hohen Transmissivitäten in die Tiefe, sowie im Bereich aufsteigenden Grundwassers im Bereich von Exfiltrationsgebieten – also z.B. unter Tälern – verursacht werden, wie dies etwa beim Gotthard-Strassentunnel festgestellt wurde.

6. Fazit (Befund und Ausblick)

Als wesentliche Erkenntnisse in Bezug auf das Bergwasser beim bisherigen Vortrieb des Gotthard-Basistunnels können festgehalten werden:

- Die bisher beobachteten Bergwasserzufluss-Mengen waren in allen Abschnitten – ausser in Bodio – deutlich geringer als prognostiziert.
- Die bisher angetroffenen Bergwässer sind grösstenteils betonaggressiv, weisen jedoch kaum eine Neigung zur Versinterung auf.
- Die Diskrepanzen zwischen Prognose und Befund der Bergwasserzufluss-Mengen im weiteren Vortrieb im Gotthard-Massiv und in den Lucomagno-Gneisen werden insgesamt wahrscheinlich geringer als bisher in Amsteg und in Sedrun sein.

- Einzelne hohe Zuflüsse aus Störzonen können nach wie vor nicht ausgeschlossen werden. Sie erscheinen aufgrund der Befunde aber weniger wahrscheinlich.
- Hohe Tunnelzuflüsse sind praktisch nur mit Vorauserkundungen frühzeitig identifizierbar. Dies ist für den Vortrieb im Bereich Stauhaltungen von grösster Wichtigkeit.
- Derzeit scheint es unwahrscheinlich, dass im weiteren Vortrieb die prognostizierten Felstemperaturen deutlich überschritten werden.
- Noch nicht alle potenziellen (hydrogeologischen) Problemzonen sind durchörtert, wie etwa die Piora-Zone, die Granite und Orthogneise sowie allfällige Störzonen im Gotthard-Massiv.
- Aufgrund der interessanten Befunde drängen sich wissenschaftliche Auswertungen und damit verbundene Modellentwicklungen auf.

Verdankungen

Die Autoren bedanken sich bei Herrn Heinz Ehrbar für die Einladung zum Vortrag am STC sowie bei den Baustellengeologen der verschiedenen Abschnitte, insbesondere bei den Herren B. Frei, R. Rütli, P. Guntli, R. Volpers und L. Bonzanigo.

Referenzen

Geowatt (2005): Revidierte Felstemperaturprognose für den Gotthard-Basistunnel auf der Basis neuer Temperatur- und Geologiedaten, Schlussbericht. – Juni 2005, Ref. 148/SS.

Seelig, U., Bucher, K. & Stober, I. (2007): High-pH waters from the new Gotthard rail base tunnel, Switzerland. – China 13th International Symposium on Water-Rock Interaction (WIR-12), Kunming, China.

Die zahlreichen verwendeten Projektunterlagen sind hier nicht aufgeführt.

Gotthard-Basistunnel – Bergschläge und Mikrobeben in der MFS Faido

Eduard Kissling, Prof. Dr. sc. nat. ETH; Institut für Geophysik, ETH Zürich
 Michael Rehbock-Sander; Amberg Engineering AG, Regensdorf-Watt
 und AG Mikrobeben ALPTRANSIT

Die Multifunktionalstelle (MFS) Faido des Gotthard Basistunnels befindet sich in der Penninischen Gneis Zone, im Übergangsbereich zwischen den Leventina- und Lucomagno-Gneisserien, welche von bis zu 5m mächtigen karritischen Störungszonen durchzogen ist. Das Risiko für Bergschläge wurde im Gotthardmassiv als hoch, im Bereich der MFS Faido dagegen als gering eingestuft. Kurz nach Beginn der Ausbruchsarbeiten an der MFS wurden jedoch überraschend viele und starke Bergschläge registriert. Eine Analyse ergab, dass 75% aller Bergschläge innerhalb der ersten 3 Stunden und hauptsächlich im Bereich der Ortsbrust auftreten (Bild 1).

Es zeigten sich aber auch Abschnitte, in welchen wiederholt Bergschläge mit grösseren Materialablösungen auftraten, ohne dass ein Vortrieb in unmittelbarer Nähe kurz vorher stattgefunden hätte. Diese Abschnitte korrelieren mit dem geometrisch komplexen Übergang zwischen den beiden Gneis-Typen von stark verschiedener mechanischer Festigkeit. Auf Grund der Beobachtungen und im Lichte der sicherheitstechnischen Aspekte werden die Bergschlagereignisse gemäss Tabelle 1 in 4 Kategorien eingeteilt.

Anlässlich eines Bergschlages Kategorie 4 im März 2005 wurde erstmals ein möglicher Zusammenhang zwischen

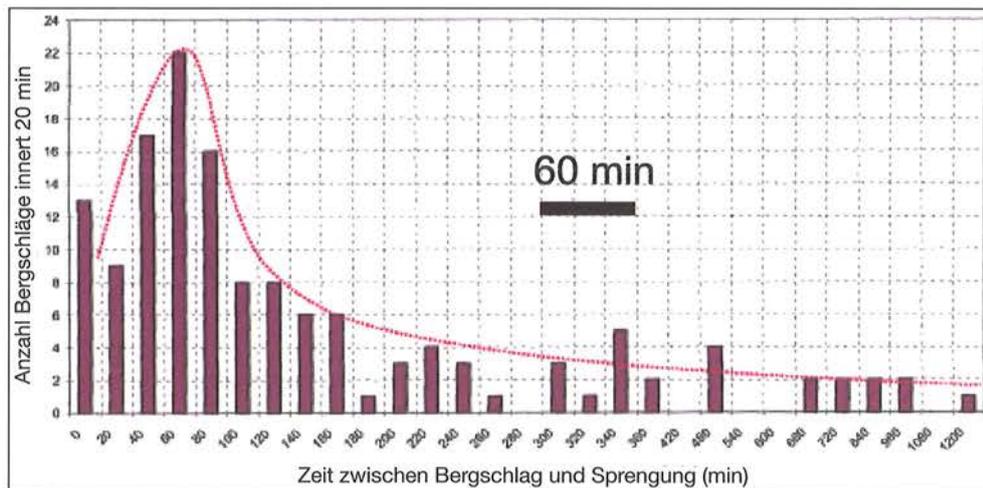


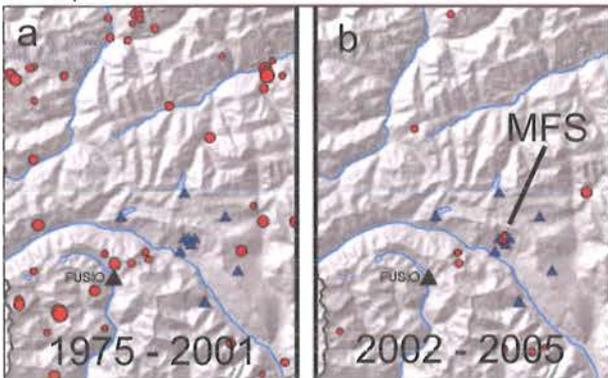
Bild 1: Statistik über den Zeitpunkt der Bergschlagereignisse im EST ON von 4.4.03 – 7.5.04 von Tm 128-530

	Bezeichnung	Beobachtungen	Massnahmen
Kategorie 1	Entlastung	Knackgeräusche, kein Materialauswurf	Kopfschutznetz, Spritzbeton auf Ortsbrust, Ortsbrustankerung, gewölbte Ortsbrust
Kategorie 2	Leichter Bergschlag	Knallgeräusche, Staubbildung, Brustablösungen beim Säubern	Massnahmen wie bei 1 plus: Materialkeil in Brust, Teilausbruch
Kategorie 3	Mittlerer Bergschlag	Starker Knall, Staubbildung aus Gewölbe, Brustablösungen < 5 m ³ vor dem Säubern	Nachgiebige Ankerung (Super oder Yielding Swellex), spezielle Ankerplatten, evtl. Drahtgeflecht auf Spritzbeton
Kategorie 4	Starker Bergschlag	Mehrere Schläge, Brustablösungen > 5 m ³ , Ablösungen und Auswirkungen in Distanz	Nachgiebige Ankerung, Stahlausbau, evtl. Entlastungsbohrungen

Tabelle 1:

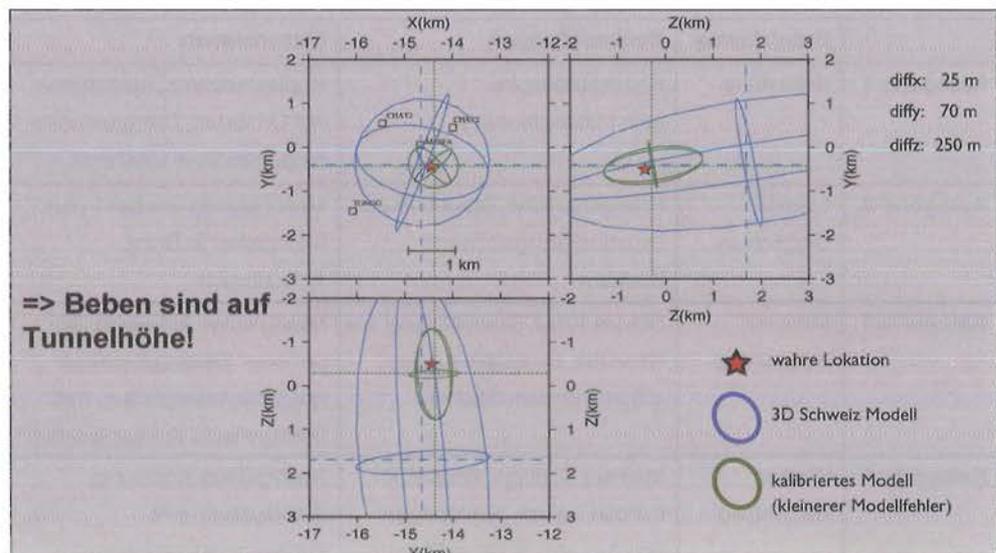
Mikrobeben und Bergschläge festgestellt. In der Folge zeigte sich, dass seit Beginn der Ausbruchsarbeiten an der MFS der Schweizerische Erdbebendienst (SED) mit seinem schweizweiten Stationsnetz mehrere Mikrobeben mit Magnituden von ca. 1,5 registrierte, welche in unmittelbarer Nähe der MFS lokalisiert wurden, in einem Gebiet, in welchem innerhalb der vorangegangenen 26-jährigen Registrierperiode des SED kein einziges solches Beben stattgefunden hatte (Bild 2).

Bild 2: Kartenausschnitt Umgebung MFS Faido mit der seismischen Station Fusio des nationalen Erdbebennetzes (schwarzes Dreieck) und den durch den Schweizerischen Erdbebendienst in den Perioden (a) 1975 bis 2001 und (b) 2002 bis 2005 registrierten Erdbeben (rote Punkte). In blau die Stationen des für die Überwachung der MFS speziell installierten zusätzlichen Stationsnetzes.



Um die Detektionsschwelle von Mikrobeben in der Umgebung der MFS Faido auf Mag0.5 zu senken und die routinemässige Lokalisiergenauigkeit des SED von +/- 3 km horizontal und +/- 5 km vertikal – für das gesamte Gebiet der Schweiz – zu verbessern, wurden ab November 2005 insgesamt 10 weitere seismische Stationen oberhalb, im Umkreis und in der MFS installiert. Nach Erfassung des 3-dimensionalen lokalen Geschwindigkeitsfeldes mittels klei-

Bild 3: Steigerung der Lokalisiergenauigkeit mit Netz Faido und lokalen Geschwindigkeiten



nen Sprengungen im Tunnel konnte die Lokalisiergenauigkeit für Mikrobeben in der direkten Umgebung der MFS Faido auf wenige hundert Meter horizontal und vertikal gesteigert werden. Das wichtigste Ergebnis dieser verbesserten Lokalisiergenauigkeit war die Erkenntnis, dass die Beben auf Tunnelhöhe stattfinden (Bild 3). Bei der Betrachtung der Verteilung aller bisher registrierten Mikrobeben (Bild 4) ist allerdings zu beachten, dass während dem Aufbau des Stationsnetzes Faido in den letzten drei Monaten von 2005 die Hypozentren (rot-orange Symbole) systematisch gegen NE versetzt lokalisiert sind. Wellenformenanalysen (siehe unten) dokumentieren, dass sie ebenfalls in unmittelbarer Nähe der MFS Faido stattgefunden haben.

Am 25. März 2006 fand mit einer Magnitude von 2.3 das bisher stärkste Beben statt. Dies wurde in Faido gut verspürt und auch gehört. Die Stärke des Beben erlaubte dessen Registrierung an fast allen Stationen des SED-Netzes, zusätzlich zu den Stationen des Netzes Faido, und damit auch die Bestimmung der Verschiebung im Herd selbst. Die Analyse ergab als wahrscheinlichste Lösung eine sehr steilstehende Bruchfläche welche in etwa Ost-West streicht und knapp 300 m nordöstlich von der MFS liegt (Bild 5).

Die Analyse der Wellenformen von allen bisher registrierten Mikrobeben ergibt, dass es sich dabei um Beben-Gruppen handelt. Die zu einer Gruppe gehörenden Beben resultieren von gleichsinnigen Verschiebungen entlang subparallelen Bruchflächen welche nur wenige Meter voneinander entfernt sind. Nur so kann die beobachtete Ähnlichkeit in den Wellenformen entstehen (Bild 6).

Die vergleichende Wellenformanalyse an der SED-Station FUSIO erlaubt auch die Lokalisierung von Beben,

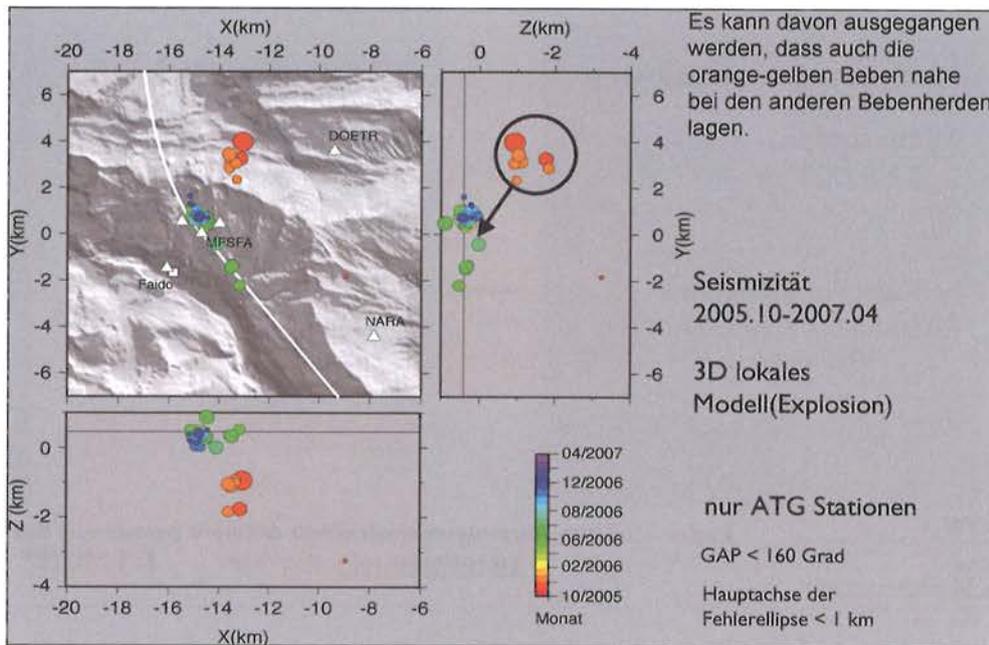


Bild 4: Seismizität im Raum Faido. Der Farbcode bezeichnet die zeitliche Entwicklung von Oktober 2005 bis April 2007.

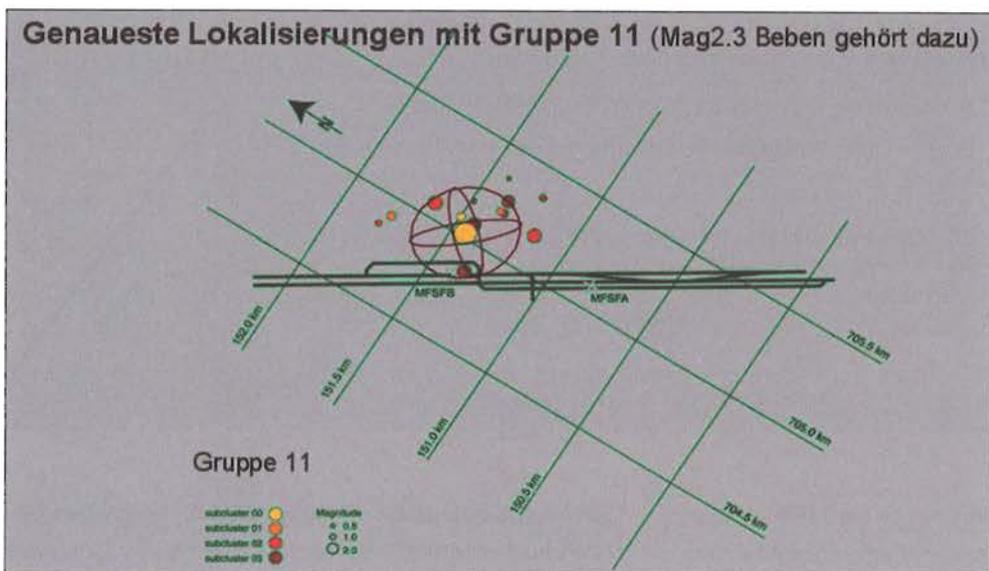


Bild 5: Epizentrum (gelb) des Mag2.3 Bebens mit Fehlerellipsen (rote Linien), welche die Lokalisierungsgenauigkeit angeben. Bei diesem Beben handelt es sich um eine Verschiebung an einer steilstehenden Bruchfläche in weniger als 300 m Entfernung von der Oströhre.

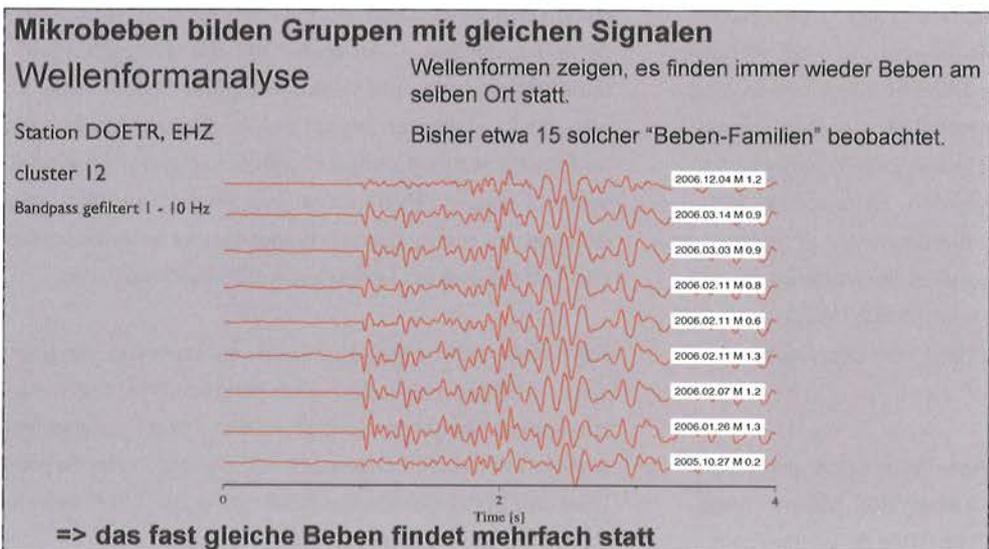


Bild 6: Wellenformen von verschiedenen Mikrobeben registriert an der Station DOETR über einen Zeitraum von 13 Monaten.

Bild 7: Korrelation Bergschläge-Mikrobeben. Bild rechts: Zuordnung von Mikrobeben mit beobachteten Bergschlägen aus der Zeit vor Installation des Stationsnetzes Faido auf Grund der Wellenformen.

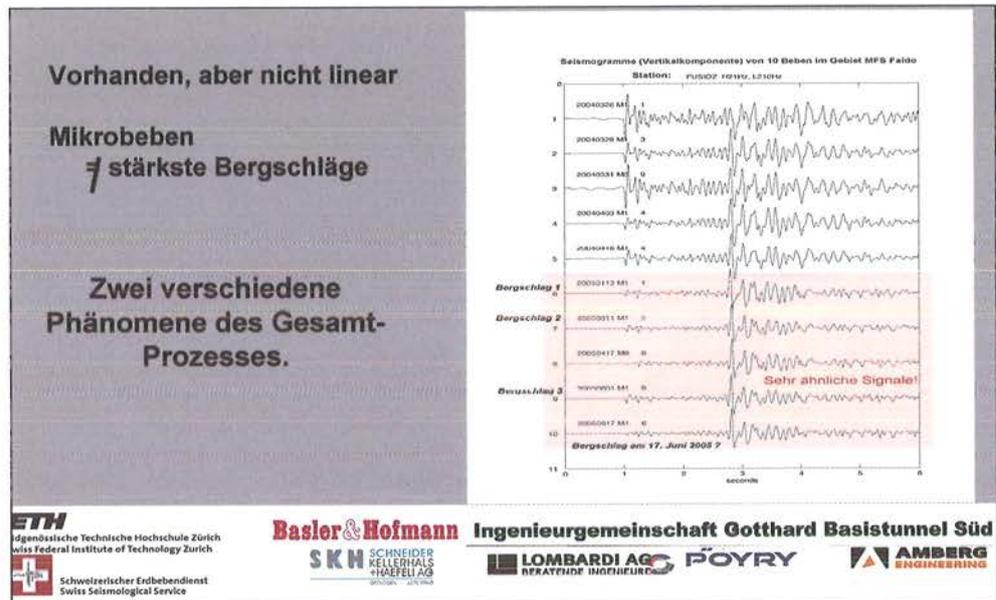
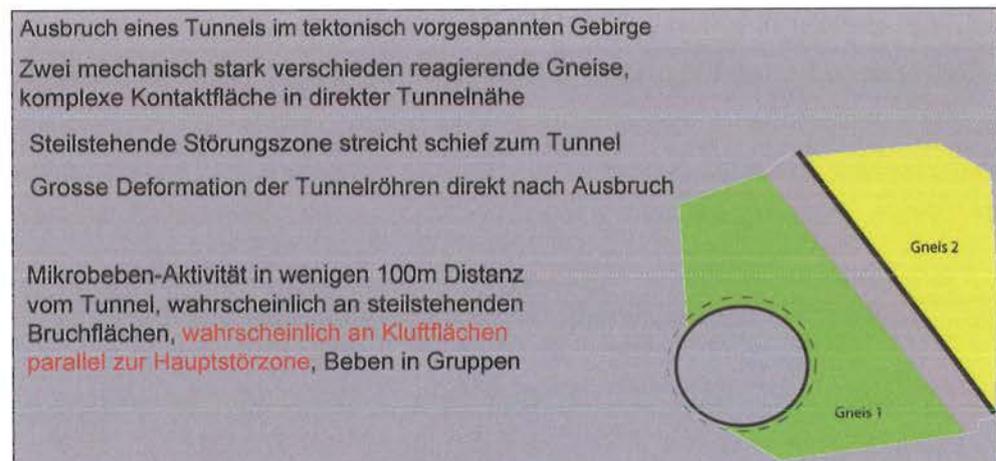


Bild 8: Deformations- und Spannungsumlagerungen im Gebirge



welche im Zeitraum der Bauarbeiten an der MFS vor Einrichtung des lokalen Stationsnetzes Faido stattgefunden haben. Drei Bergschlag-Ereignisse aus dieser Periode lassen sich so Mikrobeben zuordnen (Bild 7). Eine Korrelation der Bergschläge mit Mikrobeben ist zwar vorhanden, aber nicht uneindeutig: Manche Mikrobeben sind nicht von (beobachteten) Bergschlägen begleitet, einzelne der stärksten Bergschläge (Kategorie 4) konnten keinen Mikrobeben zugeordnet werden. Es handelt sich dabei offensichtlich um zwei verschiedene Phänomene eines komplexen Gesamtprozesses der Verformung des Gebirges ausgelöst durch tektonische Vorspannung, spezielle geologische Verhältnisse und das Ausbrechen der MFS.

Während Bergschläge ihre Ursache in Spannungsumlagerungen in unmittelbarer Tunnelnähe haben, finden Mikrobeben an Bruchflächen statt (Bild 8), welche sich in wenigen hundert Meter Distanz von der Oströhre befinden und parallel zu dem im Tunnel angetroffenen Klufsystem

mit Kakieritzzone verlaufen (Bild 9). Durch den Gebirgsdruck schrumpft im leicht verformbaren Gneis die frisch ausgebrochene Tunnelröhre um fast einen Meter. Neben den lokalen Spannungsumlagerungen in unmittelbarer Tunnelnähe – verbunden mit den Bergschlägen – findet dabei auch eine Veränderung der Spannungen im weiteren Umfeld statt. Wenn sich in diesem Volumen ein tektonisch vorgespanntes Bruchflächensystem befindet, so kann dies – z.B. durch Verminderung des Reibungsdruckes – zu ruckartigen Bewegungen an einer Bruchfläche führen, was als Erdbeben wahrgenommen wird.

Falls diese Interpretation zutrifft, so erwarten wir nach dem raschen Abklingen der Bergschläge nach Abschluss der Ausbruchsarbeiten (Bild 10) ein langsames Abnehmen der Mikrobeben in Anzahl und in der Stärke. Über die Zeitdauer dieses Abklingens der Mikrobeben-tätigkeit kann im Moment keine Aussage gemacht werden, da dieses Phänomen in dieser Form erstmals beobachtet wird.

Die Bergschläge und die Mikrobeben-Aktivität haben im Bereich der MFS Faido grössere Auflockerungszonen zur Folge. Dies wie auch die Möglichkeit einer dynamischen Belastung durch ein Mikrobeben in unmittelbarer Nähe gilt es bei der Dimensionierung des Ausbaus zu berücksichtigen. Die dazu nötigen dynamischen Modellrechnungen sind zur Zeit im Gange (Bild 11).

Injektion einer wasserführenden Störzone – Konzept und Ausführung

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

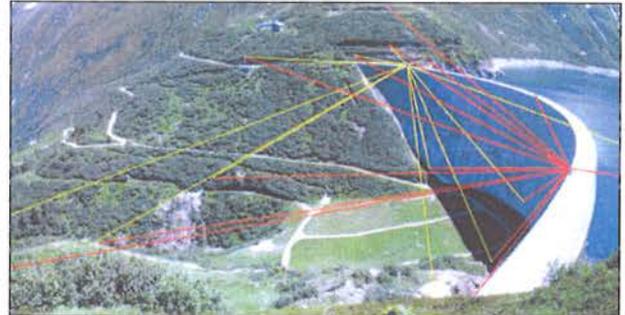
1. Grundlagen

Seit der Beeinträchtigung der Stauanlage Zeuzier durch den Bau des Sondierstollens Rawil ist bekannt, dass ein kausaler Zusammenhang zwischen der Wasserentnahme durch den Tunnel und allfälligen Oberflächenverformungen besteht. Die Drainage führt zu einer Setzungsmulde. Durch die Krümmung der Setzungsmulde ergibt sich je nach Lage und Ausrichtung eine Talschliessung, eine Talöffnung oder eine Talverzerrung. Die Oberflächendeformationen (einerseits Schliessen/Öffnen der Talflanken durch grossräumige Deformationen, andererseits Setzungen in Form von lokalen und diskreten Verformungen) können bei Überschreitung von gewissen Grenzwerten die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Stauanlagen gefährden.

Die Zusammenhänge zwischen Wasserentnahme und den Deformationen an der Oberfläche wurden mittels mechanisch-hydraulisch gekoppelten Berechnungen simuliert (Bild 1). Die Berechnungen zeigen, dass bereits geringe Wasserzuflüsse zu messbaren Deformationen führen können. Eine Prognose zum zeitlichen Verlauf der Deformationen ist schwieriger zu stellen. Es wäre jedoch für die Massnahmenplanung von grosser Bedeutung, den zeitlichen

Verlauf der Verformungen zu kennen. Die wichtigsten Messgrössen (Bild 2) wurden daher laufend überwacht und in die Beurteilung miteinbezogen. Die Vermessungsdaten ermöglichen eine laufende Kontrolle der Deformationen an der Mauer. Als wichtigstes Mass für die Beeinträchtigung der Mauer dient die Verkürzung oder Talschliessung auf Kronenhöhe. Im konkreten Fall von Nalps beträgt der elastische Grenzwert für die Verkürzung 50 mm.

Bild 2: Staumauer Nalps mit Vermessungspunkten



2. Konzept

Die werkvertraglich vorgesehenen Massnahmen (Bild 3) sind so ausgelegt, dass die Deformationen auf Grund des Tunnelausbruchs zu keiner Beeinträchtigung der Stau-

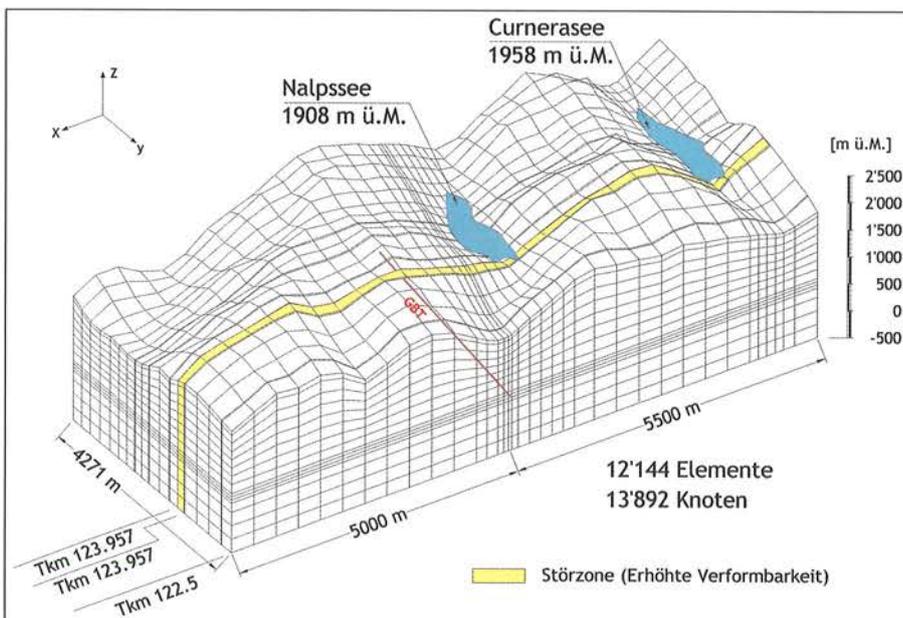


Bild 1: Modellierung mit dreidimensionalem FES-Modell

mauer führen. Gemäss Projekt ist vorgesehen, mit der systematischen Vorauskundung eine wasserführende Störzone zu erkennen und Wasserzutritte zur Bohrung durch den Einsatz eines Preventers zu kontrollieren. Eine erkannte Störzone wird anschliessend mittels zusätzlich ausgeführter Erkundungsbohrungen genauer untersucht und die Injektionen aus einem sicheren Abstand von ca. 30 m zur Störzone ausgeführt. Nach der Wiederholung der Massnahmen in der zweiten Röhre kann der Vortrieb weiter geführt werden.

3. Übersicht und Stand der Arbeiten

Der betrachtete Abschnitt befindet sich 2700 m weit südlich vom Schacht Sedrun entfernt. Bei den Gesteinen in

diesem Abschnitt handelt es sich um schwach durchlässigen Gneis (Bild 4). Die Überdeckung beträgt ca. 1500 m und der anstehende Gebirgswasserdruck liegt bei 140 bar.

Die Staumauer Nalps liegt rund 500 m westlich des Tunnels (Bild 5). Das Tunnelsystem besteht aus zwei Tunnelröhren mit 30 m Abstand, alle 312 m sind Querschläge angeordnet. Der Ausbruch des Hufeisenprofils erfolgt im Sprengvortrieb.

Per Ende Juni 06 war im Teilabschnitt Sedrun folgender Arbeitsstand zu verzeichnen

- Multifunktionsstelle und Abluftsystem, vollständig ausgebrochen und gesichert, Sohl- und Gewölbebetonarbeiten in Arbeit

Bild 3: Konzept Injektionen

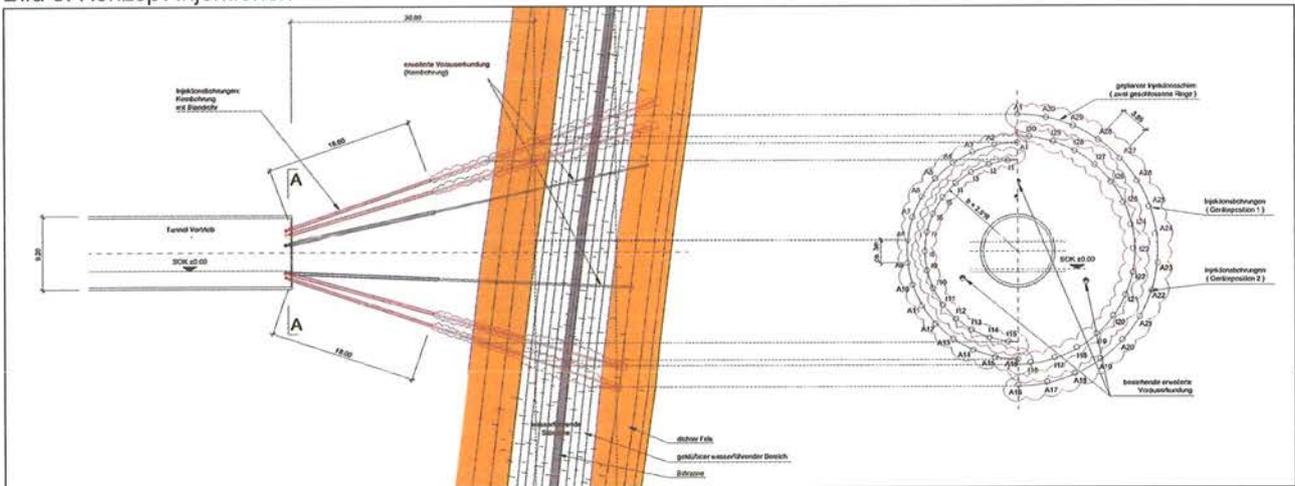


Bild 4: Geologischer Längsschnitt Teilabschnitt Sedrun Süd

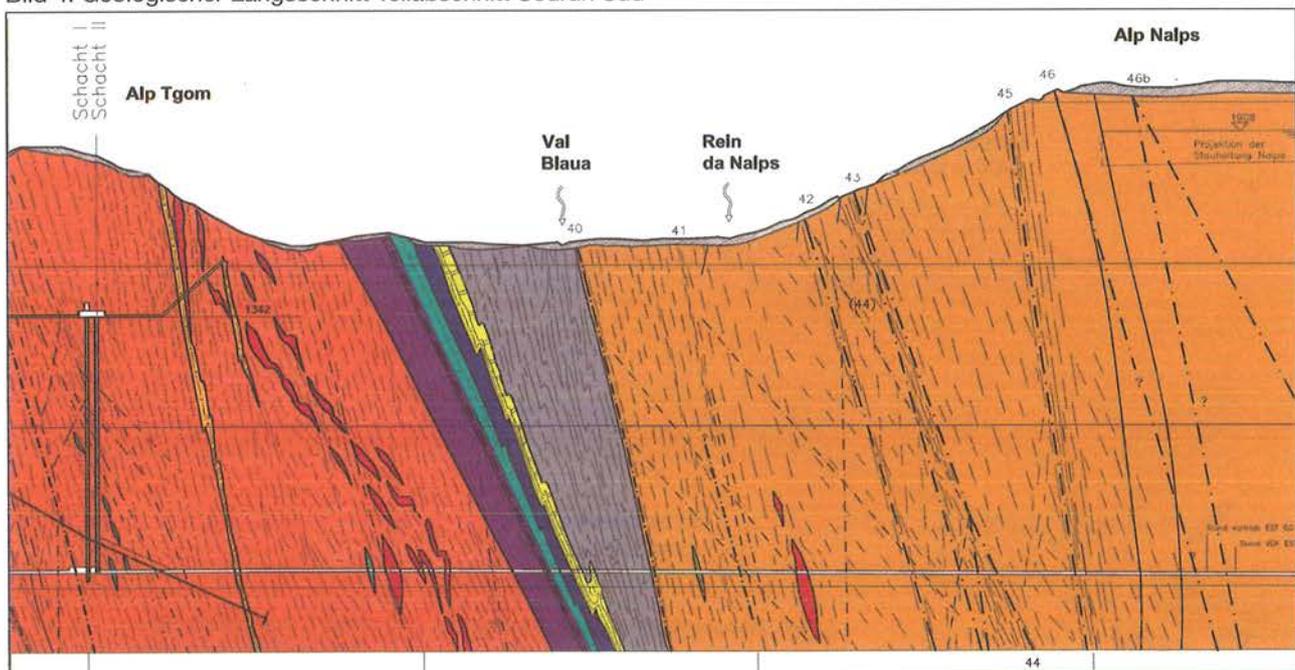


Bild 5: Situation Teilabschnitt Sedrun

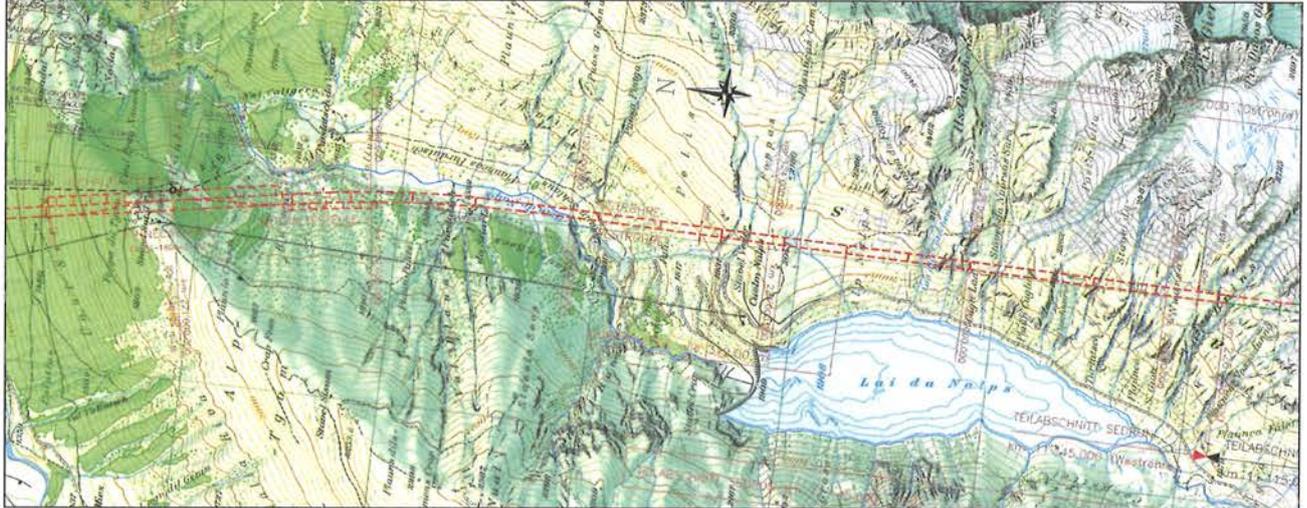
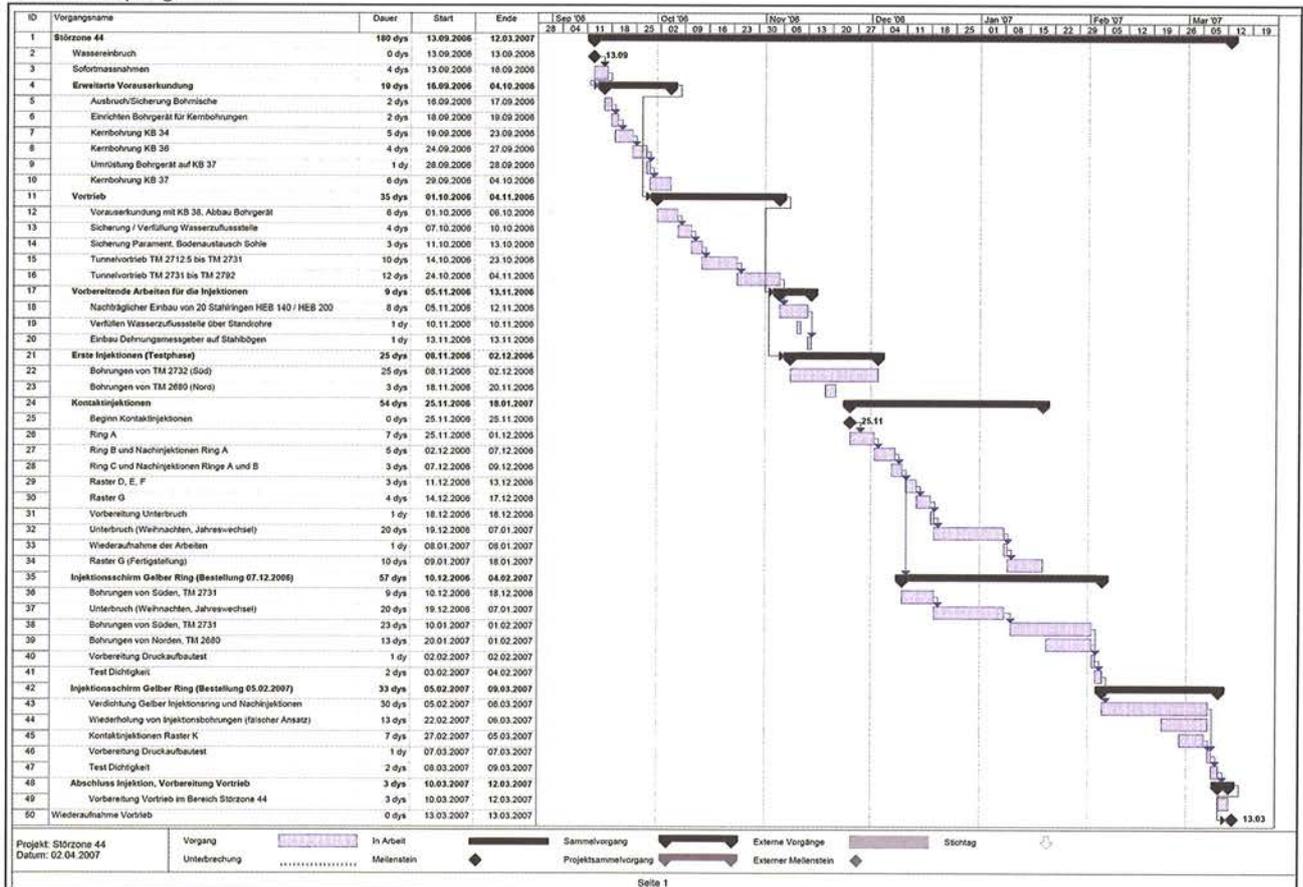


Bild 6: Bauprogramm



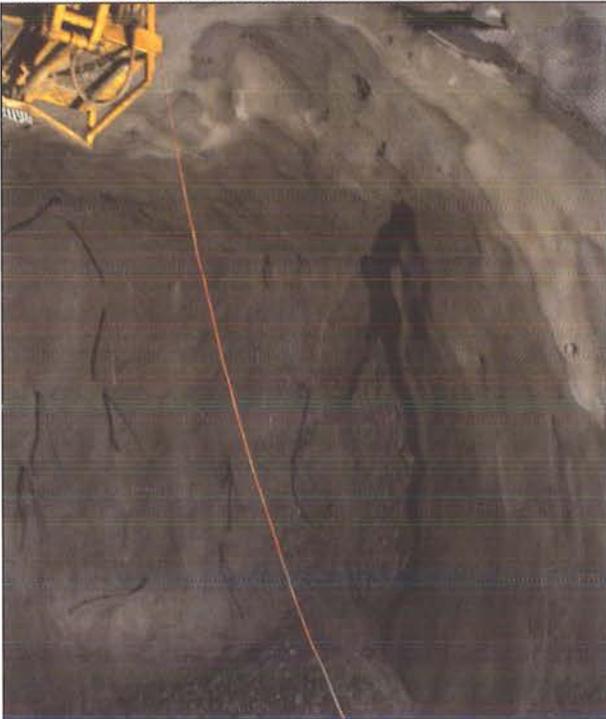
- Nordvortriebe, Vortriebsstand 2'062 m ab Schachtfuss, in Clavanievzone
- Südvortriebe, Vortriebsstand 3'490 m, Beginn Störzone 46b des Gotthard Massivs

4. Ablauf Ereignisse

In der Folge sind die Ereignisse von Sommer 2006 bis Frühling 2007 chronologisch aufgeführt. Die Arbeiten sind im Bauprogramm (Bild 6) dargestellt. Bei der Kernboh-

rung in der Oströhre wurde bei Tunnelmeter 2685 eine Störung lokalisiert. Die Wasserschüttung war gering. In der vorausgehenden Oströhre wurde die Störung anschliessend ohne Probleme durchfahren. Im Querschnitt waren nur einzelne Tropfstellen feststellbar. In der Weströhre wurden zwei Schlagbohrungen von je 60 m Länge ausgeführt. Die Bohrungen führten ca. 1 l/s Wasser. Unter Kenntnis der geringen Wasserführung wurde der Vortrieb in der Weströhre fortgesetzt. Die Ortsbrust wurde auf Grund der relativ schlechten Stabilität des anstehenden

Bild 7: Wasserzutrittsstelle Weströhre Tm 2712



Gebirge mit 26 Anker gesichert. Die insgesamt 52 Bohrungen der Ortsbrustanker in der Störzone führten ebenfalls wenig Wasser. Bei Tm 2710 m wurde ein Abschlag von 2 m Länge mit ca. 90 Löchern gebohrt. Auch der Zufluss aus den Sprenglöchern blieb gering. Am 13. September 2006 wurde nach dem Abschlag ein Zufluss von 1 bis 2 l/s im rechten oberen Parament festgestellt. Die Wasserschüttung stieg innert kurzer Zeit, begleitet von einem Nachbruch von 15 m³, auf 12 l/s an (Bild 7).

5. Erkundung Störzone

Zur Erkundung wurden drei zusätzliche Kernbohrungen von je ca. 80 m Länge ausgeführt (Bild 8). Durch die Ver-

teilung der Bohrungen konnte die räumliche Lage und der Aufbau der Störzone erschlossen werden. Die Störung wurde als Störzone 44 identifiziert. Sie verläuft an der Oberfläche in unmittelbarer Nähe der Staumauer.

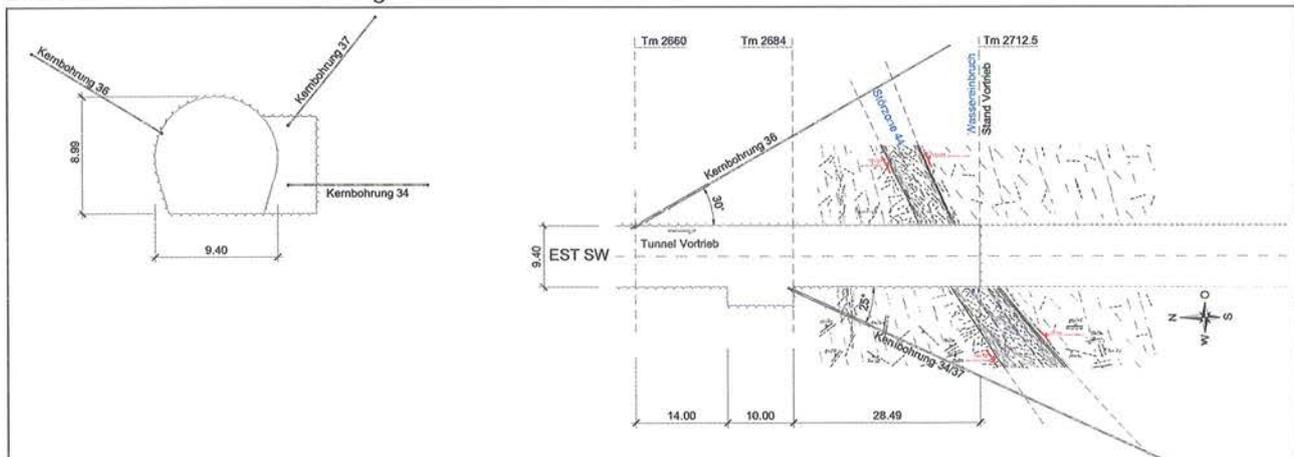
Das Bild 9 zeigt den geologischen Horizontalschnitt der Störzone 44 auf Firsthöhe. Die Störzone wird im Norden und Süden von ungestörtem, schwach durchlässigem Gneis begrenzt. Nördlich der Störzone ist der Gneis in einem Bereich von ca. 5 m stärker geklüftet und daher durchlässiger als im Süden. Im Süden ist ein scharfer Übergang zwischen Störzone und gutem Gneis festzustellen. Der Aufbau der Störung selbst lässt sich in 3 Bereiche gliedern. Die Randbereiche bestehen aus sehr intensiv geklüfteten Kakiriten mit einer Mächtigkeit von ca. 0,5 – 1 m. Diese Bereiche sind wasserführend. Der zentrale Bereich der Störung mit einer Mächtigkeit von ca. 5 m ist weniger durchlässig. Auf Grund der vorgestellten Berechnungen und Messungen wurde per 11. Oktober 2006 die Abdichtung des wasserführenden Bereiches mittels eines Injektionsschirmes beschlossen.

6. Vorbereitungsarbeiten

Zur Vorbereitung der Injektionen wurden diverse Vorarbeiten ausgeführt. Als erstes wurde die Zuflussstelle gesichert und der Wasserzutritt mittels Schläuchen und später Standrohren gefasst.

Der Störzonenbereich wurde durchfahren und der Vortrieb bis zum Querschlag S8 weiter geführt. Dadurch ergab sich die Möglichkeit, die Störzone gleichzeitig von zwei Seiten aus zu behandeln. Dieses Vorgehen versprach eine Optimierung der Bohrlängen und eine Verkürzung der Ausführungsdauer.

Bild 8: Erweiterte Vorauserkundung der Störzone 44



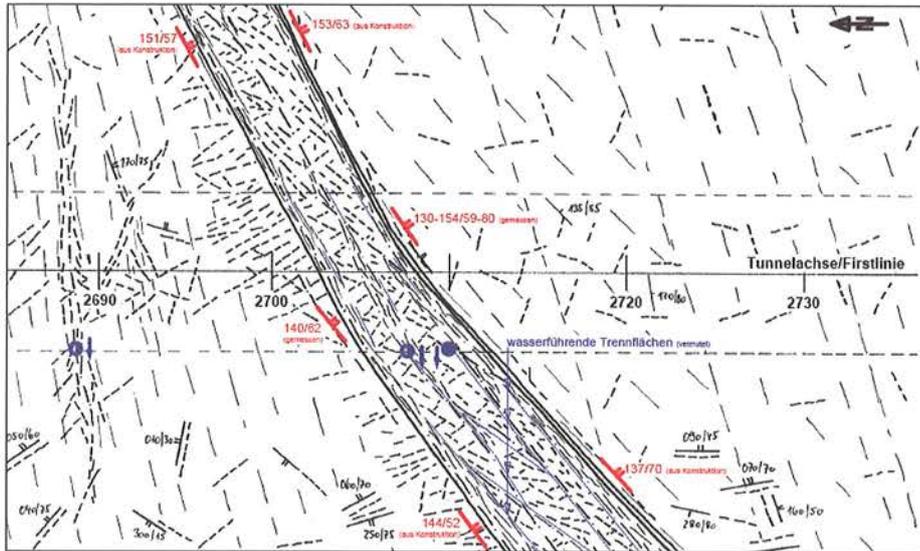


Bild 9: Geologischer Horizontalschnitt im Störzonenbereich auf Firsthöhe (1:200)

Durch das Durchörteren des Störzonenbereiches bestand jedoch die Gefahr, neue Wasserwegigkeiten zu schaffen. Zu deren Vermeidung wurden Teilbereiche mit Spiesen gesichert und die Ausbruchssicherung verstärkt (Bild 10 und 11). Anschliessend wurden weitere Vorbereitungsarbeiten für die Injektionen ausgeführt.

7. Injektionsarbeiten

Im folgenden Abschnitt sind die verschiedenen Phasen der Injektionen aufgeführt. Die Daten zu den Injektionen sind tabellarisch zusammengestellt und die Zeiten aus dem Bauprogramm ersichtlich.

Bild 10: Verstärkung Ausbruchssicherung



Die eigentlichen Injektionsmassnahmen lassen sich in Kontaktinjektionen und den umlaufenden Injektionschirm unterscheiden. Die Kontaktinjektionen (Bild 12) dienen der Verminderung von Umläufigkeiten zum Tunnel und zur Stabilisierung des aufgelockerten Materials. Sie wurden in einem Raster von 1,5 x 1,5 m radial gebohrt. In mehreren Etappen dichtete man sowohl grossräumig als auch lokal verbliebene Zutrittsstellen ab. Für die erste Etappe sowie bei stärkeren Umläufigkeiten kam Feinzement, für die folgenden Etappen Feinstzement zum Einsatz.

Bild 11: Verstärkung der Ausbruchssicherung, Situation und Querschnitt

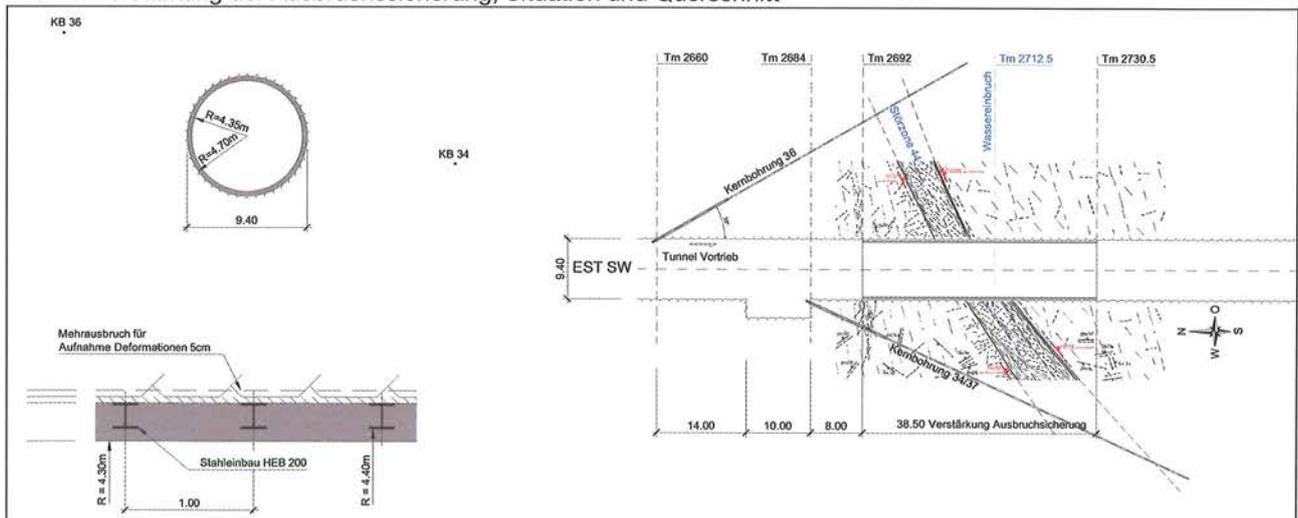


Bild 12: Kontaktinjektionen, Situation und Querschnitt

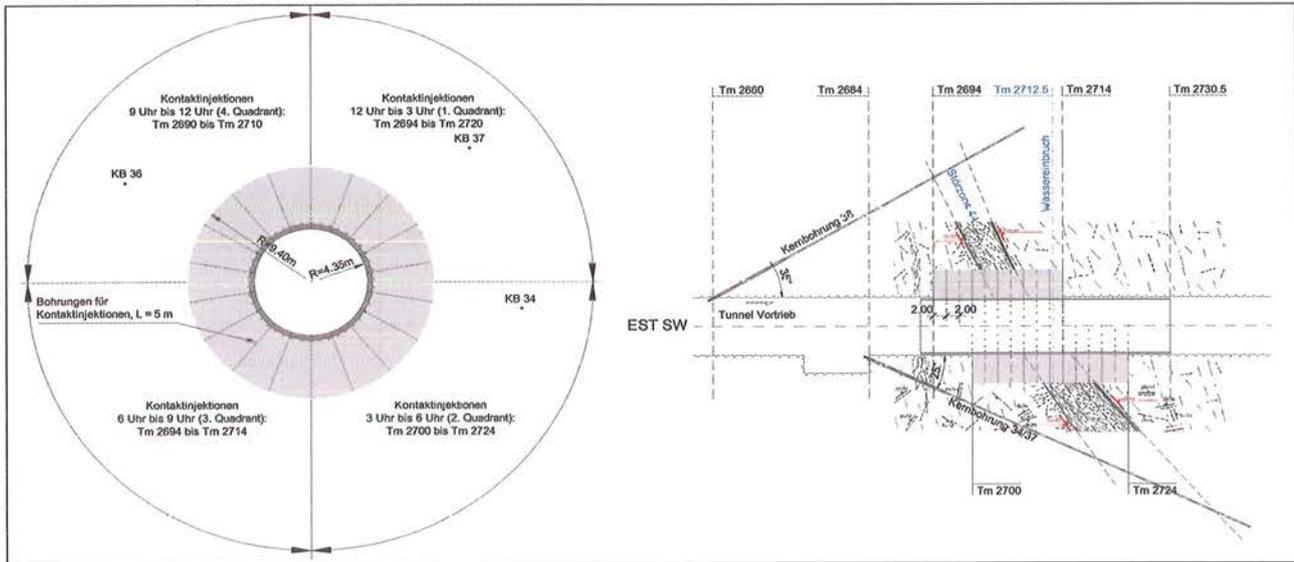


Bild 13: Abdichtungsinjektionen von Süden, Situation und Querschnitt

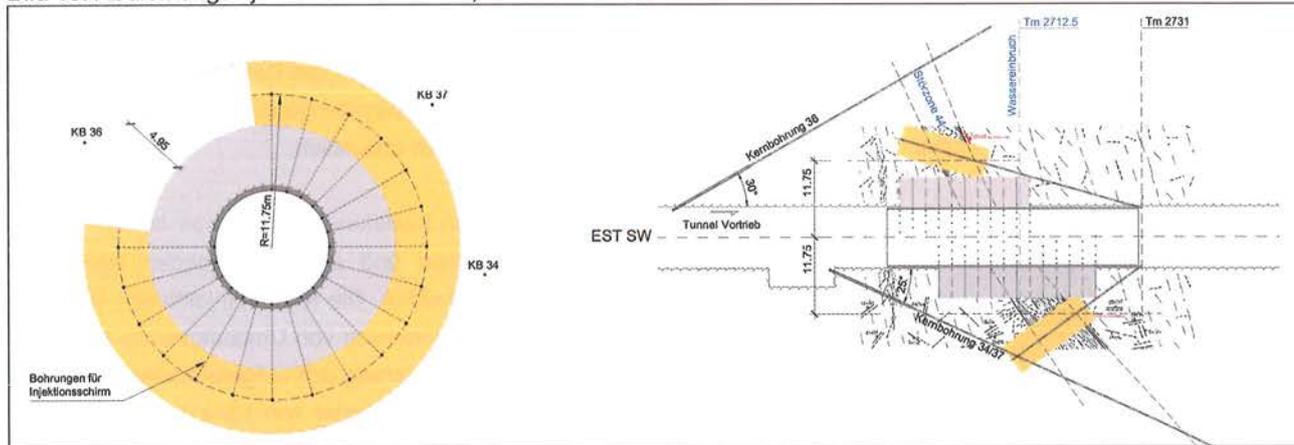
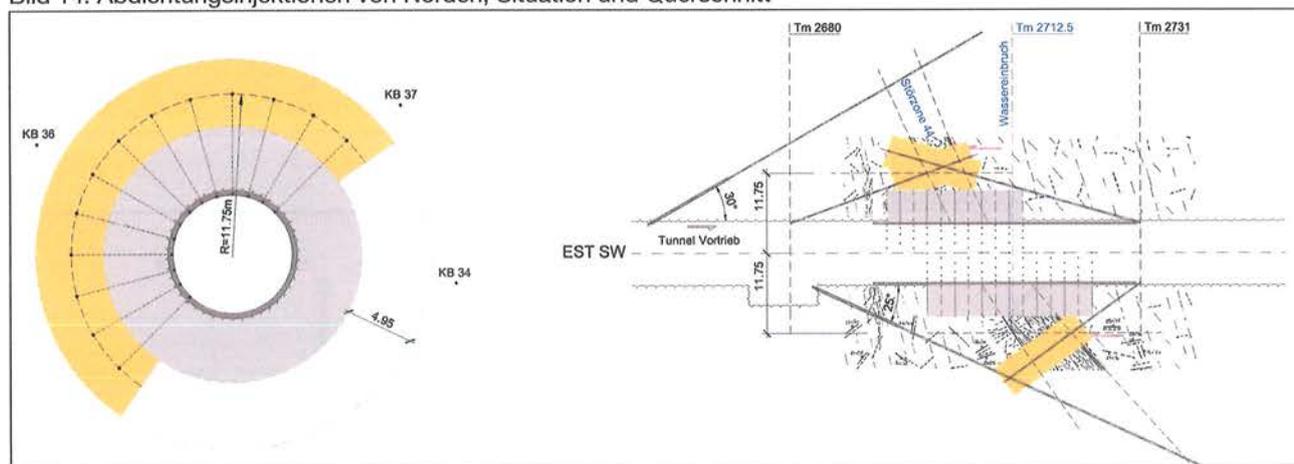


Bild 14: Abdichtungsinjektionen von Norden, Situation und Querschnitt



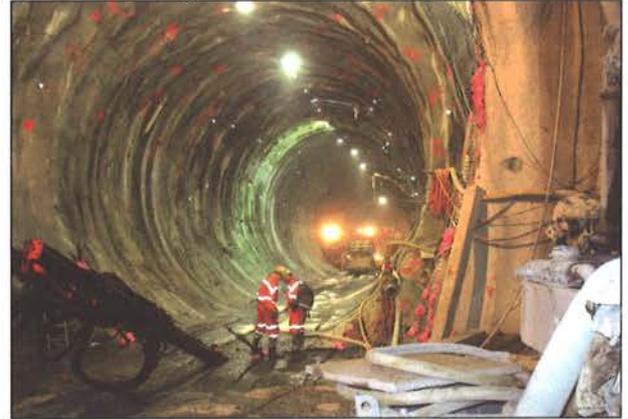
Aufbauend auf den Kontaktinjektionen (grau) wird der eigentliche Injektionsschirm (Bild 13) erstellt. Der Injektionsschirm ist als systematischer, umlaufender Schirm geplant. Nur lokale Injektionen schienen auf Grund der hohen Wasserdrücke und der grossräumigen Umläufigkeiten nicht zielführend. Die Arbeiten erfolgten unter dränenen Verhält-

nissen. Die Kernbohrungen der Erkundung dienten dabei als Drainage. Der Bohrraster wurde auf 3 m festgelegt. In einer ersten Etappe wurde zunächst von Süden her auf 3/4 des Umfanges gebohrt und injiziert. Die Bohrungen reichten bis 5 m über den Störzonenbereich hinaus, um die stark geklüfteten Bereiche nördlich der Störzone ebenfalls zu be-

handeln. Die ersten Injektionen dienten der Festlegung der Bohr- und Injektionsparameter. Verschiedene Mischungsentwürfe und Injektionsdrücke wurden getestet. Eine Suspension mit Feinstzement zeigte die besten Resultate. Die Injektion erfolgte ab Hochdruckpackern in vorgängig versetzten Packerschutzrohren 4 m ab Bohrlochmund. Der maximale Injektionsdruck lag mit 150 bar um ca. 30 bar über dem natürlichen Gebirgswasserdruck. Die Einpressgeschwindigkeit war ab einem Druck von 70 bar auf 10 l/min begrenzt. Die Bohrungen wurden mit den beiden Vortriebs-Bohrjumbos erstellt. Sie wurden so angeordnet, dass sie die Störzone möglichst senkrecht durchstossen. Die ergänzenden Injektionen für den vollständigen Ring wurden von Norden her gebohrt (Bild 14 und 15). Dadurch war es möglich gleichzeitig mit zwei Bohrgeräten zu arbeiten. Wegen grösserer Umläufigkeit im Nahbereich des Bohrlochmundes wurde mehrfach nachinjiziert.

Nach einem Dichtigkeitstest wurde beschlossen, den Injektionsschirm von Norden her zu schliessen (Bild 16) und gleichzeitig der Abstand zwischen den Injektionsbohrungen von Süden zu verringern (Bild 17). Nach Auswertung

Bild 15: Bohrungen von Norden



der Massnahmen und Beurteilung der Gesamtsituation wurde beschlossen, die Injektionen zu beenden. Die Wiederaufnahme des Vortriebes erfolgte am 12. März 2007.

8. Auswertung

In der Tabelle sind die ausgeführten Bohrungen und die Dauer der Arbeiten angegeben (Bild 18). Die Injektionsar-

Bild 16: Ergänzende Abdichtungsinjektionen von Süden, Situation und Querschnitt

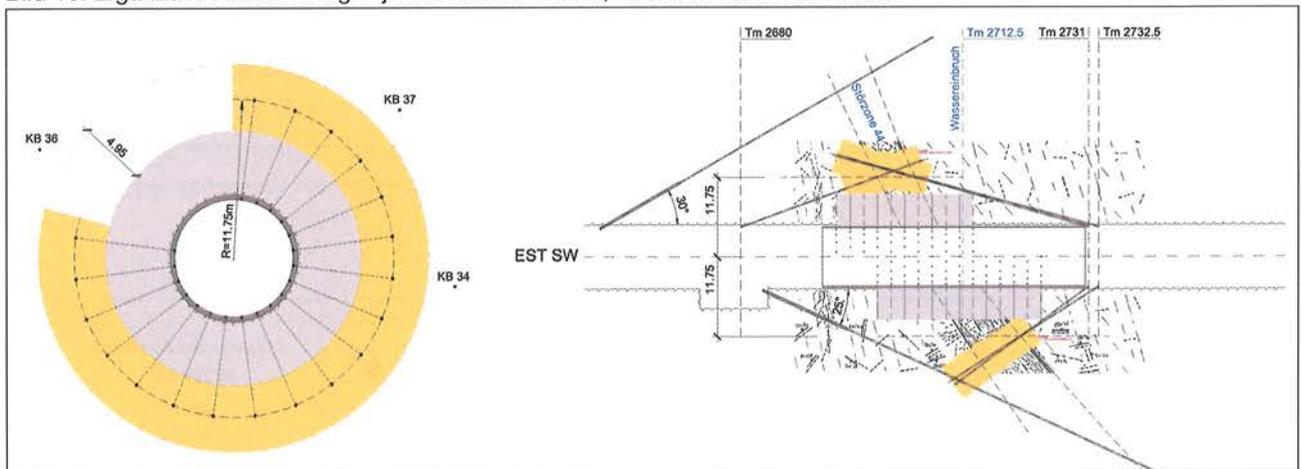
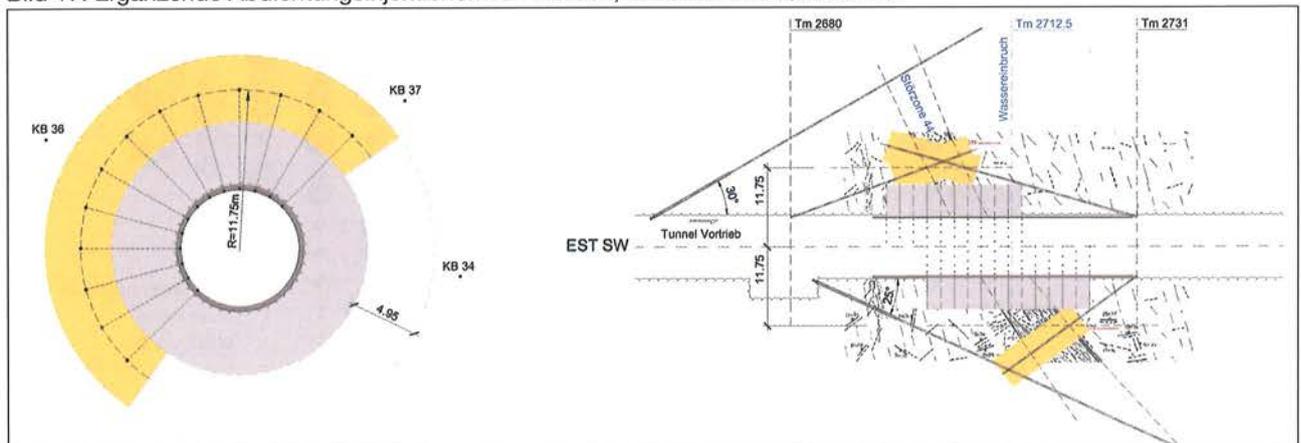


Bild 17: Ergänzende Abdichtungsinjektionen von Norden, Situation und Querschnitt



beiten erfolgten im 4/3-Schichtbetrieb. Dank zweier Bohrergeräte konnten die Arbeiten zum Teil zeitgleich durchgeführt werden. Die grossen Bohr- und Injektionsmengen führten zu einer Bauzeit von insgesamt 102 Tagen.

Bild 18: Zusammenstellung der Hauptmassen

Massnahme	Bohrmeter [m]	Inj. Menge [litr.]	Inj. Menge / lfm Bohrung [litr./m]	Dauer [AT]	Bohrleistung [m/AT]
Kontaktinjektionen	3'930	83'200	21	42	94
Injektionsschirm	8'930	127'200	14	95	94
Summe	12'860	210'400	-	102	-

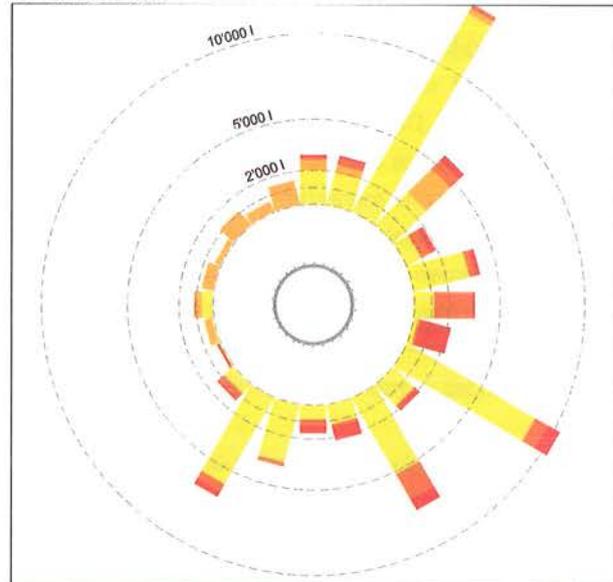
Die injizierten Mengen für die Kontaktinjektionen sind sehr hoch. Das Nettovolumen entspricht ca. 4% Porenraum in der Störzone. Die Verteilung der Mengen längs des Tunnels (Bild 19) sowie auf der Abwicklung ist stark von der angetroffenen Geologie abhängig.

Bei den Abdichtungsinjektionen (Bild 20) ist speziell die heterogene Verteilung zu erwähnen. Grosse Mengen wurden im Bereich des Zuflusses im rechten Parament sowie im Sohlenbereich verpresst. Im Sohlenbereich kam erschwerend dazu, dass viele Schlagbohrungen nicht die gewünschte Bohrtiefe erreichten und wiederholt werden mussten.

Die Darstellung zeigt auch den Verlauf der Injektionsmengen über die Zeit. Die in Phase 1 und 2 ausgeführten Injektionen (gelb dargestellt) füllen die grossen Hohlräume und führen zu einer Homogenisierung der Durchlässigkeiten. Die Injektionen in der Phase 3 und 4 (oran-

ge) dichten die noch verbleibenden, kleinen Klüfte ab. Der Bohraufwand steigt für jede Phase, die injizierten Mengen gehen gleichzeitig stark zurück. Erst die mehrfachen Injektionen hatten jedoch den gewünschten Erfolg.

Bild 20: Verteilung der Abdichtungsinjektionen im Querschnitt



Dies zeigt sich am Besten an der Entwicklung der Wasserschüttung im Tunnel (vgl. Bild 21). Die Schüttung der Störung 44 betrug anfänglich 12 l/s, ging innerhalb weniger Tage zurück und pendelte sich während des ersten Monats bei ca. 6 bis 7 l/s ein. Nach Fertigstellung der Phasen 1 und 2 wurde am 5. Februar ein erster Dichtigkeitstest ausgeführt. Es stellte sich ein Wasserzufluss von 4,1 l/s

Bild 19: Verteilung der Kontaktinjektionen

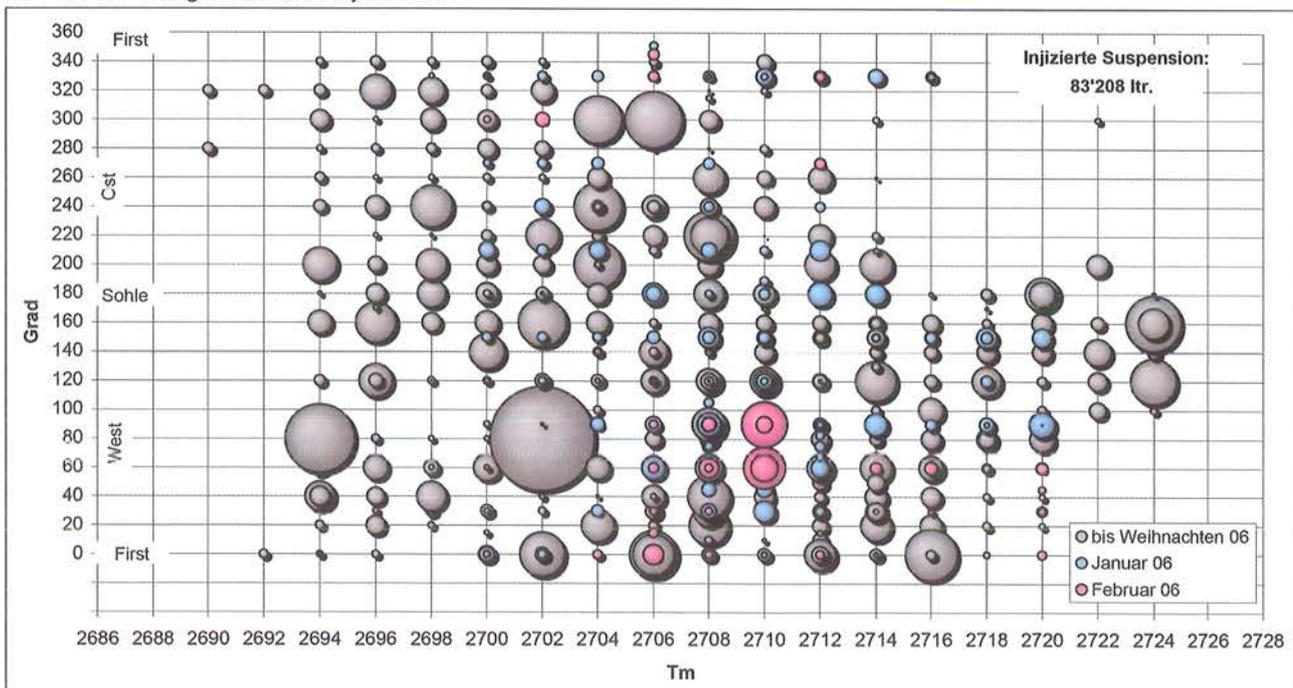
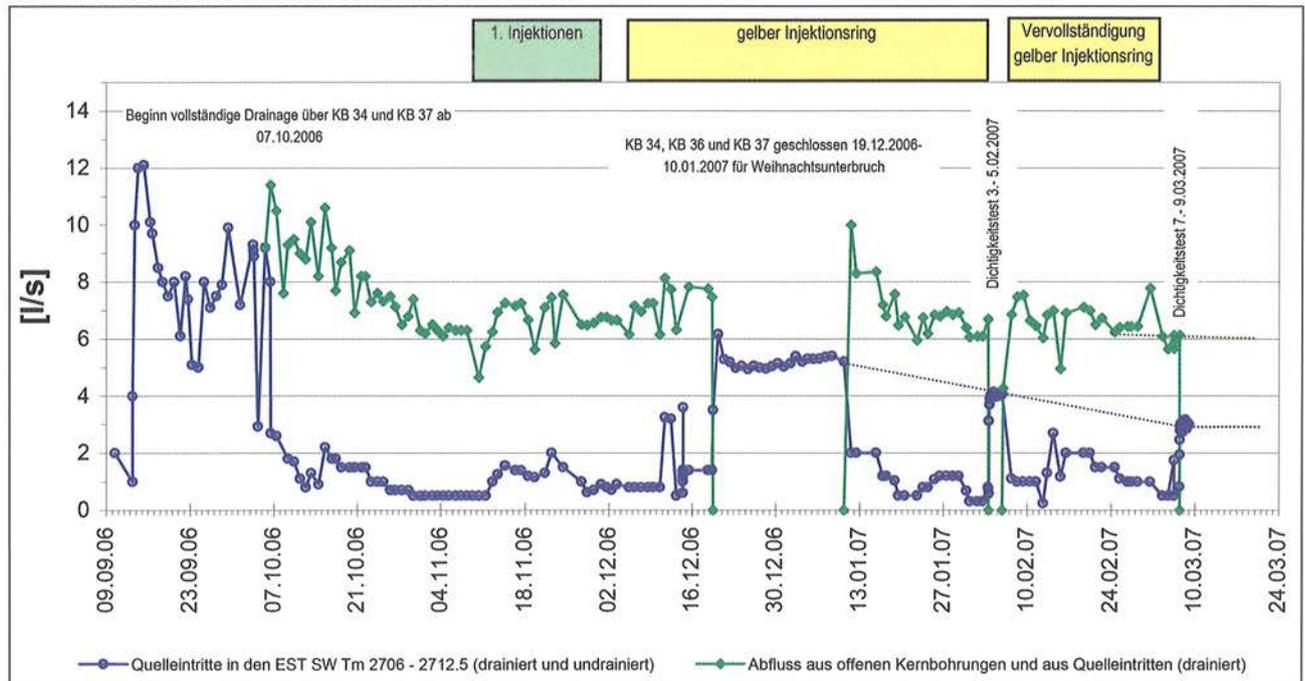
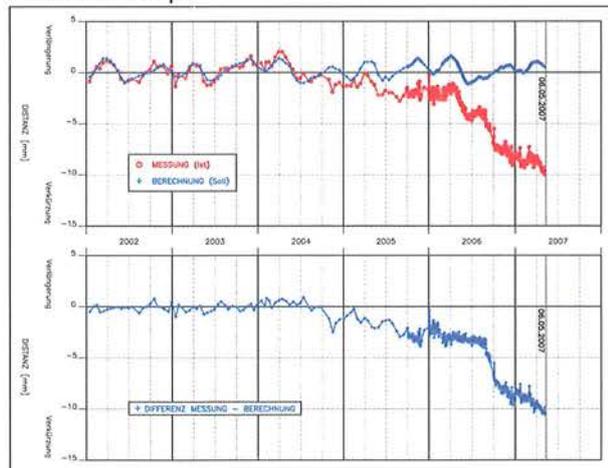


Bild 21: Zeitlicher Verlauf Wasserzutritte zum Tunnel



zum Querschnitt ein. Nach Abschluss der Phasen 3 und 4 wurde am 9. März ein zweiter Dichtigkeitsstest durchgeführt. Der Wasserzufluss zum Tunnel betrug etwas weniger als 3 l/s. Für den Tunnel als Ganzes bedeutet dies, dass der Zufluss pro Kilometer auf das Niveau vor Auffahren der Störzone 44 vermindert werden konnte.

Bild 22: Zeitlicher Verlauf Talverengung auf Kronenhöhe Staumauer Nalps



Auf dem Bild 22 ist die Talverengung auf Höhe Mauerkrone Nalps unter Abzug der natürlichen Bewegungen des Tales dargestellt. Im Nachhinein kann festgestellt werden, dass die Störzone 44 schnell auf die Drainage reagiert hat. Die Reaktion auf die Wasserentnahme war sofort zu erkennen, die Bewegungsgeschwindigkeit nahm jedoch rasch wieder ab. Ein komplettes Abklingen der Deformationen ist jedoch bis heute nicht festzustellen.

Die Injektion einer wasserführenden Störzone war im Werkvertrag vorgesehen, im Bauprogramm sind 3 Monate Injektionen in beiden Röhren eingeplant und die entsprechenden Positionen im Leistungsverzeichnis ausgesetzt. Insgesamt ist eine Summe von ca. 25 Mio. CHF für Injektionsmassnahmen in Form von Akkord- und Regiepreisen vorgesehen. Neben den direkten Kosten fallen durch Stillstände und Behinderungen der anderen Arbeiten hohe zeitabhängige Kosten an.

Bild 23: Arbeitsbereich Injektionsarbeiten



Injektionsarbeiten auf einer Tunnelbaustelle bedeuten eine Unterbrechung der normalen Arbeiten und eine Neuorganisation von Arbeitsabläufen (Bild 23). Dies muss bei der Planung und der Organisation berücksichtigt werden. Aus den gemachten Erfahrungen sind folgende Punkte zu erwähnen:

- Die Erkennung von wasserführenden Störzonen vor dem Anfahren ist für eine erfolgreiche Kontrolle der Verformungen von besonderer Bedeutung. Ein Restrisiko für das Nichterkennen einer wasserführenden Störzone bleibt trotz einer systematischen Vorauserkundung bestehen. Auf Grund der Erfahrungen in der Störzone 44 wurden die Interventionsgrenzwerte für die Vorauserkundung herabgesetzt. Dadurch werden auch bei kleineren Wasserzutritten bereits Abpress- und Ablassversuche ausgeführt. So kann besser auf die Störzoneneigenschaften geschlossen werden.
- Entsprechend sind Rückfallebenen für den Eintretensfall möglichst im Voraus zu planen und vorzubereiten.
- Die Planung der Vorversuche und die Begleitung der ersten Injektionsarbeiten haben einen grossen Einfluss auf die ganzen Arbeiten.
- Eine sorgfältige Installation und ein entsprechendes Unterhaltskonzept im Durchlaufbetrieb sowie Tests der einzusetzenden Geräte im Voraus dienen zur Sicherstellung der Verfügbarkeit sowie zur Optimierung der Start- oder Anlernphase.
- Nur die dauernde Optimierung aller Abläufe führt zu den erwarteten Resultaten
- Die laufende lückenlose Instruktion aller Beteiligten über 7 Tage/Woche und 24 h pro Tag stellt sehr hohe Anforderungen an die Führung und die Projektorganisation
- Injektionen bei geringen Wasserzutritten sind aus Sicht des Tunnelbauers schwierig zu verstehen. Der Kommunikation über Sinn und Zweck der Arbeiten und die entsprechenden Zusammenhänge ist daher besonders Beachtung zu schenken.

9. Schlussbemerkungen

Der übergeordnete Erkenntnisgewinn über die Beeinträchtigung von Stauanlagen durch Tunnel kann als hoch beurteilt werden. Die bis heute einmalige Datendichte der Messungen an der Oberfläche und der Zufüsse zum Tunnel kann viel zum Verständnis der Zusammenhänge beitragen. Heute ist es möglich, das bisherige Verhalten an der Oberfläche mit den eingesetzten Berechnungsmodellen teilweise nachzubilden. Insbesondere die zeitlichen Abläufe der Deformationen können für zukünftige Projekte wichtige Anhaltspunkte liefern. Die Berechnungsmodelle zeigen, dass die ausgeführten Injektionen zu einer Reduktion der Verformungen an der Mauer führen. Da die Deformationen jedoch noch nicht abgeklungen sind und der Vortrieb noch weiter läuft, können noch keine definitiven Aussagen über die endgültigen Verformungen gemacht werden.

Die Rohbau-Ausrüstung des Gotthard-Basistunnels

Frank Pochop, Dipl. Bauing. HTL/SIA
AlpTransit Gotthard AG, Luzern

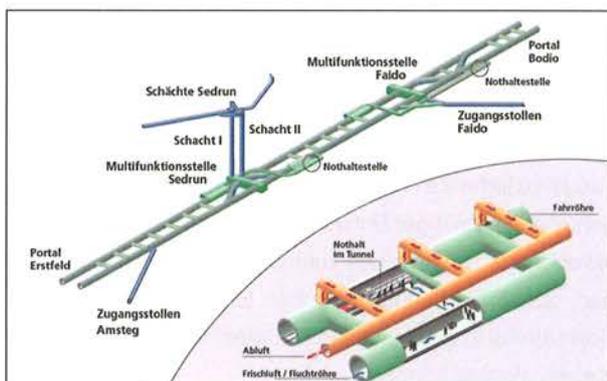
Die Projektierung und der Bau der neuen Hochgeschwindigkeits-Eisenbahnlinie durch die Schweizer Alpen sind grosse Herausforderungen für die Ingenieure. Dies trifft auch auf die Rohbau-Ausrüstung zu, welche einen wesentlichen Beitrag an die Sicherheit für die zukünftigen Bahnbenutzer leistet und unter hohen Anforderungen ihre Funktionen jederzeit gewährleisten muss.

1. Was umfasst die Rohbau-Ausrüstung?

Die Gewährleistung der Personen- und Betriebssicherheit ist eine der Hauptanforderungen an den Gotthard Basistunnel (GBT). Das Tunnelsystem besteht aus zwei 57 km langen Einspurtunneln und zwei Nothaltestellen pro Tunnelröhre, welche den Tunnel in drei gleich lange Abschnitte unterteilen. Die Funktion der Nothaltestellen ist die Rettung der Zugpassagiere über einen geschützten Bereich.

Die zwei Einspurtunnel sind alle 325 m über Querschläge miteinander verbunden, welche den Zugpassagieren als Fluchtweg aus der Ereignis- in die gesunde Röhre dienen, falls ein Zug die Nothaltestelle nicht erreichen sollte.

Bild 1: Übersicht Gotthard Basistunnel



Die Hauptkomponenten der Rohbau-Ausrüstung sind die folgenden:

1.1 Querschläge

Bild 2: Abschlusswand Querschlag



1.1.1 Türen der Querschläge

Einen wichtigen Beitrag im Sicherheitsdispositiv des Gotthard Basistunnels leisten die Querschläge. Die insgesamt 175 Querschläge sind Fluchwege und werden an beiden Enden mit Türen, den Querschlagstüren, gegenüber den Fahröhren verschlossen.

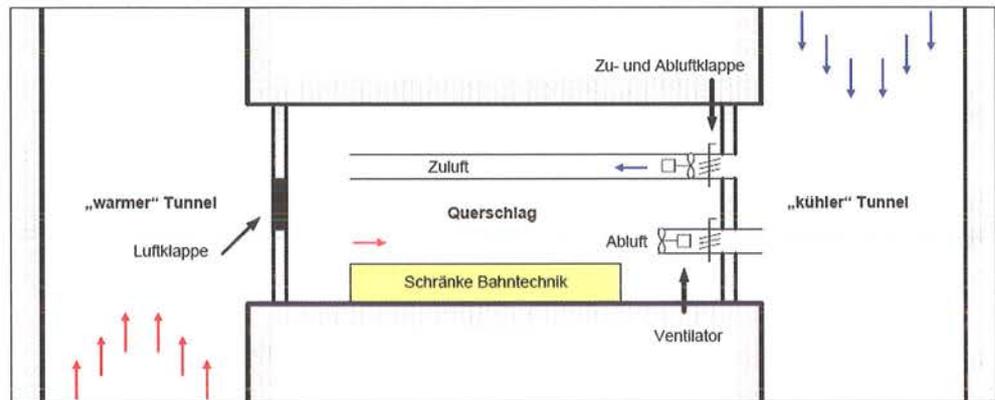
Die Abschlüsse der Querschläge haben zwei Hauptaufgaben zu erfüllen:

In der ordentlichen Betriebsphase schotten sie den Querschlag gegenüber der Fahröhre ab. Sie bilden einen geschützten Raum für die bahntechnischen Einrichtungen.

Bei einem Ereignisfall (Brand eines Zuges im Tunnel) verhindert während einer Rettungsphase die Brandbeständigkeit der Türen ein Übergreifen des Feuers in den Querschlag und in die «gesunde» Nachbarröhre.

Die Türen dürfen im Falle einer Flucht nicht zu einem unüberwindbaren Hindernis werden. Sie müssen jederzeit und mit einem geringen Kraftaufwand geöffnet werden können.

Bild 3: Lüftungssystem Querschlag



1.1.2 Belüftung der Querschläge

Die Belüftung der Querschläge muss für die installierten bahntechnischen Einrichtungen eine Temperatur von max. 35 °C sicherstellen, damit der Bahnbetrieb aufrechterhalten werden kann. Jeder Querschlag wird von der kühleren Röhre aus, mittels Zu- und Abluftrohren und entsprechenden Ventilatoren gespült.

1.1.3 Doppelboden

Für die Kabelführungen der bahntechnischen Einrichtungen wird in jedem Querschlag ein Doppelboden verlegt. Dieser muss eine Flächenlast von 10 kN/m² aufnehmen und widerstandsfähig sein gegen die klimatischen Bedingungen im Tunnel sowie gegen Druck- und Sogbelastungen von bis +/- 10 kPa. Die Gesamtfläche der Doppelboden in den Querschlägen beträgt für die gesamte Achse Gotthard, d.h. für den Gotthard und den 15,4 km langen Ceneri Basistunnel (CBT), rund 27'000 m², was insgesamt einer Fläche von vier Fussballfeldern entspricht oder einer Distanz von Luzern nach Zürich, wenn die 60 cm breiten Platten aneinander gereiht werden würden.

1.2 Bereich Tunnel

1.2.1 Spurwechsellöre

Die Spurwechsellöre des Gotthard Basistunnels befinden sich in den vier Spurwechseln (je zwei in Sedrun und Faido). Die Schiebetöre garantieren eine Trennung der beiden Einspurttunnel im Normalbetrieb sowie im Ereignisfall und sind daher geschlossen. Nur bei Erhaltungsarbeiten des Tunnels werden sie geöffnet, damit die Züge den Erhaltungsabschnitt via Gegenröhre umfahren können. Jedes Tor wird inkl. Verankerungen, Führungsschienen und Zubehör ein Gewicht von rund 22 Tonnen aufweisen.

1.2.2 Schachtdeckel in den Banketten

Obwohl unterschiedliche Schachtgrößen bestehen, können die verschiedenen Schächte in den Banketten (Kabelschächte für Hoch- und Niederspannung, Kabelzugschächte, Kabelaufstiegsschächte, Spezialschächte für Kabelverbindungen) weitestgehend mit einem Normelement abgedeckt werden. Bei den grösseren Schächten werden mehrere Normelemente nebeneinander verlegt. Das Normelement besteht aus Guss, ist rund 1,00 m auf 0,45 m gross und 60 kg schwer. Die Deckel werden verriegelt, damit bei Zugfahrtgeschwindigkeiten von 250 km/h keine Gefährdung besteht.

1.3 Multifunktionsstellen (MFS) und Lüftungszentralen

1.3.1 Betriebslüftung

Die beiden Lüftungszentralen am Schachtkopf in Sedrun bzw. am Portal des Zugangstollens in Faido werden mit Zu- und Abluftventilatoren ausgerüstet. Weiter sind in Portalnähe in beiden Tunnelröhren des Gotthard Basistunnels jeweils sechs Strahlventilatoren (Total 24 Stück) installiert. Das gesamte Lüftungssystem ist mit einer 100% Redundanz ausgelegt.

Die Betriebslüftung muss im Falle eines Ereignisses im Tunnel zu jeder Zeit Frischluft einblasen und Abluft absaugen. Bei ungünstiger Entwicklung des Tunnelklimas kann sie auch zur Kühlung des Tunnelsystems eingesetzt werden, damit die bahntechnischen Einrichtungen und das Rollmaterial in einer stabilen klimatischen Umgebung betrieben werden können.

Der Hauptzweck der Lüftung ist die Ereignisbewältigung. Bei einem Zughalt in einer Nothaltestelle (NHS) werden 200 m³/s Frischluft durch die offenen Türen der NHS einblasen. Zeitgleich werden im Firstbereich der NHS 250 m³/s Luft abgesaugt. In der Gegenröhre (= gesunde Röh-

re) wird ein Überdruck erzeugt, um einen Rauchübertritt von der Ereignisröhre in die nicht betroffene «gesunde» Röhre zu verhindern.

Für die Erhaltungsarbeiten im Tunnel wird eine gesamte Tunnelröhre ausser Betrieb genommen. Die Erhaltungsröhre wird von beiden Multifunktionsstellen aus belüftet, um das erforderliche Klima für die Erhaltungsarbeiten zu schaffen.

1.3.2 Türen der Nothaltestellen

Die Türen der Nothaltestellen (NHS) werden vor Einfahrt des Ereigniszuges in der NHS ferngesteuert von der Leitstelle aus geöffnet. Durch die offenen NHS Türen bläst die Ereignislüftung Frischluft in die NHS ein. Diese wirkt als «Frischluftblase» für die Passagiere. Das heisst, dass die NHS Türen nicht nur als Fluchttüren, sondern auch als Lüftungsklappen zu betrachten sind.

Diese Türen wurden im Rahmen der Türen der Querschläge ausgeschrieben.

1.3.3 Hebeeinrichtung Schacht Sedrun

Im rund 800 m tiefen Zuluft-Schacht Sedrun sind elektrische Leitungen und Rohre installiert. Für die Inspektionen, Erhaltung und Ersatz dieser Installationen sowie für die Kontrolle der Bausubstanz ist eine entsprechende Hebeeinrichtung notwendig.

1.3.4 Haustechnik

Die technischen Räume in den Multifunktionsstellen Sedrun und Faido müssen aus den gleichen Gründen wie die Querschläge belüftet und gekühlt werden. Dies erfolgt durch HLK-Anlagen (Heizung, Lüftung, Klima), welche die Frischluft aus der MFS Umgebung beziehen und die warme Abluft direkt in den Abluftkanal der Betriebslüftung abgeben.

1.4 MSRL-Anlagen für das Entwässerungssystem

Die Entwässerung des Gotthard Basistunnel erfolgt im Trennsystem, d.h. Bergwasser und Schmutzwasser werden getrennt in separaten Leitungen zu den Portalen Erstfeld und Bodio geführt.

Das Bergwasser kann als unverschmutzt betrachtet und somit direkt in einen Vorfluter eingeleitet werden. Aufgrund seiner hohen Temperaturen muss das Bergwasser jedoch vorher abgekühlt werden. Die endgültige Projektierung von Kühlanlagen erfolgt erst nach Fertigstellung der Vortriebsarbeiten und auf der Grundlage von definitiven Daten der Wassermenge und -temperatur.

Die Schmutzwasserleitungen werden im Scheitelpunkt des Tunnels ab dem Reservoir im Lüftungsschacht Sedrun mit einem Stetslauf von 5 l/s gespeist. Auffangbecken bei den beiden Tunnelportalen dienen als Rückhaltmassnahme für auslaufende Gefahrgutflüsse, Lösch- und Spülwasser.

Bild 4: Portalbereich Erstfeld



Bestandteil der Rohbau-Ausrüstung ist die Mess-Steuer, Regel- und Leittechnik (MSRL) für die Entwässerungsanlagen. Diese Anlagen stellen die Überwachung und bei einem Störfall die Steuerung des Entwässerungssystems sicher.

2. Türen der Querschläge

2.1 Anforderungen an die Türen

Die Türen müssen unter den folgenden Bedingungen bestehen können und funktionstüchtig bleiben:

- Der dauernde Zugsbetrieb kann Druckschwankungen von +/- 10 kPa und Druck-/Sogbelastungen von 20 kPa erzeugen. Über die gesamte Lebensdauer treffen diese Belastungen über 1 Million mal auf die Türen auf.
- Im Tunnel sind mit Temperaturen von -15 °C bis +50 °C zu rechnen.

Unser Anforderungskatalog an die Türen umfasste über 200 Punkte!

Bild 7: Beprobung des Öffnungs- und Schliessmechanismus Querschlagstüre



Bild 8: Beprobung der Dichtigkeit der Querschlagstüre

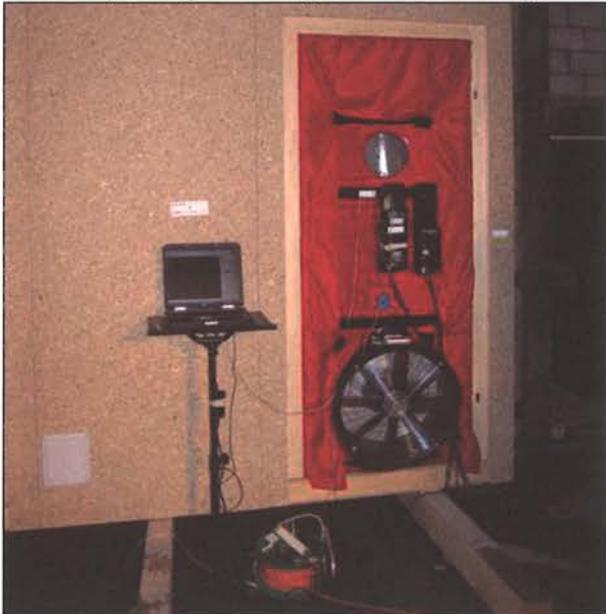


Bild 9: Dauerbelastung Druck und Sog Querschlagstüre



Mit dem Brandversuch wurde das Verhalten der QS-Türe im Brandfall untersucht. Der Temperaturverlauf erfolgt gemäss ATG Brandkurve mit 1'000 °C während 90 Minuten.

Bild 10: Brandversuch Querschlagstüre



2.4 Stand der Arbeiten

Die Prüfungen aller Prototypen sind beendet. Jeder Anbieter hat einen umfangreichen Prüfbericht erhalten.

Auf Basis der Erkenntnisse, welche aus der Beprobung der Prototypen gewonnen werden konnten, wurden die Anbieter aufgefordert, ihre Offerten aufgrund der Resultate der Beprobung zu überarbeiten und gleichzeitig darzulegen, wie sie den Nachweis erbringen wollen, dass die von ihnen vorgeschlagenen Verbesserungen tatsächlich zur Behebung des Mangels führen.

Zurzeit werden die Offerten der Anbieter ausgewertet. Die Vergabe erfolgt im Sommer 2007.

2.5 Zwischenfazit

Da die Vergabe dieses Loses noch nicht erfolgt ist und wir uns noch in einem laufenden Verfahren befinden, können wir noch keine Resultate und Erkenntnisse aus den Prüfungen bekannt geben.

Das Vorgehen mit der Erstellung und Prüfungen von Prototypen war kosten- und zeitintensiv, hat sich aber bereits aus heutiger Sicht als richtig erwiesen.

TUNNEL-PROJEKTE

Tunnel Veduggio-Cassarate – Schlüsselobjekt des PTL

Fabio Gervasoni, Dipl. Bauing ETHZ, Adjunkt Projektleiter
Divisione delle costruzioni, Bellinzona

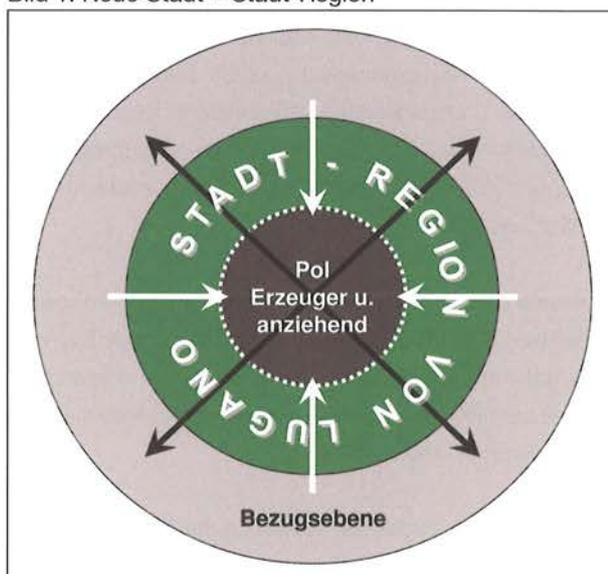
1. Was beinhaltet die Verkehrsplanung Lugano (Piano dei trasporti del Luganese - PTL) und warum ist es notwendig?

Um die Problemstellung korrekt zu analysieren ist es unerlässlich, die gegenwärtige Situation darzustellen, aus welcher sich die Notwendigkeit eines Vorschlages auf regionaler Ebene ergibt. In anderen Worten ausgedrückt, birgt der derzeitige Zustand das Risiko einer Verkehrsüberlastung als Folge der prosperierenden Entwicklung der letzten Jahrzehnte, welche sich in einer höheren Einwohnerdichte sowie einer steigenden Anzahl von Arbeitsplätzen in der Stadt und den Vororten von Lugano niederschlägt.

1.1 Das Einzugsgebiet Lugano

Betrachtet man die Bevölkerungsstruktur sowie die Zahl und Entwicklung von Arbeitsplätzen aber auch deren Ansiedlung in den letzten 50 Jahren, fällt zuerst das Wachstum des Zentrums von Lugano selbst auf, dann das des Ballungsraumes Lugano und schliesslich das der gesamten Region.

Bild 1: Neue Stadt = Stadt-Region



Dieses Phänomen ist im Allgemeinen auf 2 Faktoren zurückzuführen: Einmal die Bildung eines städtischen Zen-

trums in Lugano selbst mit einem andauernden Zustrom an Personen, Finanz- und Wirtschaftskraft und die daraus resultierende Anzugskraft, die sich auch positiv auf die umliegende Region in steigenden Niederlassungszahlen und zunehmender Wirtschaftskraft niederschlägt. Dies wird weiterhin verstärkt durch zunehmenden privaten Wohlstand und Mobilität aber auch durch die zunehmende Auslastung der Innenstädte.

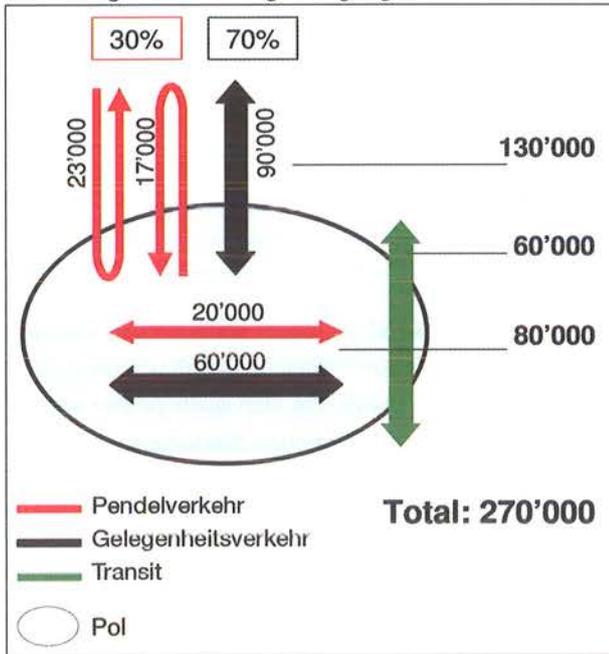
Dies führt unweigerlich zur Definition einer Stadt-Region, bzw. einer Kombination zweier Räume: Der Stadt im eigentlichen Sinne und der Region mit intensivem Bezug zueinander, was als neuartig angesehen werden kann. Anders gesagt, die Region Lugano wächst auf Grundlage ihrer engen Bindungen zusammen, welche ausschlaggebend sind für Entwicklung und Wachstum, die aber auch Probleme hervorrufen: Probleme des Wirtschaftswachstums, welche nur mit einer ganzheitlichen Betrachtung des Gebietes und der Bezugsebene gelöst werden können, also mit einer Teilnahme aller Gesellschaftsschichten.

Besonders die Frage der Mobilität ist unmittelbar mit dem Phänomen der Vergrößerung der Agglomerationen bis in ehemals ländliche Regionen hinein verknüpft und wird durch die so entstehenden Entfernungen zwischen Wohnort und Arbeitsplatz besonders hervorgerufen.

Tatsächlich hat die Vergrößerung des städtischen Einzugsbereichs in den ländlichen Raum hinein einen entscheidenden Einfluss auf Art und Grösse des täglichen Verkehrsaufkommens in der Stadt und der Region.

Die tägliche Verkehrslast, welche die Region Lugano in beiden Richtungen erreicht, durchquert oder verlässt, beträgt 190'000 Fahrzeuge pro Tag, wovon 130'000 Fahrzeuge pro Tag die Innenstadt von Lugano erreichen. Davon sind 30% Pendler und 70% Gelegenheitsverkehr. Von den Pendlern besitzen 60% ihren Wohnsitz ausserhalb der Agglomeration. Der Tunnel Veduggio-Cassarate hat nach diesem Verkehrsszenario eine Auslastung von 25'000 Fahrzeugen pro Tag.

Bild 2: Tägliche Fahrzeugbewegungen 2001



Diese Zahlen verdeutlichen die Notwendigkeit einer übergeordneten regionalen Planung bzw. nach übergeordneten und ganzheitlichen Lösungsansätzen, welche nicht an kommunalen Grenzen enden.

1.2 Die Regionale Verkehrskommission Lugano und die Verkehrsplanung Lugano

Die Regionale Verkehrskommission Lugano und die Verkehrsplanung Lugano stellen ein duales Konzept von Verkehrsverwaltung und -planung dar.

Die Kommission wurde Ende der achtziger Jahre auf die Initiative des Kantons und mit Zustimmung von 84 Gemeinden gegründet. In Zusammenarbeit mit dem PTL untersucht und entwickelt sie ein globales und integrales Transportkonzept.

Auf Basis dieser erfolgreichen Zusammenarbeit wurde, dem Konsensgedanken folgend, die Notwendigkeit der Einbindung der interessierten Gemeinden in die Auswahl der Planer frühzeitig erkannt. Der Kanton, welchem die amtliche Zuständigkeit für die Ausführungsprojekte der PTL obliegt, wurde zum Förderer eines Verwaltungsorgans, welches alle Beteiligten vereinigt und repräsentiert.

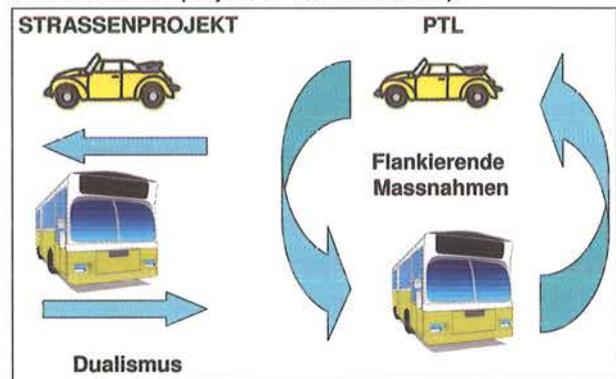
An diese Kommission hat die Kantonsbehörde die Zuständigkeit für die Ausarbeitung eines regionalen Verkehrskonzeptes delegiert.

Die Kommission verfolgt die grundsätzliche Zielsetzung, durch das PLT wieder ein Gleichgewicht zwischen der

progressiven Siedlungsentwicklung und der verspäteten Anpassung der Verkehrsinfrastruktur herzustellen.

Das PLT ist somit eine ganzheitliche Verkehrsplanung, welche die Probleme der Mobilität viel weiträumiger und umfassender betrachtet als ein herkömmliches Strassenprojekt. Es definiert ein abgestimmtes Vorgehen auf Basis von zwei Grundprinzipien: Erstens die Ergänzung der verschiedenen Transportmittel und zweitens die Vereinbarung von Belangen der Verkehrsplanung, dem Umweltschutz und der Raumplanung.

Bild 3: Strassenprojekt u. Verkehrskonzept



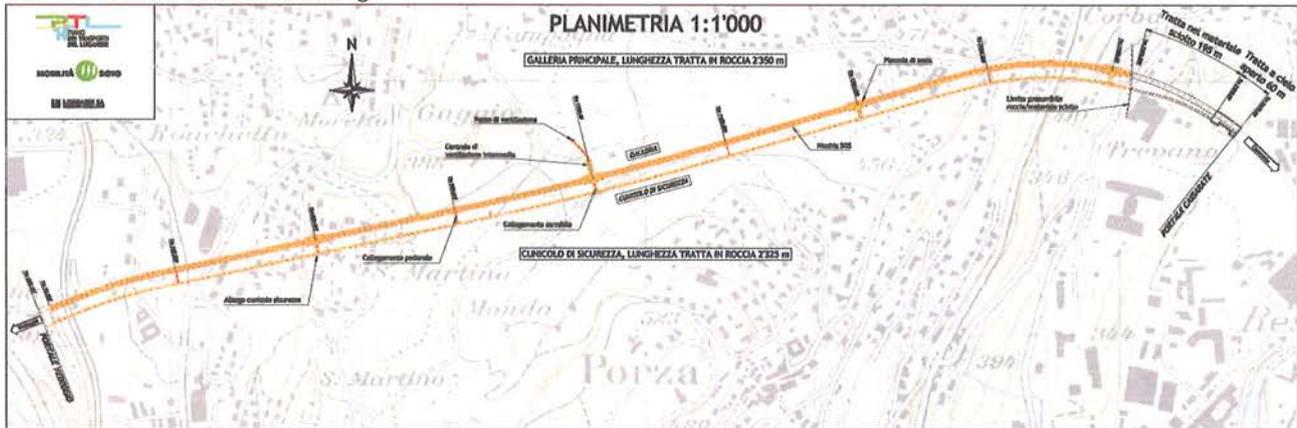
Öffentlicher und privater Verkehr nehmen dabei eine gleichberechtigte Stellungen ein. Im Weiteren ist es ein dynamisches, ausgefeiltes Projekt das phasenweise ausgeführt wird und somit eine Arbeitsmethode erlaubt, die ein Abwägen und ein konstantes Überprüfen der heutigen und zukünftigen tatsächlichen Bedürfnisse und gegebenenfalls eine Anpassung der Planung ermöglicht.

Das PLT basiert prinzipiell auf einem «Drei-Ringe-Konzept», mit dem Zweck die Mobilität zu, von und im Ballungszentrum zu organisieren, unter Berücksichtigung städtischer und umweltschutztechnischer Bedingungen und Bedürfnisse. Hierbei werden den Verkehrsteilnehmern, je nach Ring, verschiedene Transportalternativen zur Wahl gestellt.

Innerhalb dem äusseren Ring werden Umsteigemöglichkeiten (wie z. B. Park & Ride) auf den öffentlichen Nahverkehr auf kantonaler bzw. regionaler Ebene angeboten, welche die Verkehrsströme aus den Agglomerationen auf die Schiene verlagern sollen.

Der zweite Ring bildet die neue, sogenannte Umgehung «OMEGA», welche die Rolle der Umfahrung für den Verkehr aus dem Einzugsgebiet von Lugano übernimmt und entlang deren Verlauf zahlreiche «Park & Ride» Plätze zum Umstieg auf öffentliche Verkehrsmittel und somit zur Re-

Bild 7: Planimetrische Darstellung



(insgesamt vier befahrbare und vier begehbare) verbunden. Alle 150 m sind, alternierend auf der Nord- und Südseite der Tunnelachse, SOS-Nischen vorgesehen. Im Weiteren sind alle 150 m Hydranten angeordnet.

Zum Projekt gehören auch die zentrale Lüftungszentrale und die Steuerung der elektromechanischen Einrichtungen und der unterirdische 100 m lange Abluftschacht, der mit der Lüftungszentrale durch einen 60 m langen Stollen verbunden ist.

Baulich gesehen ist der Tunnel in drei verschiedene Teile unterteilt:

- Felsstrecke: Sie bildet den grössten Teilabschnitt des ganzen Bauwerkes und weist eine Länge von zirka 2350 m auf.
- Lockergesteinsstrecke: Diese zirka 200 m lange Strecke befindet sich zwischen der Tagbaustrecke und dem Übergang zur Felsstrecke. Entlang dieser Strecke verringert sich der Achsabstand zwischen Haupttunnel und Sicherheitsstollen von 30 bis auf etwa 15 m.
- Tagbaustrecke: Diese Strecke wird in einem offenen Einschnitt gebaut und verbindet in einem gemeinsamen Betonbauwerk den Haupttunnel und den Sicherheitsstollen.

Die Gesamtlänge des Tunnels Veduggio-Cassarate beträgt 2630 m, die vertikale Linienführung entspricht einem Scheiteltunnel, der von Westen mit 1,6% und von Osten mit 1,1% zur Mitte hin steigt. Die maximale Felsüberdeckung beträgt etwa 100 m, dagegen erreicht die Überdeckung im Lockergestein nur etwa 40 m.

Zu erwähnen sind die Unterführungen einer Gemeindestrasse beziehungsweise der SBB-Bahnlinie Bellinzona-Chiasso in zirka 200 m Entfernung vom Tunnelportal.

Im Weiteren ist bei der Projektierung der zukünftige Bau des AlpTransit Ceneri-Basistunnels zu berücksichtigen. Geplant ist der Ausbruch von zwei Bahn-Einspurröhren für den Anschluss AlpTransit Vezia, als auch später die Weiterführung der Hauptlinie ATG mit zwei Bahn-Einspurröhren nach Süden. Erstere werden den Tunnel Veduggio-Cassarate mit einer minimalen Überdeckung von zirka 4,50 m überfahren, letztere werden den Tunnel mit nur zirka 2 bis 3 m Überdeckung unterfahren.

Die Lüftung erfolgt im Normalbetrieb mit Strahlventilatoren, die in den ersten beziehungsweise letzten 275 m des Tunnels paarweise montiert werden. Zusätzlich ist entlang der übrigen Strecke eine Zwischendecke mit steuerbaren Klappen vorgesehen, so dass die Abluft im Brandfall örtlich konzentriert abgezogen werden kann. Die minimale nötige Querschnittsfläche des Rauchabsaugungskanals beträgt 11 m². Bei Tm 1200 ist eine Lüftungs- und Rauchabsaugzentrale mit einem Abluftschacht vorgesehen.

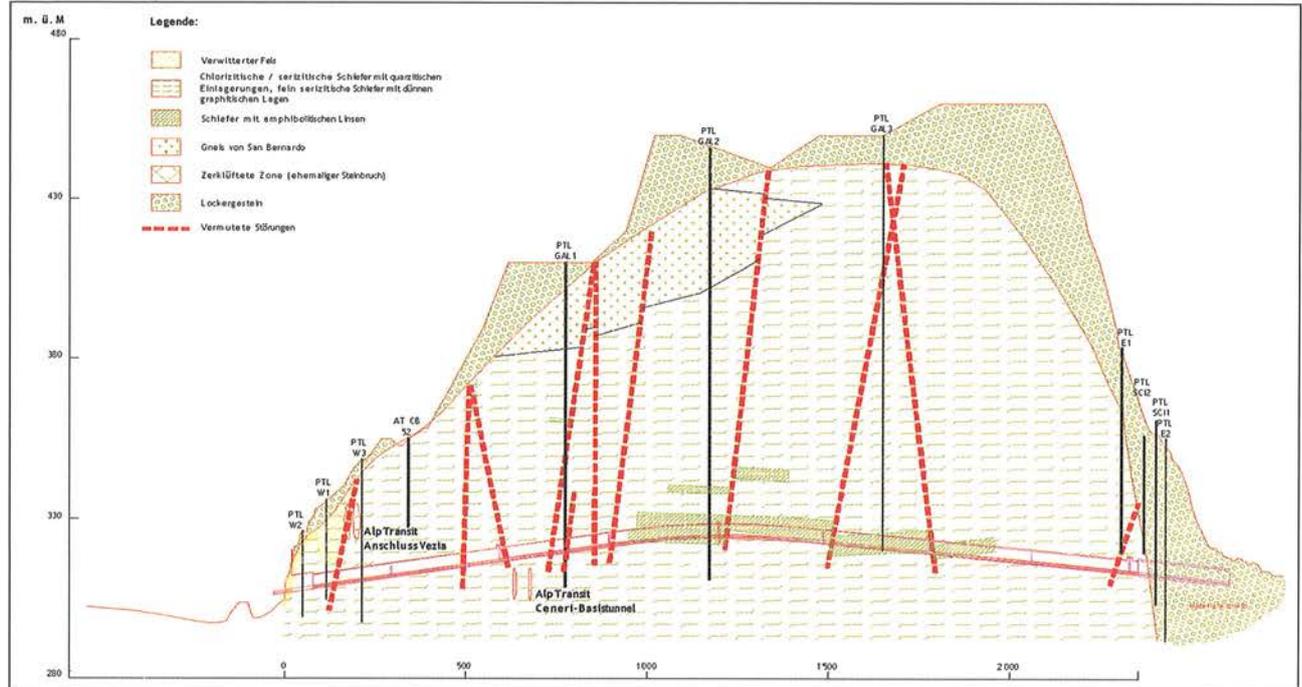
2.2 Geologische Verhältnisse

Entlang der Tunnelachse sind sowohl Felsen als auch Lockergesteine anzutreffen. Die zu durchzufahrenden Felsen (rund 2450 m ab Westportal) gehören zum kristallinen paläozoitischen Sockel der südlichen Alpen. Es handelt sich hauptsächlich um folgende Lithotypen:

- Serizitische Schiefer und chloritische quarzitisches Einlagerungen – sogenannter Gneiss des Stabiello, die intensiv gefaltet sind und variable Mächtigkeit aufweisen;
- Serizitische und chloritische Schiefer (SSCM);
- Gneiss des Sankt Bernard.

Das ganze Gebiet ist, wegen der unmittelbaren Nähe der so genannten «Linea della Valcolla», durch eine verbrei-

Bild 8: Geologisches Profil



tete kataklastische Tektonisierung, eine ausgeprägte Schieferung sowie durch Störungen und Störzonen charakterisiert.

Im Fels bestehen die Hauptgefährdungsbilder aus Niederbrüchen im First, in den Paramenten und aus der Ortsbrust. Sie werden hauptsächlich durch die Schieferung und die Kluftausrichtung bestimmt. Mit echtem Gebirgsdruck ist auch in den kataklastischen Zonen mit geringer Gesteinsfestigkeit nicht zu rechnen.

Die angetroffenen Lockergesteine, die in den ersten zirka 200 m ab Ostportal anzutreffen sind, bestehen aus fluvio-glazialen und lakustrischen quartären, teilweise überkonsolidierten Ablagerungen (so genannte Grundmoräne). Der Boden ist durch verschiedene Schichten mit unterschiedlichen geotechnischen Eigenschaften charakteri-

siert. Diese bestehen hauptsächlich aus siltigen Feinsanden und sandigen Silten (lokal tonig).

Erkundet wurden auch kiesige Horizonte und Nester mit Sand und Silt als auch ein Horizont mit Blöcken und Findlingen. Die Lockergesteine sind grundwasserführend, und es ist während des Vortriebes mit einem Wasserdruck von bis zu 20 m Wassersäule zu rechnen. Die Hauptgefährdungsbilder sind Setzungen an der Oberfläche, Niederbruch, Instabilität der Ortsbrust und darauf gründend Tagbruch.

2.3 Die Normalprofile

Es bestehen grundsätzlich zwei Profiltypen, nämlich erstens mit und zweitens ohne Zwischendecke.

Bild 9: Geologie der Lockergesteinsstrecke

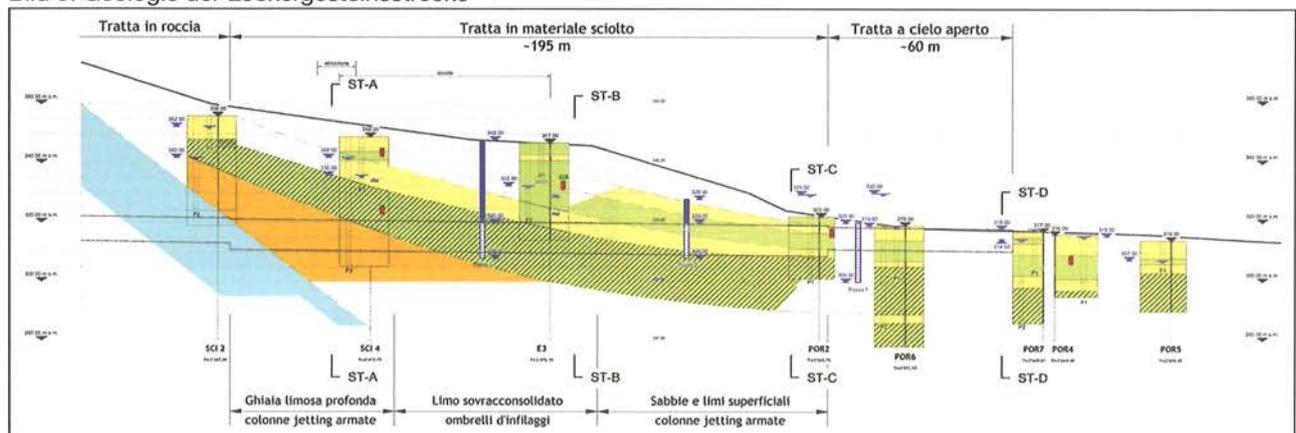
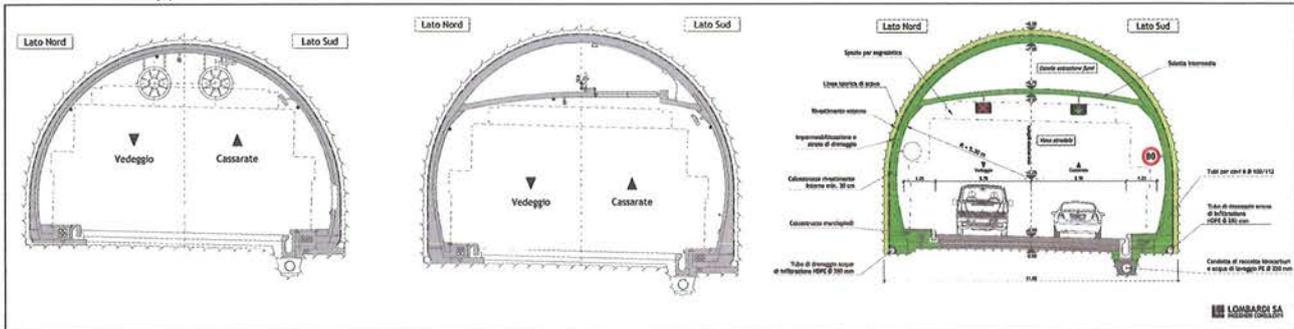


Bild 10: Profiltypen



Weiterhin ist der Profiltyp ohne Zwischendecke im Lockergestein und in der Felsstrecke unterschiedlich. Somit ergeben sich folgende Querschnittsflächen:

- Profil im Fels ohne Zwischendecke: zirka 75 m².
- Profil im Fels mit Zwischendecke: zirka 85 m².
- Profil im Lockergestein ohne Zwischendecke: variabel von 110 bis zirka 130 m².

Die Abmessungen des Tunnels wurden so dimensioniert, um zwei Fahrspuren von 3,75 m Breite sowie ein Bankett auf beiden Seiten des Querschnitts von je 1,20 m Breite zu gestalten.

Der Ausbau des Tunnels wird zweischalig ausgeführt. Die Kunststoffabdichtungsbahnen befinden sich zwischen der Spritzbetonaussenschale und der weitgehend unbewehrten 30 cm dicken vor Ort betonierten Innengewölbe. In der Felsstrecke wird eine Regenschirmabdichtung verlegt, und das Sickerwasser wird in zwei Drainageröhren abgeleitet. Auf Sohlniveau dagegen braucht man keine besondere Abdichtung.

In der Lockergesteinsstrecke dagegen wird aufgrund der geologischen und hydrologischen Gegebenheiten eine Vollabdichtung erforderlich, um eine Drainagewirkung der Tunnelröhre im Bereich des grundwasserführenden Bodens zu vermeiden.

Aus statischen Gründen weist das Normalprofil ein Sohlgewölbe auf. Auf der gesamten Strecke wird die Innenschale (Innengewölbe und Sohlgewölbe) vollständig bewehrt. Die minimale Dicke beträgt 50 cm.

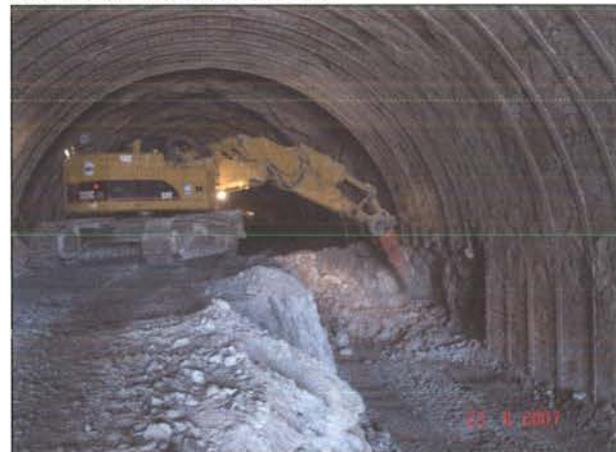
3. Die Vortriebsmethoden

Der Ausbruch des Sicherheitsstollens erfolgt mit einer Gripper-TBM, deren Bohrdurchmesser 4,50 m beträgt. Es wurden fünf Sicherungstypen definiert. Beginnend mit einer

leichten Systemankerung und Netzen im L1, Spritzbeton im L2 bis zum Bogeneinbau hinter dem Bohrkopf und vorseilender Sicherung mittels eines Spiessschirms.

Der Tunnel wird sprengtechnisch ausgebrochen. Auf den ersten 500 m erfolgt der Vortrieb, zur Beschränkung von Vibrationen, im Teilprofil (Kalotte und Strosse), während auf der verbleibenden Strecke ist der Ausbruch im Vollprofil vorgesehen.

Bild 11: Der Ausbruch im Fels



Sechs verschiedene Profiltypen definieren Abschlagslänge und Ausbruchssicherung. Als Sicherungsmassnahmen werden Anker, Netze, Spritzbeton, Stahlbogen, Spiesse und GFK-Brustanker eingesetzt.

Für den Vortrieb im grundwasserführenden Lockergestein wird der Baugrund im Allgemeinen mit Jetting konsolidiert. Von der Geländeoberfläche aus wird zuerst ein vertikales Jetting ausgeführt, mit einer Ausdehnungsfläche von zirka 10 m bei den Sicherheitsstollen beziehungsweise von 30 m bei der Haupttunnelachse.

Bild 12: Jetting im Lockergestein



Im Tunnel werden entlang des Ausbruchsrands voraus-eilende Jettinggewölbe hergestellt, welche mittels Stahlröhren zusätzlich armiert werden.

Um die genaue Geologie vor jeder Ausbaustappe besser zu erkunden, werden von der Ortsbrust 15 bis 20 m lange horizontale Sondierungen und/oder Drainagen ausgeführt. Nach Bedarf ist auch eine Ortsbrustsicherung mittels Jettingsäulen von 80 cm Durchmesser sowie die

Ausführung von Mikropfählen zur Stabilisierung der Bogenfüsse vorgesehen.

4. Bauprogramm

Gemäss dem Bauprogramm beträgt die Gesamtbauzeit rund vier Jahre. Terminlich kritisch sind die Lockergesteinsvortriebe. Im Innenausbau sind Sohlbeton (in der Lockergesteinsstrecke), Gewölbeton, Zwischendecke und Bankette enthalten.

Tunnel Luzernerring, Basel – Lockergesteinsvortrieb in städtischem Umfeld

Jürg Stebler, Dipl. Bauing. ETH/SIA, Executive MBA HSG; Jauslin+Stebler Ingenieure AG, MuttENZ
David Hofer, Dipl. Bauing. ETH, Wirtschaftsingenieur FH; Walo Bertschinger AG, Zürich

1. Projektperimeter

Der Tunnel Luzernerring liegt nicht in Luzern, sondern in Basel. Er wird im Rahmen der Stadtautobahn, der Nordtangente, realisiert. Die Nordtangente ist die Verbindung zwischen der Autobahn A2 Schweiz – Deutschland und Frankreich. Dieser Autobahnteil wurde am Wochenende vom 9./10. Juni offiziell eröffnet.

Der Tunnel Luzernerring ist Bestandteil des Halban schlusses Luzernerring an die Stammlinie. Er ermöglicht die Ein-/Ausfahrt auf die Autobahn nur in Fahrtrichtung Schweiz/Deutschland und nicht in Richtung Frankreich. Er wird im Jahre 2008 dem Verkehr übergeben werden.

Die Ingenieurarbeiten wurden Ende 1999 als Studienwettbewerb in einem zweistufigen Verfahren ausgeschrieben, wobei in der ersten Phase vier Bewerber präqualifiziert wurden. Im Rahmen des rund 3 Monate dauernden Studienwettbewerbes spielte die Wahl des Bauverfahrens im vorliegenden städtischen Umfeld eine entscheidende Rol-

le. Die Ingenieurgemeinschaft Jauslin + Stebler Ingenieure AG/Pöyry AG erhielten, mit der von ihr vorgeschlagenen bergmännischen Variante, den Zuschlag. Die restlichen Tunnel der Nordtangente sind im Tagbauverfahren oder in der Deckelbauweise erstellt worden und haben rechteckige Querschnitte.

2. Hauptbestandteile Tunnel Luzernerring

Der Tunnel Luzernerring besteht aus verschiedenen Bauteilen und wurde mit unterschiedlichen Bauverfahren erstellt.

- Startschacht (Ø 30 m, Tiefe 24 m)
- Einspurtunnel Einfahrt (Länge 155 m, Ausbruchquerschnitt ca. 95 m²)
- Einspurtunnel Ausfahrt (Länge 90 m, Ausbruchquerschnitt ca. 95 m²)
- Aufweitung (Länge 30 m, Ausbruchquerschnitt zw. ca. 160 – 190 m²)

Bild 1: Projektperimeter
Tunnel Luzernerring in Basel

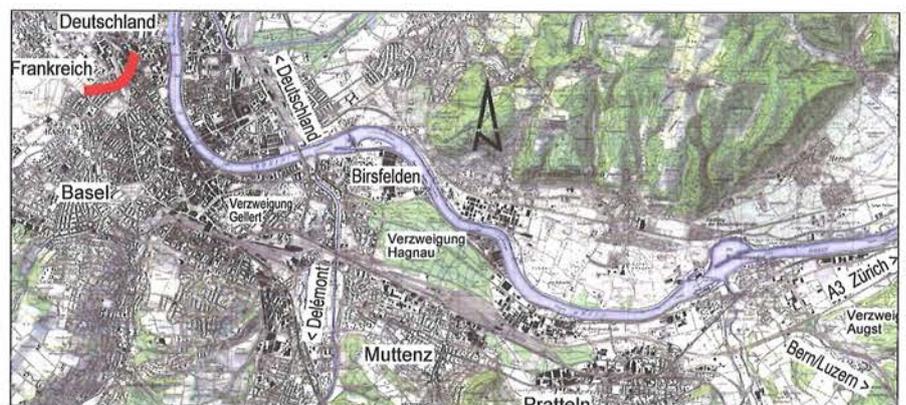
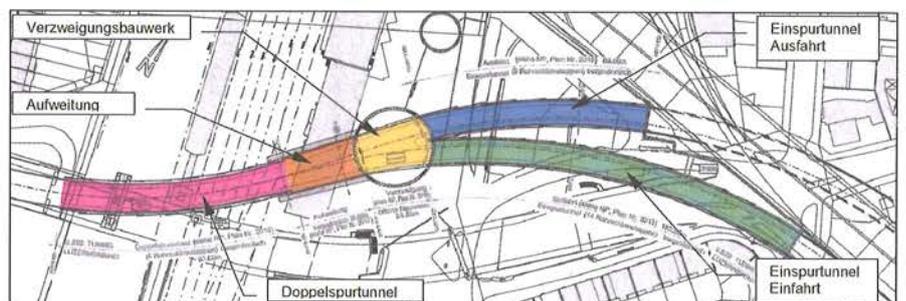


Bild 2: Hauptbestandteile
Tunnel Luzernerring



- Doppelspurtunnel (Länge 90 m, Ausbruchquerschnitt ca. 130 m²)
- Verzweigungsbauwerk (Länge 20 m)

Der Tunnel Luzernerring beginnt an der Losgrenze zum Tunnel Wasenboden, als zweisepuriger Tunnel mit Gegenverkehr, weitet sich unter dem Bahnhofgebäude und im Startschacht auf und verläuft anschliessend in zwei getrennten Einspurtunneln bis zur Stammlinie. Die maximale Längsneigung beträgt 5%.

Als Baugrund steht der in der Region Basel gut bekannte, dicht gelagerte Niederterrassenschotter mit einer Mächtigkeit von ca. 20 m an. Unter dem Niederterrassenschotter liegt der tertiäre Septarienton (Molassefels), welcher dicht und wasserundurchlässig ist. An der Terrainoberfläche hat es künstliche Auffüllungen von einigen Metern Mächtigkeit. Das im Niederterrassenschotter gut zirkulierende Grundwasser hat im Bereich Tunnel Luzernerring seinen Horizont ca. 12 m über der Molasse. Der Tunnel wird somit im Endzustand teilweise bis über den Scheitel eingestaut.

Neben dem Lockergestein, Grundwasser und den teilweise sehr grossen Ausbruchquerschnitten mussten auch bestehende Infrastrukturbauten unterfahren werden (Bahnhofsgebäude St. Johann, 8 Gleise, wovon die Gleise 7 und 8 immer in Betrieb bleiben mussten, Pfeiler der Luzernerringbrücke, SBB-Perron mit Lift usw.).

3. Grundwasserhaltung

Der Tunnel Luzernerring konnte für die Grundwasserhaltung in zwei verschiedene Bereiche unterteilt werden:

- Bereich Einspurtunnel
- Bereich Aufweitung/Doppelspurtunnel

Im Bereich der Einspurtunnel konnte, aufgrund der Zugänglichkeit an der Oberfläche eine dichte Abschottung rund um die Baustelle erstellt werden. Zur Sicherstellung der Dichtigkeit wurden folgende Elemente verwendet:

- Bestehende Spundwände und Bohrpfehlwände des Nachbarlosen Tunnel St. Johann West (Stammlinie)
- Neue Spundwände im Westen (Bahnhofplatz) und Süden (Hünigerstrasse)
- Injektionskörper in Bereichen, in denen bestehende Werkleitungen nicht umgelegt werden konnten
- Injektionskörper unter der Luzernerringbrücke infolge beschränkter Höhenverhältnisse
- Bohrpfehlwand des Startschachtes und eines weiteren, bereits bestehenden Schachtes (Umlegung Allschwilerbach)

Mit diesen Elementen wurde eine «dichte» Umschliessung der Einspurtunnel erreicht, sodass das eingeschlossene Grundwasser mittels 14 Filterbrunnen bis auf die Molasse abgepumpt werden konnte. Die zufließenden Restwassermengen von ca. 30 l/sec, die trotz der Umschliessung nicht zu vermeiden waren, wurden laufend abgepumpt. Die beiden Einspurtunnel konnten mit diesen Massnahmen in «trockenen» Verhältnissen erstellt und abgedichtet werden.

Im Abschnitt Aufweitung/Doppelspur war infolge der Bauten und der Gleisanlagen der SBB keine umschliessende Abschottung möglich. Hier wurde folgendes Vorgehen gewählt:

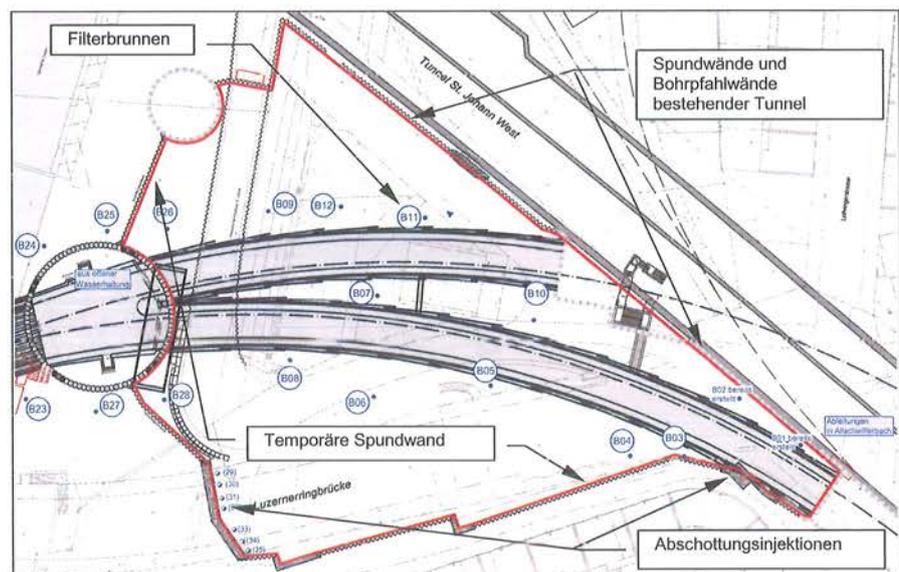


Bild 3: Grundwasserhaltung Einspurtunnel

- Kalottenvortrieb in der Aufweitung und im Doppelspurtunnel über dem maximalen Grundwasserspiegel
- Strossenvortrieb mit grossräumigem Absenken des Grundwasserspiegels mittels 14 Filterbrunnen
- 3 Versickerungsbrunnen zur Anreicherung des Grundwasserspiegels ausserhalb des Baustellenbereiches

Die im Beharrungs- oder Gleichgewichtszustand gepumpte Wassermenge der offenen Wasserhaltung betrug 80 – 90 l/sec.

4. Unterquerung Bahnhofsgebäude

Als Bauhilfsmassnahme für die Unterquerung des Bahnhofsgebäudes wurde eine Unternehmervariante der Arbeitsgemeinschaft Walo, Murer, Brunner Erben realisiert: Ein mittels Pressbohrverfahren erstellter Grossbohrschirm. Die Kalottenfüsse wurden mit Mikropfählen gesichert.

Bild 4: Startschacht neben dem bestehenden Bahnhofsgebäude St. Johann



Ein Stahlrohr mit \varnothing 800 mm wird vorgepresst. Das Material wird gleichzeitig mittels Schnecke nach aussen gefördert. Nach 12 m werden Stahlrohr und Schnecke verlängert. Die Totallänge des Grossbohrschirms beträgt 36 m.

Bild 5: Pressbohrverfahren



Zu Beginn der Arbeiten gab es Probleme mit der Abstimmung zwischen Förderung und Vorschub. Anschliessend konnte diese Bauhilfsmassnahme problemlos und erfolgreich umgesetzt werden.

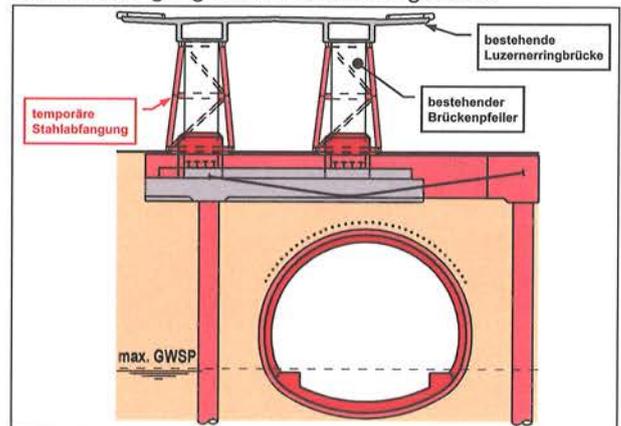
Bild 6: Fertiggestellter Grossbohrschirm



5. Abfangung Luzernerringbrücke

Die beiden Mittelstützen der Luzernerringbrücke, welche direkt mit dem Scheitel des Tunnels unterfahren wurden, mussten sowohl für den Bau- wie auch für den Endzustand des Tunnels abgefangen werden. Vier Bohrpfähle, ausserhalb des späteren Tunnelprofils in der Molasse fundiert, übernehmen über zwei quer darüberliegende, vorgespannte Betonriegel die Lasten der Brücke. Während dem Tunnelvortrieb wurde die Brücke provisorisch über zwei Stahltürme mit hydraulischen Pressen auf den Betonriegel abgestützt. Dadurch war es möglich, allfällige Bewegungen der Konstruktion auszugleichen und die Brückenplatte in ihrer Solllage zu halten. Nach der Fertigstellung des Tunnels wurde das bestehende Brückenfundament fest mit der Abfangkonstruktion verbunden und die Stahlhilfskonstruktion entfernt.

Bild 7: Abfangung Pfeiler Luzernerringbrücke



6. Vortrieb Aufweitung/Doppelspurtunnel

Im Anschluss an die umfangreichen Vorbereitungsmaßnahmen konnte rund ein Jahr nach Baubeginn mit den Tunnelvortrieben begonnen werden. Zunächst wurde im Schutze des oben beschriebenen Grossbohrrohrschirms die Aufweitung aus dem Startschacht heraus vorgefahren. Da zu Beginn nur die Kalotte ausgebrochen wurde, musste zuerst eine Rampe erstellt werden, um die Erschliessung des Vortriebes aus dem Startschacht heraus zu ermöglichen. Die Überdeckung in der Aufweitung und dem Doppelspurtunnel betrug teilweise nur 2 Meter.

Bild 8: Vortrieb unter Bahnhofsgebäude St. Johann (Aufweitung)



Trotz des massiven Grossbohrschirms unter dem Bahnhofsgebäude wurden nur Meter-Etappen geöffnet und sofort mit Gitterträgern, Armierungsnetzen und Spritzbeton gesichert. Nach jeweils 2 Metern Vortrieb wurden die Fusspfähle zur Abfangung des Gewölbes erstellt.

Nachdem die Kalotte der Aufweitung aufgeföhren war, wurde der Doppelspurtunnel mittels eines konventionellen Rohrschirms vorgefahren. Da sich dieser Teil des Bauwerkes praktisch komplett unter den Geleisen des Bahnhofs St. Johann befindet, wurden umfangreiche Massnahmen ergriffen, um die Sicherheit des Bahnverkehrs, aber auch des Vortriebes jederzeit gewährleisten zu können:

- Einbau von 2 Hilfsbrücken im Bereich der 2 Streckengeleise (Gleis 7/8)
- Abschnittsweise Sperrungen der Rangiergeleise im Bereich des theoretisch möglichen Verbruchtrichters
- Vortrieb nur an Wochenenden in jenen Bereichen, in denen aus betrieblichen Gründen eine Gleissperrung nicht möglich war.

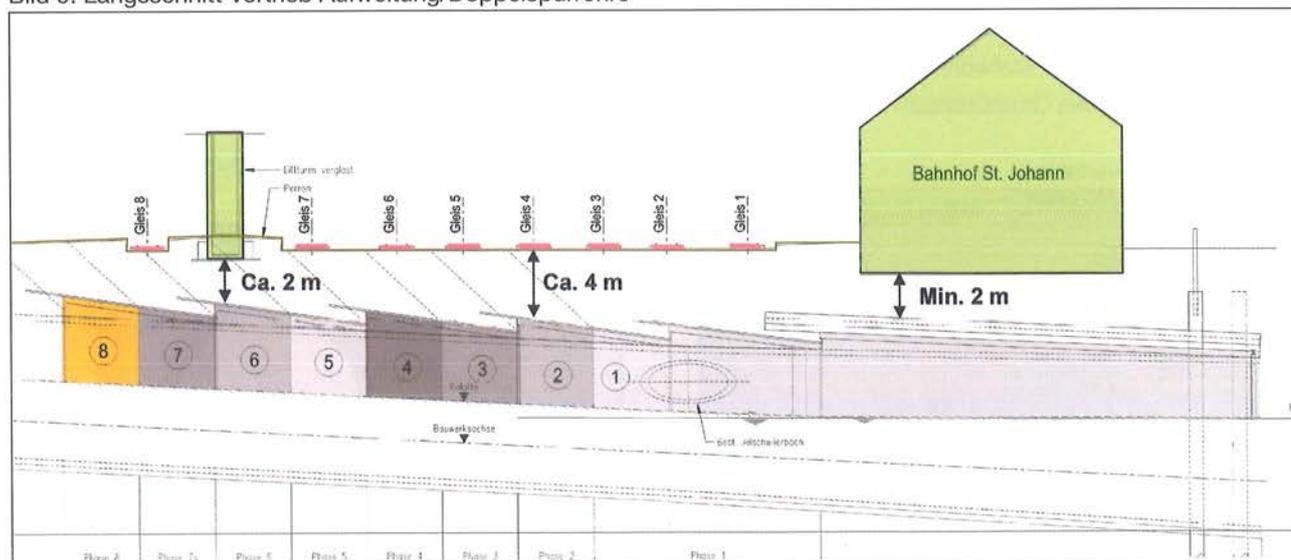
Der Rohrschirm wurde mit einem Bohrjumbo gebohrt und mit Doppelpackern meterweise injiziert. Die Rohre hatten einen Durchmesser von 140 mm. Die Kalottenfüsse wurden analog zur Aufweitung auf Mikropfählen abgestützt.

Nachdem die rund 120 Meter lange Kalotte komplett vorgefahren waren, wurde der Grundwasserspiegel abgesenkt und vom Tunnel Wasenboden aus die Strosse und die Sohle abgebaut. Um mögliche Rollkieslagen im Bereich der Strosse zu verfestigen, wurden vor deren Ausbruch aus der Kalotte heraus Verfestigungsinjektionen ausgeführt.

7. Vortrieb Einspurtunnel

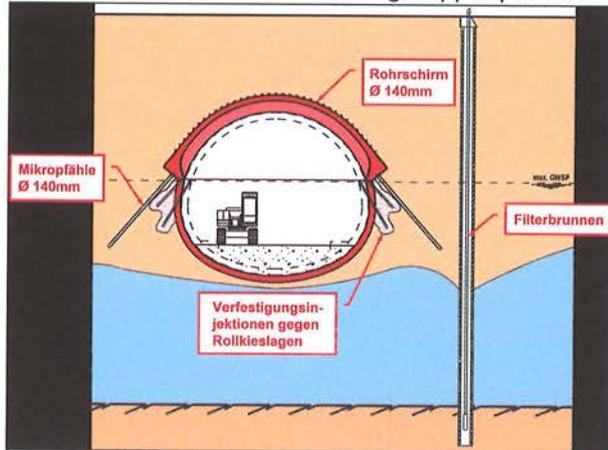
Im Gegensatz zur Doppelspur wurden die beiden Einspurtunnel im Vollausbruch mit abgestufter Ortsbrust auf-

Bild 9: Längsschnitt Vortrieb Aufweitung/Doppelspurröhre



gefahren. Die vorausseilende Sicherung bestand wie im Doppelspurtunnel aus einem 14 Meter langen Rohrschirm. Zusätzlich wurden links und rechts der Strosse vorausseilende Injektionen gegen Rollkies ausgeführt.

Bild 10: Strossenvortrieb Aufweitung/Doppelspurröhre



Der Bauablauf war wie folgt:

- Bohren und verpressen des Rohrschirms
- Erstellen der seitlichen Injektionen
- Ausbruch und Sicherung von 2 x 1 Meter Kalotte
- Ausbruch und Sicherung von 2 x 1 Meter Strosse
- Ausbruch und Sicherung von 2 Meter Sohle
- Nach total 11 Metern Ausbruch Beginn der nächsten Rohrschirmetappe

Die Ausbruchsicherung bestand aus Gitterträgern, zwei Lagen Armierungsnetzen und Spritzbeton. Die gesamte Ortsbrust wurde nach jedem Meter Ausbruch mit Spritzbeton gesichert.

Bild 11: Längsschnitt Vortrieb Einspurtunnel

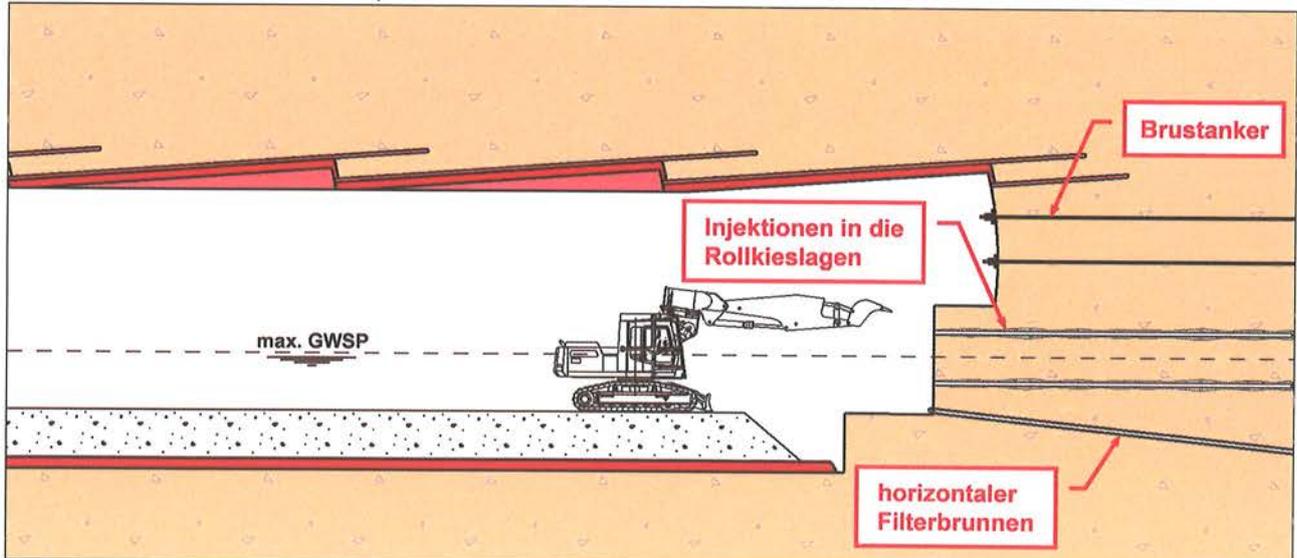


Bild 12: Vortrieb Einspurröhre



Als zusätzliche Sicherungsmassnahmen wurden in allen Vortrieben Brustanker zur Stabilisierung der Ortsbrust eingebaut. Teilweise wurden horizontale Filterbrunnen zur Drainage des noch vorhandenen Grundwassers erstellt.

Bild 13: Ausbruchsicherung Sohle Einspurröhre



Bei den beiden Einspurtunnel lag die mittlere Vortriebsleistung bei rund 0,8 Meter pro Arbeitstag. Es wurde in 2 Schichten à 5 Mann von Montag bis Samstag gearbeitet.

Bild 14: Im Rohbau fertigerstellter Teil Luzernerring



Bild 15: Kennzahlen Tunnel Luzernerring

Länge Ausfahrtstunnel:	89 m
Länge Einfahrtstunnel:	152 m
Länge Aufweitung/Doppelspur:	120 m
Länge Verzweigungsbauwerk:	22 m
Gesamtlänge Tunnel Luzernerring:	383 m
Minimale Tunnelüberdeckung:	3,2 m
Maximale Tunnelüberdeckung:	15 m
Ausbruchquerschnitte:	95 m ² bis 190 m ²
Ausbruchvolumen total:	54'000 m ³
Verbrauch Spritzbeton:	10'000 m ³
Beton Innengewölbe:	6'800 m ³
Bauzeit:	Okt. 2003 – Juli 2007
Aufwand Vortriebe:	50'000 h
Kosten Rohbau (geschätzt):	CHF 40 Mio.

Tunnel San Bernardino – Erneuerung unter Verkehr

Louis Schönenberger, Dipl. Bauing. FH
Amberg Engineering AG, Chur

1. Einleitung

Nach über 39 Jahren Betrieb benötigte der 6,6 km lange, sich im Kanton Graubünden befindende Strassentunnel San Bernardino eine Gesamterneuerung. Bei diesem ältesten Alpendurchstich des schweizerischen Nationalstrassennetzes sind neben Wassereintritten und Betonschäden durch sulfathaltiges Bergwasser auch Schäden an den Fugen der Fahrbahnkonstruktion infolge Tausalz vorhanden. Die elektromechanische Ausrüstung muss ebenfalls erneuert und dem heutigen Stand der Technik angepasst werden.

Mit der Gesamterneuerung wird nicht nur die bauliche Sicherheit für die Benutzer des Tunnels bei Flucht und Rettung entscheidend verbessert, sondern auch die erneuerten oder modifizierten elektromechanischen Einrichtungen wie Lüftung, Branddetektion, Beleuchtung usw. leisten einen wichtigen Beitrag zur Erhöhung der Sicherheit.

2. Herausforderung

Vor Beginn der Erneuerungsarbeiten haben sich der Bauherrschaft und dem gesamten Projektierungsteam folgende Hauptfragen gestellt.

1. Wie kann eine 40-jährige Betonkonstruktion, welche in einem Tunnel als Fahrbahn dient, unter Aufrechterhaltung des Verkehrs gesamthaft erneuert werden?
2. Wie kann die Verkehrsführung während der Erneuerungsarbeiten ohne grössere Einschränkungen abgewickelt werden?
3. Und wie kann bei einer solchen Erneuerung unter Verkehr die Sicherheit für die Verkehrsteilnehmer und für das Betriebs- und Baustellenpersonal gewährleistet werden?

Neben diesen Hauptfragen hat es noch weitere ebenfalls interessante Herausforderungen gegeben, wie z.B.:

- Der sprengtechnische Ausbruch der Fluchtabgänge unter Verkehr

- Die Erstellung seitlicher Nischen im Gewölbe für Strahlventilatoren
- Die Gewölbepanierung der beiden Portalbereiche
- Das Betonieren mit den verschiedenen Frostschutzmassnahmen
- Die Konzepte für die Frühfestigkeit und die Nachbehandlung des Betons

Bild 1: Arbeiten unter Verkehr



Auf diese Herausforderungen wird im Rahmen dieser Dokumentation nicht näher eingegangen.

3. Erneuerung Betonkonstruktion

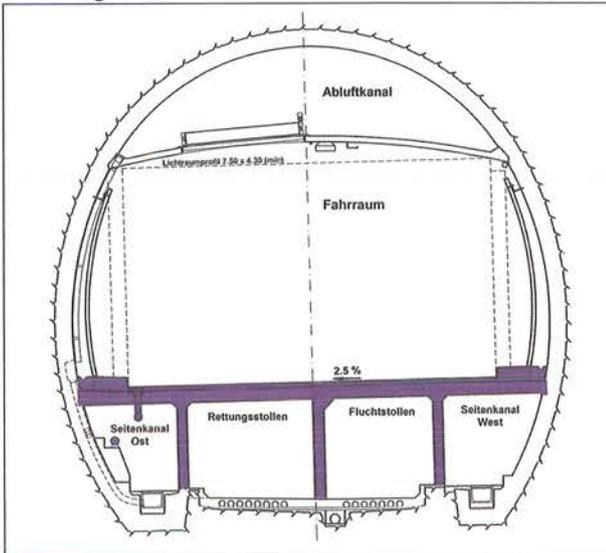
Zur Vorbereitung der eigentlichen Fahrbahnerneuerung waren verschiedene Vorarbeiten zu leisten, wie:

- Demontage Wandplatten und Beleuchtung
- Abfräsen Belag
- Abbruch Bankett
- Demontage der best. Hydrantenleitung

Damit wurde der nötige Platz für die Lichtraumprofile im Bauzustand für die 1-spurige Verkehrsführung während der Fahrbahnerneuerung geschaffen.

Die neue Fahrbahnkonstruktion besteht aus einer fugenlosen Ort betonplatte, welche in Querrichtung auf drei Wänden gelagert und beidseitig im Gewölbe aufgelegt ist. zwei Wände liegen an der gleichen Stelle wie die bestehenden Wände, die dritte trennt den Mittelkanal in die neuen Flucht- und Rettungsstollen.

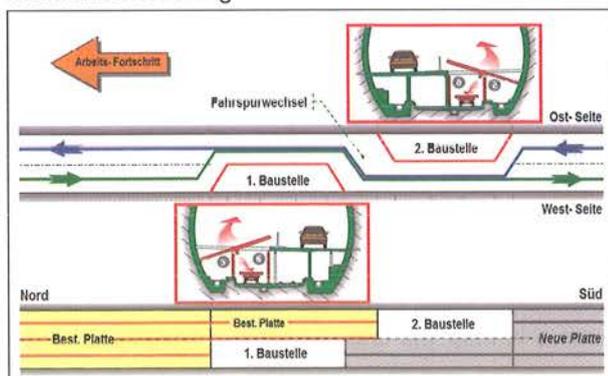
Bild 2: Normalprofil mit Arbeiten zur Fahrbahnerneuerung



Bei der Bauausführung waren folgende Vorgaben und Randbedingungen zu beachten.

- Verkehrsführung
einspurig im Bereich der Baustelle für die gesamten Arbeiten. An Wochenenden, Feiertagen und während vier Wochen im Sommer (Hauptreisezeit) war eine durchgehend zweispurige Verkehrsführung zu gewährleisten.
- Verkehrsregelung
Sämtliche Arbeiten erfolgen unter einer definierten Verkehrsregelung. Bei der angestrebten optimierten Verkehrsführung unterliegt der Baustellenverkehr strengen Vorgaben bezüglich Einfahren in den Tunnel und Ausfahren aus den Tunnelarbeitsstellen.
- Arbeitszeit:
Von Sonntag 22.00 Uhr – Freitag 13.00 Uhr
- Baustellen im Tunnel
Maximale Länge der Baustelle 850 m, nur eine Baustelle gleichzeitig im Tunnel. Maximal 20 Minuten Tunnel-sperrung für das Einrichten und Räumen der Baustelle.

Bild 3: Schematischer Grundriss der Baustelle Fahrbahnerneuerung



Damit die vorgegebenen Randbedingungen und die zu erreichende Leistung eingehalten werden konnten, wurde ein Konzept erarbeitet, in welchem ein etappenweises Vorgehen in zwei unabhängigen Baustellen vorgesehen wurde.

Diese Einzelbaustellen ergaben hintereinander gestaffelt und mit der dazwischen liegenden Überfahrt für den Verkehr die 850 m lange Baustelle.

In der ersten Baustelle wurde die Westseite inkl. die Mitteltrennwand und anschließend in der zweiten Baustelle die Ostseite erneuert.

Die Erneuerungsleistung war für beide Baustellen gleich; sie betrug 90 m pro Woche.

Chronologischer Ablauf

Im Folgenden wird in einem chronologischen Ablauf zusammengefasst, wie in fünf Tagen die alte Fahrbahnplatte durch die neue Konstruktion ersetzt wurde.

Jeweils am Sonntag um 22.00 Uhr war Arbeitsbeginn. Der Tunnel wurde für 20 Minuten gesperrt und danach mit dem Aufbau der gesamten Signalisation und Verkehrsregelungsanlage begonnen. Dabei mussten auch die Mittelabschrankungen der Baustellen und die Fahrbahnüberfahrt um 90 m verschoben werden. Nach dem Aufbau der gesamten Signalisation wurde die Verkehrsregelungsanlage in Betrieb genommen.

Anschließend ist mit der Sicherung der bestehenden Fahrbahnplatte für den halbseitigen Abbruch mittels einer Stützenreihe in der Mitte der bestehenden Fahrbahnplatte begonnen worden. Nach den Sicherungsarbeiten begannen die verschiedenen Schneidarbeiten an der bestehenden Betonkonstruktion.

Bild 4: Schneiden der Fahrbahnplatte



Am Montagmorgen konnte mit den Abbrucharbeiten begonnen werden. Die Betonteile, welche in ca. 1,5 m breite und ca. 4,5 m lange Stücke aufgetrennt wurden, sind mit dem Autokran angehoben und auf die Flachwagen der Stollenbahn verladen worden. Zu dieser Zeit war der Tunnel San Bernardino doppelstöckig: oben ein Strassen-Tunnel, unten ein Eisenbahn-Tunnel. Die Stollenbahn zirkulierte im ehemaligen Lüftungsstollen unterhalb der Fahrbahn. Dank dem Gleisbetrieb liess sich der grösste Teil der Materialtransporte zwischen Baustelle und Installationsplatz beim Nordportal ohne Behinderung des Strassenverkehrs abwickeln.

Bild 5: Abbruch der Fahrbahnplatte



Gegen Montagabend nach der Erstellung der Auflager für die neue Fahrbahnplatte und der Reinigung des Baustellenbereiches wurden die Schalungselemente vorgefahren. Als Schalung gelangten massive 11,25 m lange Stahlschalungen zum Einsatz.

Bild 6: Vorrücken und Montage der Schalungen



Nachdem die ersten Schalungen platziert, gereinigt und eingölt waren, ist mit dem Versetzen der Bewehrungskörbe der Trennwände begonnen worden. Die Bewehrung der Fahrbahnplatte erfolgte mit Einzelstäben

Am Mittwochmorgen begann das Betonieren. Das Betonieren und die Nachbehandlung waren die einzigen Arbeiten, welche nicht parallel in beiden Baustellen gleichzeitig ausgeführt wurden. Sie erfolgten hintereinander. Der Beton ist auf dem Installationsplatz Nord hergestellt und in zylinderförmigen Nachmischern über die Gleisanlage in den Tunnel gebracht worden.

Bild 7: Betonieren der neuen Fahrbahnkonstruktion



Nachdem der zuerst eingebrachte Beton angesteift war, begann die Betonnachbehandlung. Das Befahren des jungen Betons durch den Verkehr erforderte spezielle Massnahmen an die Nachbehandlung. Es wurde eine Versiegelung mit Epoxi aufgetragen und mit Quarzsand abgestreut, um den jungen Beton vor dem Austrocknen zu bewahren und gleichzeitig die Betonoberfläche vor Einwirkungen aus dem Fahrraum zu schützen.

Am Mittwochabend, ca. gegen 22.00 Uhr erfolgte der Wechsel von der Westseite auf die Ostseite und es begannen die Betonierarbeiten in der zweiten Arbeitsstelle. Für eine Wochenetappe sind ca. 340 m³ Beton eingebracht worden.

Der Abschluss der Betonierarbeiten und der Nachbehandlung wurde jeweils am Donnerstag um ca. 7.00 Uhr erreicht. Danach begannen die Aufräum- und Reinigungsarbeiten.

Nach der Schlusskontrolle des gesamten Baustellenbereiches durch die Bauleitung, wurde am Freitag um 12.40 Uhr der Tunnel wieder gesperrt, die Verkehrsregelungsanlage abgebaut und die Signalisation der Baustellen angepasst. Jeweils um 13.00 Uhr gab die Polizei den Tunnel fürs Wochenende wieder zweisepurig frei.

Jedoch bereits am darauf folgenden Sonntagabend begannen die Arbeiten der nächsten 90 Meter Fahrbahn-

platte. So arbeiteten sich die beiden Baustellen im Wochentakt in 90-Meter-Schritten von Süd nach Nord durch den Tunnel San Bernardino.

Bild 8: Einbau Belag



Mit den Strassenbauarbeiten wurde die Fahrbahn fertig gestellt. Zuerst wurde eine Abdichtung, welche die Oberfläche der Fahrbahnplatte vor Einwirkungen aus dem Fahrraum schützt, eingebaut. Als Abdichtung wurde eine vollverklebte Polymerbitumen-Dichtungsbahn aufgebracht. Beidseitig sind neue Bankette, im Wesentlichen aus vorgefertigten Betonelementen, erstellt worden. Hinter diesen Betonelementen wurde eine Entwässerungsschale vorgesehen, um das anfallende Bergwasser aus dem Abluftkanal und aus den seitlichen Tunnelwänden zu sammeln. Zuletzt ist der zweischichtige Belag mit 6 cm Tragschicht und 3 cm Deckbelag eingebaut worden.

Die einzelnen Arbeitsschritte der Strassenbauarbeiten wurden kurz hintereinander gestaffelt ausgeführt. Auch diese Arbeiten erfolgten unter Verkehr.

Fazit

Die Erneuerung der Fahrbahnkonstruktion konnte Mitte 2006 erfolgreich abgeschlossen werden. Nach einer gewissen Einarbeitungszeit und Optimierung der Arbeitsprozesse kann heute festgehalten werden, dass das Konzept der Erneuerung der Fahrbahnkonstruktion erfolgreich war und die geforderten Leistungen erreicht wurden.

4. Verkehrsregelung während dem Bau

Ausgehend von der einspurigen Verkehrsführung im Bereich der 850 m langen Tunnelbaustelle musste für den Strassenverkehr eine sichere, aber gleichzeitig leistungsfähige Verkehrsregelungsanlage entwickelt werden.

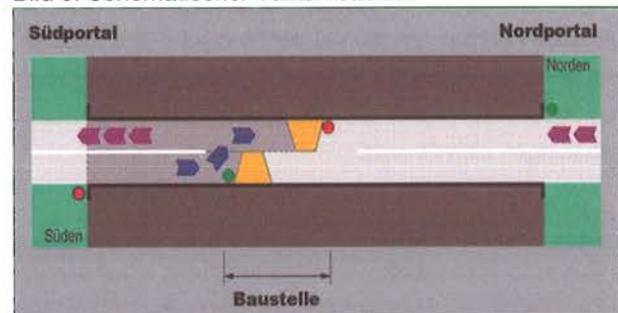
Dabei waren folgende Randbedingungen zu beachten:

- Auf Grund des Auffahrunfalls im Tauerntunnel in Österreich war eine Lösung mit Rotlicht vor den Tunnelbaustellen und Staus im Tunnel verboten.
- Bei beiden Portalen musste bei Bedarf in jedem Zyklus die Einfahrt von Baustellenfahrzeugen über eine eigene Zufahrt möglich sein.
- Die Ein-, aber vor allem die Ausfahrt aus den Baustellen im Tunnel musste möglichst oft und sicher erfolgen können.
- Die Postautokurse zwischen Chur und Bellinzona mussten ohne lange Wartezeiten den Tunnel über eine eigene Zufahrt passieren können.
- Der an den beiden Dosierstellen im Wechselbetrieb über die San Bernardinoroute geführte Schwerverkehr musste nicht speziell durch die Verkehrsregelungsanlage behandelt werden.

Trotz diesen Randbedingungen musste die Kapazität möglichst hoch und die Zykluszeit möglichst gering sein.

Infolge dieser Randbedingungen wurde eine spezielle Verkehrsregelungsanlage entwickelt. Die Funktion der neuen Verkehrsregelungsanlage kann wie folgt umschrieben werden.

Bild 9: Schematischer Verkehrsablauf



Die Ampelgruppen an den Portalen werden so geschaltet, dass im einstreifigen Bereich der Baustelle beim durchschnittlichen Fahrverhalten kein Gegenverkehr auftritt. Die Dauer der Grünphasen wird aufgrund des Verkehrsaufkommens aus der Früherfassung ermittelt. Je nach Lage der Baustelle und deren Länge variieren die Grünphasen beider Portale, so dass die losgefahrenen Pulke sich rechtzeitig im Bereich der Baustelle befinden und die Baustelle im Einbahnverkehr passieren können, dabei ist es möglich, dass sich die beiden Pulke im Tunnel kreuzen.

Vor und nach der Baustelle ist ebenfalls ein Lichtsignal aufgestellt, welches die Einfahrt in den Einspurbereich von verfrühten oder verspäteten Fahrzeugen verhindert.

Fazit

Heute nachdem der Einsatz der Verkehrsregelungsanlage 2002 nicht mehr benötigt wird, kann zusammengefasst werden, dass dank dieser optimierten Verkehrsführung eine Lösung entwickelt wurde, welche allen Bedürfnissen Rechnung getragen hat:

- Die Zykluszeiten bei normalem Verkehrsaufkommen konnten mit etwa 15 Minuten für die Verkehrsteilnehmer in erträglichem Rahmen gehalten werden.
- Stehende Fahrzeuge vor den Lichtsignalen im Tunnel sind nur in Ausnahmefällen aufgetreten.
- Die Akzeptanz der betroffenen, angrenzenden Wohnbevölkerung konnte erreicht werden.
- Die Einschränkungen des Baustellenverkehrs waren im vorgesehenen Rahmen.

5. Sicherheitsmassnahmen

Während der Bauphase waren die Sicherheitsbedürfnisse sowohl der Verkehrsteilnehmer, wie auch der ausführenden Bau- und Installationsunternehmer und des Tunnelbetriebes zu beachten. Dies wurde durch verschiedene Massnahmen umgesetzt.

Die Realisierung der neuen Lüftung für den Tunnel San Bernardino, welche Brandabsaugklappen alle 100 m in der Zwischendecke und die seitliche Anordnung von zwölf Strahlventilatoren umfasste, wurde vor der Fahrbahnerneuerung ausgeführt. Damit konnte für die Hauptarbeiten die neue Tunnelbelüftung bereitgestellt werden. Im Ereignisfall wäre damit eine effizientere Brandabsaugung möglich gewesen.

Der Verkehr musste den Tunnel jederzeit sicher passieren können. Dies wurde einerseits durch eine Reduktion der Geschwindigkeit auf 50 km/h im Baustellenbereich und einer klaren und einfachen Signalisation sichergestellt.



Bild 10: LKW am Portal neben Baustelle

Zum Schutz des Verkehrs durch Immissionen aus den Baustellen, und umgekehrt, wurden verschiedene Massnahmen wie Abschrankungen mittels Vario-Guard und zu-

gehörige Aufbauten, emissionsarme Arbeitsmethoden, Erhöhung der Beleuchtungsintensität und der Einbezug der Betriebslüftung in die Baulüftung umgesetzt:

Auch auf der organisatorischen Seite wurden diverse Massnahmen eingeleitet, welche die Sicherheit aller Beteiligten erhöhten und das Vorgehen im Falle eines Ereignisses klar definierten.

Für den Tunnelbetrieb wurde die Arbeit während der Bauphase erschwert. Wesentliche Faktoren waren:

- Für die Lüftung waren neue Zustände für Normalbetrieb und für den Brandbetrieb zu beachten, zu schulen und zu betreiben.
- Teilnahme an regelmässigen Koordinationssitzungen mit dem Bau und der Polizei.
- Die Kommunikation mit den Baustellen musste sichergestellt werden, da im Ereignisfall der Tunnelbetrieb für die Alarmierung sämtlicher Arbeitsstellen zuständig war.

Die neue Situation während der Bauphase hat es notwendig gemacht, dass die Besetzung der Betriebszentrale auf einen 24 Stunden Betrieb erweitert wurde.

Zusammen mit der 24 Stunden Besetzung der Verkehrszentrale der Polizei stehen die beiden, für die Sicherheit aller Beteiligten wichtigen Stellen im Ereignisfall jederzeit zu Verfügung.

Fazit

Wir dürfen bis zum heutigen Zeitpunkt dankbar sein, dass es zu keinem grösseren Verkehrs- und Bauunfall im Zusammenhang mit den verschiedenen Baustellen gekommen ist.

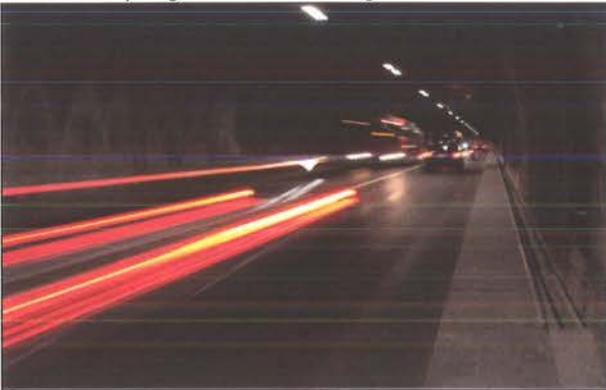
6. Zusammenfassung

Die Erneuerung hat mit den ersten Abklärungen und Untersuchungen im Jahre 1985 begonnen. Nach kleineren Vorbereitungsarbeiten starteten 1998 die eigentlichen Erneuerungsarbeiten. Mit der Montage der neuen Wandverkleidungsplatten und der gesamten elektromechanischen Ausrüstung können die Arbeiten diesen Sommer vor dem Hauptreiseverkehr abgeschlossen werden. Davon ausgenommen ist der Deckbelag, welcher im 2008 eingebaut wird.

Mit dem Erneuerungsprojekt wurde Neuland betreten und es weist hinsichtlich verschiedener Aspekte Pioniercharakter auf:

- erstmalige Erneuerung eines langen National-Stras-sentunnels
- Aufrechterhaltung des Strassenverkehrs im Stras-sentunnel mit Gegenverkehr während der ganzen Bauzeit und gleichzeitige Sicherstellung einer ausreichenden Leistungsfähigkeit
- Bauausführung auch während des Winters bei extremen Temperaturverhältnissen infolge der Höhenlage (1600 m.ü.M.) und der meteorologischen Verhältnisse (Wetterscheide Alpenkamm)

Bild 11: 2-spurige Verkehrsführung



Die erfolgreichen Erneuerungsarbeiten werden symbolisch mit einem Fest am 22. September 2007 abgeschlossen. An dieser Feier wird gleichzeitig das 40-jährige Bestehen des Tunnels San Bernardino gefeiert.

Umfahrung Moutier – Kernbauweise im Jura mergel

Adrian Müller, Dipl. Bauing. HTL
Marti Tunnelbau AG, Bern

Beim Bau des Tunnels de Moutier ist die Tunnelbohrmaschine auf eine unerwartete geologische Störzone gestossen. Die Auswirkungen auf das Projekt waren ausserordentlich gross. Die Bauabläufe und das Vortriebskonzept mussten überarbeitet und den neuen Erkenntnissen angepasst werden. Der Bericht erläutert die Kernbauweise, aber eingangs auch die Frage, wieso aus einem TBM-Vortrieb ein Vortrieb in Kernbauweise notwendig wurde.

1. Projektübersicht

1.1 Transjurane A 16

Die Nationalstrasse A 16 beginnt am Jurasüdfuss in Biel, durchquert den gesamten Jurabogen und schliesst in Boncourt an das französische Nationalstrassennetz an. Die gesamte Länge beträgt 85 km, wovon heute bereits 46 km dem Verkehr übergeben sind. Die durchgehende Verbindung wird voraussichtlich im Jahre 2016 möglich sein.

Der Jura mit seiner Topographie stellt interessante Herausforderungen an die Baufachleute. Mehr als die Hälfte, nämlich 56% der gesamten Strecke verläuft in Tunnels oder auf Brücken und 44% im offenen Trassee.

1.2 Tunnel de Moutier

Die Stadt Moutier wird von der Nationalstrasse auf der Südseite umfahren. Das Kernstück dieses 2,5 km langen Abschnittes ist der Tunnel de Moutier mit einer Länge von 1,2 km. Der Tunnel wird zweiröhrig und somit richtungsgenutzt erstellt.

Das Tunneltrassee verläuft ausschliesslich durch unbebautes Landwirtschaftsland.

Im Jahre 2001 beauftragte der Bauherr das Groupement Tunnel de Moutier mit der Ausführung der Rohbauarbeiten.

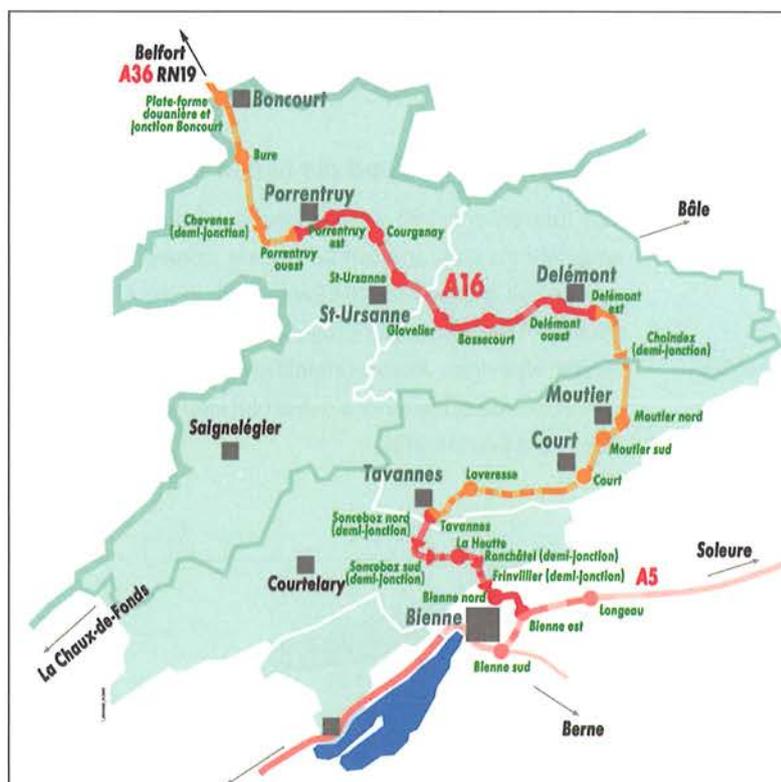


Bild 1: Übersicht Nationalstrasse A 16 Transjurane (rot = in Betrieb, orange = im Bau/in Planung)

Das Groupement (= Arbeitsgemeinschaft) besteht aus den Firmen Marti Tunnelbau AG, Marti AG Bern, Parietti + Gindrat SA, Pro Routes SA und Chételat SA.

Bild 2: Übersicht Tunnel de Moutier



2. Ursprungsprojekt TBM-Vortrieb

2.1 Geologie/Hydrologie

Der Tunnel de Moutier durchfährt im Bereich von Moutier die Molasse alsacienne, welche aus einer Abfolge von gipsführenden Mergeln, Ton-, und Sandsteinen besteht.

In den Portalzonen ist der Fels auf einer Länge von je 60 m zu Lockergestein verwittert. Die Felstrecke besteht aus ungestörten, flach gelagerten homogenen Schichten. Die Firstüberdeckung des Tunnels variiert zwischen 6 und 50 m.

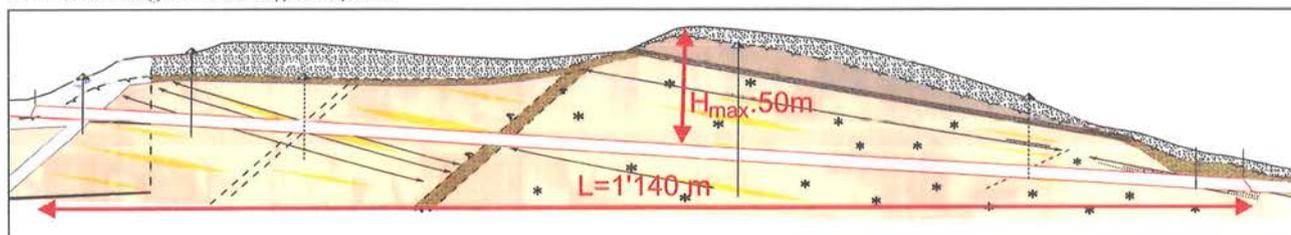
Der Bergwasseranfall auf die gesamte Tunnellänge wird mit maximal 6 l/s prognostiziert, wobei der grösste Teil an den Portalzonen anfällt. Es können somit vorwiegend trockene Mergel erwartet werden.

2.2 Vortriebskonzept TBM

Aufgrund der geologischen Prognose wurde ein TBM-Schildvortrieb mit Tübbingauskleidung als technisch und wirtschaftlich günstigste Vortriebsmethode durch den Bauherrn bestellt.

Der Ausbruchdurchmesser beträgt 11,71 m. Die Sicherung besteht aus einem fünfteiligen Tübbing plus Schlussstein (in Rot dargestellt).

Bild 3: Geologisches Prognoseprofil

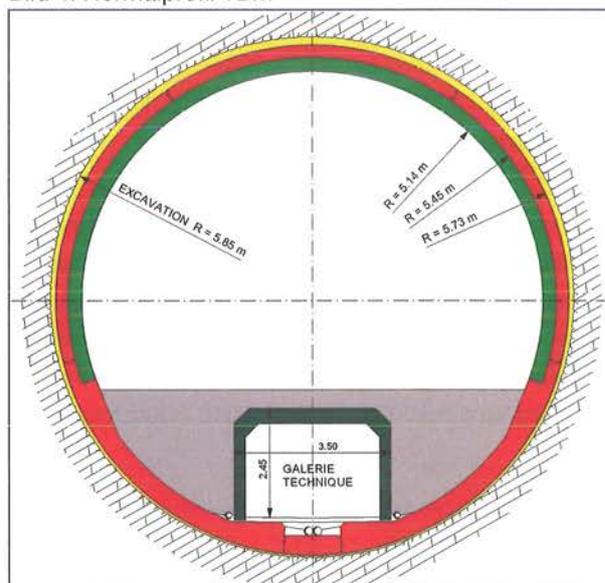


Im Bereich der Parament- und Firststübbinge wird nachträglich eine 30 cm starke Ortbetoninnenschale (in Grün dargestellt) eingebaut.

Parallel zu den Vortriebsarbeiten werden im rückwärtigen Bereich keine Innenausbauarbeiten ausgeführt. Erst nach dem Abschluss der Vortriebsarbeiten wird mit dem Einbau des begehbaren Werkleitungskanal begonnen. Dieses Konzept wurde vor allem wegen der, für einen TBM-Vortrieb, relativ kurzen Tunnellänge gewählt.

Am 31. Oktober 2002 erfolgte der Startschuss für die TBM-Vortriebsarbeiten. Nach der Startphase und der Inbetriebnahme der Tunnelbandanlage wurden Tagesleistungen im 1-Schichtbetrieb von 16 – 20 m erreicht.

Bild 4: Normalprofil TBM



3. TBM Stillstand und die neuen Erkenntnisse

Bei Tunnelmeter 190 wurde überraschend eine Störzone angefahren. Das anfallende Wasser schwemmte in kurzer Zeit grosse Mengen Feinanteile in die Abbaukammer der TBM ein. In der Folge kollabierten Ortsbrust und Firste. Klebriges Ausbruchmaterial und Schlamm drangen in die Abbaukammer ein und blockierten den Materialfluss zum Förderband.

Der Vortrieb musste in der Folge eingestellt werden.

Vom Schild aus wurde versucht, die Ortsbrust mit GFK-Anker und Spritzbeton zu stabilisieren. Trotz diesen Massnahmen gelang es nicht, die notwendige Stabilität zu erreichen und es folgten weitere Niederbrüche. Nach drei Wochen war der Verbruch bis an die Oberfläche fortgeschritten und ein Krater von ca. 4 m Durchmesser wurde sichtbar. Die Überlagerung beträgt an dieser Stelle 25 m.

Bild 5: Raum zwischen Bohrkopf und Schild.



3.1 Sofortmassnahmen Tagbruch

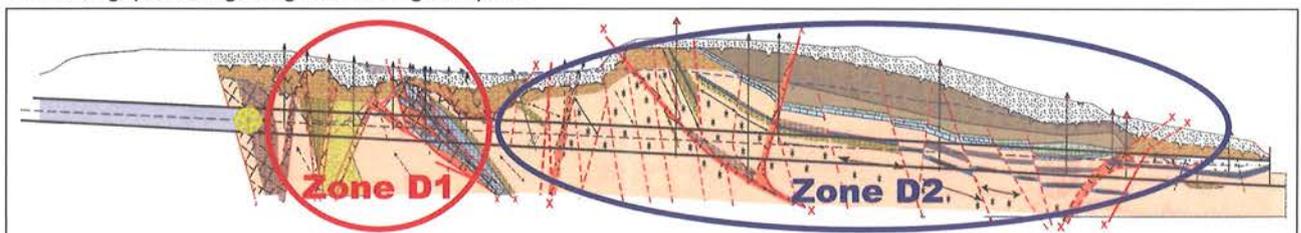
Im Bereich der Verbruchzone mussten, zum Schutz eines sich in der Nähe befindenden Wasserreservoirs, Sofortmassnahmen ausgeführt werden.

Die Verbruchzone im Bereich der Tunnelbohrmaschine wurde mit Bohrpfählen und Zementinjektionen stabilisiert. Im Tunnel wurden die bereits eingebauten Tübbinge im Bereich des Verbruches verstärkt.

3.2 Neue geologische Erkenntnisse

Nach dem Tagbruch wurden zahlreiche Sondierbohrungen ab der Oberfläche ausgeführt, um die Ausdehnung der Störzone zu erkunden und die weiteren Massnahmen zu bestimmen. Aufgrund der zusätzlichen Erkenntnisse wurde ein neues geologische Prognoseprofil erarbeitet.

Bild 6: angepasstes geologisches Prognoseprofil



Die restliche Tunnelstrecke wurde neu in zwei Zonen D1 und D2 unterteilt.

Für die Zone D1, mit einer Ausdehnung von ca. 90 m unmittelbar vor der TBM liegend, ist die folgende geänderte geologische Prognose erstellt worden:

- Praktisch senkrecht zum Tunnel stehende Schichten
- Sehr starke tektonische Zerlegung des Gesteins
- Zu Lockermaterial zerbrochener Fels mit dem Charakter eines Bodens
- Deutlich höhere Mengen Bergwasser im Tunnel infolge steil stehender Schichten
- Quartäre Rutschmassen im Tunnelprofil oder in unmittelbarer Umgebung

Die Zone D2, mit einer Länge von 700 m im Nordabschnitt weist auf:

- Anfangs flachliegende, und zur Zone D1 hin, vertikale Schichten
- Häufig Bruchflächen
- Kalkbänke und Konglomerate, diese führen zu einem erhöhten Bergwasseranfall und zu einer starken Verwitterung der ober- und unterhalb liegenden Mergel.

3.3 Auswirkungen auf das Vortriebskonzept

Nach Prüfung verschiedenster Varianten wurde für die verbleibende Tunnelstrecke der 1. Röhre das Vortriebskonzept neu bestimmt.

Ein weiterer TBM-Vortrieb im Vollprofil war aus zwei Gründen nicht mehr möglich:

Erstens war die Tragfähigkeit der Tübbingelemente für die geänderte Geologie nicht gegeben und zweitens wäre eine Ortsbruststützung im TBM Vortrieb zwingend notwendig gewesen.

In der Zone D1 drängte sich ein Vortrieb in Kernbauweise auf. Der Zugang wurde über einen Kalottenvortrieb in der

2. Röhre und einen Querschlag erstellt.

Für die Zone D2 wurde die Kalotte konventionell als Gegenvortrieb ausgebrochen. Solange die wasserführenden Kalkbänke im Tunnelprofil auftraten, musste die Firste vorauseilend im Rohrschirmverfahren gesichert werden.

In einer zweiten Phase wird der Stross und die Sohle mit der TBM aufgefahren.

Für die 2. Röhre wird die Tunnelbohrmaschine nicht mehr eingesetzt. Der Ausbruch erfolgt konventionell.

4. Kernbauweise

4.1 Vortriebsablauf Kernbauweise

Der Gesamtquerschnitt ist in 6 Teilquerschnitte unterteilt. Die einzelnen Teilquerschnitte werden jeweils über die gesamte Strecke aufgefahren.

In der Phase 1 werden die beiden oberen seitlichen Parameterstollen (I) vorgetrieben. Nach dem erstellen der Zufahrtsrampen werden die zwei unteren seitlichen Parameterstollen (II) ausgebrochen.

Bild 7: Unterteilung des Querschnittes

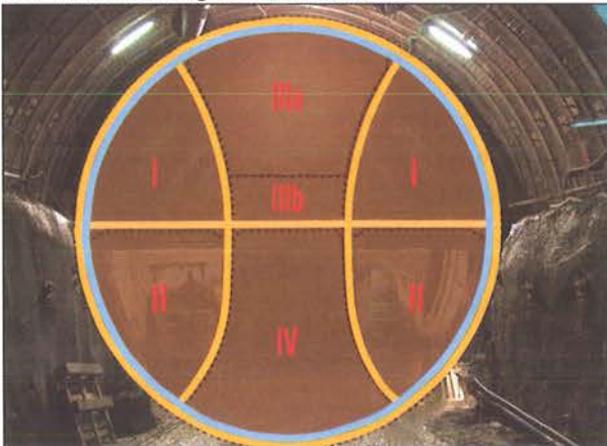
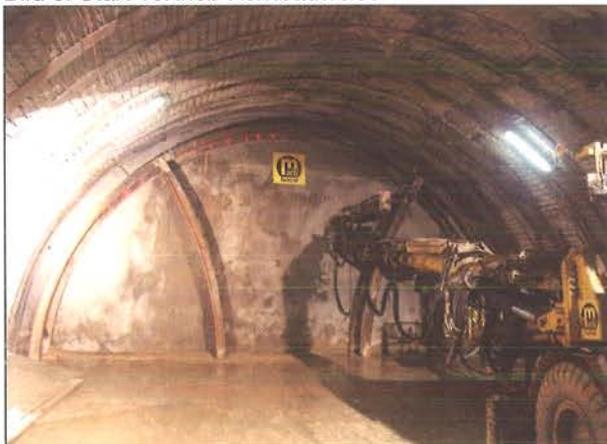


Bild 8: Start Vortrieb Kernbauweise



mentstollen (II) ausgeführt. Der Ausbruch des oberen Kerns erfolgt, aus Gründen der Arbeitshöhe, in den separaten Phasen (IIIa) und (IIIb). Der Ausbruch des unteren Kerns (IV) in Phase 4 stellt den Ringschluss her. Die provisorischen Innenbogen werden nach den Ringschluss und dem Erreichen der geforderten Betonendfestigkeit abgebrochen.

Die Sicherung besteht aus zwei Lagen Stahlbogen HEB 200 (orange und blau dargestellt). Die Stahlprofile werden im Abstand von 50 cm eingebaut und mit stahlfaserarmierten Beton hinterfüllt. Die Gesamtstärke der Ausbruchsicherung beträgt 65 cm.

4.2 Ortsbruststabilität

Die Verhältnisse an der Ortsbrust gehen so schnell nicht vergessen. Warum? Die folgenden systematischen Massnahmen waren trotz kleinen Teilquerschnitten zwingend notwendig um die Stabilität und Arbeitssicherheit zu gewährleisten:

Bild 9: Start Vortrieb untere Parameterstollen

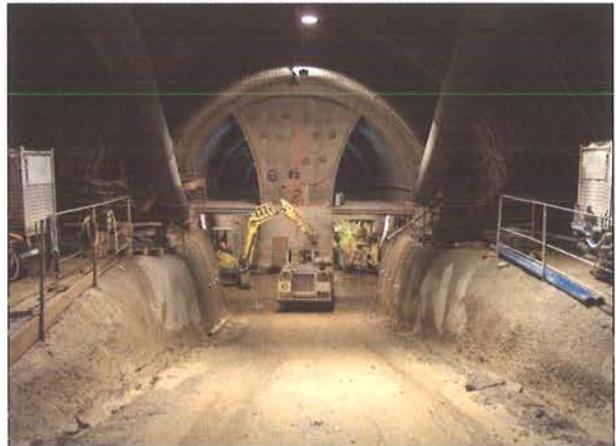
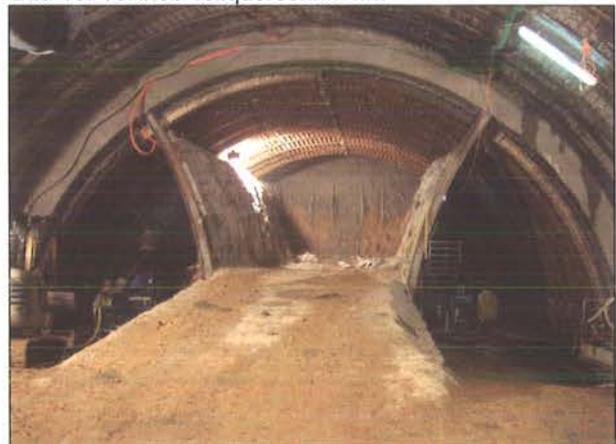


Bild 10: Vortrieb Teilquerschnitt IIIa



- Mit Filterbrunnen wurde der Grundwasserspiegel abgesenkt.
- 3 m lange Spiesse wurden im Abstand von 20 cm als vorausseilende Sicherung versetzt. Die als Microrohrschirm wirkenden Spiesse wurden nach jeden Meter Vortrieb neu gebohrt.
- In der Ortsbrust wurden 12 m lange GFK-Anker in einem Rasterabstand von 1 x 1 m versetzt.
- In Zonen mit nur leichtem Tropfwasser musste die Ortsbrust etappenweise geöffnet und sofort mit stahlfaserarmiertem Spritzbeton gesichert werden. Der Spritzbeton wurde systematisch stabilisiert. Dies hatte den Vorteil, dass der Spritzbeton jederzeit zur Verfügung stand und die zeitintensiven Reinigungsarbeiten der Spritzbetoninstallationen nur am Ende einer Arbeitswoche ausgeführt werden mussten.

Bild 11: Vortrieb unterer Kern (IV)



4.3 Abbruch der provisorischen Innenbogen

In dieser Phase galt das Augenmerk besonders der Arbeitssicherheit. Der Tunnelbauer ist sich vor allem das Einbringen der Ausbruchssicherung gewöhnt. Der Abbruch im grossen Umfang ist eher selten und es gilt in der

Bild 12: Abbruch prov. Innenbogen



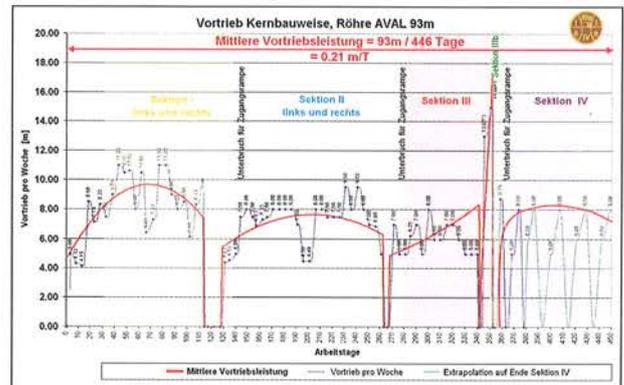
Arbeitsvorbereitung eine Vielzahl von Gefahren zu beachten und die Abläufe entsprechend zu planen.

4.4 Vortriebsleistungen

Der bestimmende Faktor im Vortriebszyklus war klar der Zeitaufwand für die Sicherung der Ortsbrust. Die erreichten Leistungen in den Teilquerschnitten sind nach der Lernphase praktisch konstant. Gegen Ende der Vortriebe ist ein Abfall der Leistung aufgrund der zunehmenden Transportdistanz und nicht vorhandener Kreuzungsmöglichkeiten erkennbar.

Über die gesamte Strecke ergibt sich eine mittlere Vortriebsleistung im zweischichtigen Betrieb von 21 cm pro Arbeitstag.

Bild 13: Vortriebsleistungen



Führt man sich vor Augen, dass der TBM-Vortrieb für diese Strecke von 93 m nur eine Arbeitswoche benötigt hätte, erscheinen die effektiv benötigten 90 Arbeitswochen (sprich 2 Jahre) wie eine Ewigkeit.

Dieser Vergleich zeigt eindrücklich wie infolge überraschendem geologischen Befund Vortriebsmethoden mit sehr langen Bauzeiten notwendig werden können.

4.5 Konvergenzen

In sämtlichen Teilquerschnitten wurden laufend die Konvergenzen gemessen und überwacht.

Die blau dargestellten Werte sind bereits beim Auffahren des Teilquerschnittes I eingetreten. Der Vortrieb der weiteren Teilquerschnitte 2, 3 und 4 ergab erstaunlicherweise nur noch vernachlässigbare zusätzliche Konvergenzen (weiss dargestellt).

Die aktuellen maximalen Gesamtkonvergenzen nach Abbruch der provisorischen Innenbogen betragen Vertikal 65 mm und Horizontal 91 mm.

Zum Vergleich wurden in den Zugangsstrecken im Kalottenvortrieb, in wesentlich günstigeren geotechnischen Verhältnissen, bereits nach Auffahren der Kalotte Setzungen im Auflagerbereich von 191 mm gemessen. Beim Auffahren der Strosse und Sohle wird dieser Wert aus Erfahrung nochmals stark zu nehmen.

Es zeigt sich, dass mit der Kernbauweise die Konvergenzen gegenüber dem üblichen System Kalotte, Stross, Sohle klein gehalten werden können.

4.6 Die wichtigsten Vortriebserfahrungen

Nach zwei Jahren Bauzeit in der Kernbauweise sind die folgenden Erkenntnisse von Wichtigkeit:

- Bereits Tropfwasser (das heisst nicht messbare Mengen) verschlechtert die Stabilität des Gebirges entscheidend und führt sofort zu sehr kritischen Verhältnissen im Vortrieb.
- Der Verwitterungsgrad des Gesteins ist stark wechselnd und aufgrund von Kernbohrungen schwierig zu prognostizieren. Selbst die Vortriebsmannschaften neigten in der Startphase zu einer zu optimistischen Einschätzung. Nach unerwarteten Niederbrüchen war klar, dass eine systematische Sicherung der Ortsbrust zwingend notwendig ist.
- Mehr als 50% der gesamten Bauzeit musste für die Sicherungsmassnahmen der Ortsbrust aufgewendet werden.

- Stark verwitterter Mergel kann nicht mit Injektionen verfestigt werden.
- Der Ringschluss der Stahlbogen im oberen und unteren Kern stellt bezüglich Passgenauigkeit besondere Anforderungen. Es müssen einerseits die Bautoleranzen aber auch die eingetretenen Konvergenzen berücksichtigt werden.

Die Längen jedes einzelnen Einbauprofils wurden zwei Wochen vor dem Einbautermin geometrisch bestimmt und auf das individuelle Mass beim Lieferanten bestellt.

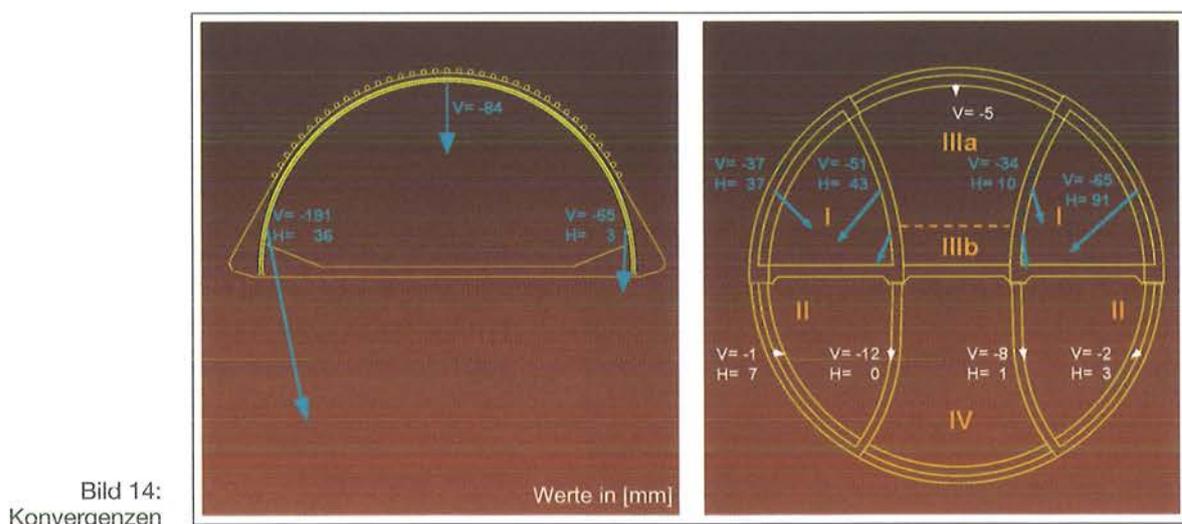
- Die kleinen Teilquerschnitte verhindern den Einsatz des üblichen schweren Tunnelbauinventars. Die Geräte mussten umgebaut und mit Spezialanfertigungen tunneltauglich gemacht werden.
- Die Erfahrungen aus den Vortrieben bestätigen heute, dass die Kernbauweise, in der speziellen Situation, die einzig Richtige Baumethode für die Zone D1 ist und sich als notwendig erwiesen hat.

5. Wiederaufnahme TBM-Vortrieb

Im Juli 2007 werden die Vortriebsarbeiten in der Kernbauweise abgeschlossen. Es gilt dann, nach fünfjährigem Unterbruch die Tunnelbohrmaschine wieder zu starten und die verbleibende Strecke bis ans Nordportal aufzufahren.

5.1 Durchschub TBM-Kernbauweise

Im Bereich der Kernbauweise wird die TBM durch das vollständig ausgebrochene Profil über 93 m durchgeschoben. Ein auf die Ausbruchsicherung der Kernbauweise betoniertes Sohlgewölbe dient dabei als Schild-



wiege und Leitmauer für den Vorschub. Dabei werden nur die zwei Sohlübblinge sowie der Schlussstein versetzt.

5.2 TBM-Vortrieb «Halbprofil»

Nach dem Durchschub in der Kernbauweise wird die TBM die verbleibenden 700 m bis zum Nordportal in Angriff nehmen. In diesem Abschnitt wurde die Kalotte bereits vorgängig konventionell aufgefahren. Die TBM wird nur die untere Hälfte des Profils ausbrechen und die Tübbinge werden als vollständiger Ring versetzt.

5.3 Steuerbarkeit TBM

Die grösste technische Hürde dieses TBM Vortriebes, unter den speziellen Verhältnissen wie Ausbruch im halben Profil, kleinen Toleranzen und zusätzlich sehr weichen Gebirgsverhältnissen bildet sicherlich die Steuerbarkeit der TBM.

Um diese zu gewährleisten wurden verschiedene zusätzliche Massnahmen umgesetzt.

Die Schlüsselmassnahme ist dabei die Rückhalteeinrichtung des Schildes, mittels von der Vorspanntechnik her bekannten Stahllitzen. Die Litzen werden am Portal an einer fixen Abspanneinrichtung und andererseits am TBM-Schild angehängt. Die Rückhaltekraft kann stufenlos bis auf maximal 2 x 144 Tonnen erhöht werden. Diese Massnahme soll vor allem die Kopflastigkeit des Schildes verbessern. Erste Testversuche haben sehr gute Ergebnisse gezeigt.

Der Abschluss der TBM-Vortriebsarbeiten ist im Frühling 2008 zu erwarten.

6. Schlussbemerkungen

Die unerwartete Störzone hat sich tunnelbautechnisch als äusserst anforderungsreich herausgestellt. Die Auswirkungen auf das Projekt sind entsprechend gross. Die ursprüngliche Bauzeit von fünf Jahren verdoppeln und die Kosten verdreifachen sich.

Unerwartete Ereignisse stellen bei einem Projekt alle Beteiligten vor eine schwierige Situation. In Moutier ist es den beteiligten Partnern, durch eine offene und faire Zusammenarbeit gelungen, Lösungen zu finden. In diesem Sinne danke ich im Namen der ausführenden Bauunter-

nehmungen allen Projektbeteiligten herzlich für das Vertrauen in einer sicherlich schwierigen Situation.

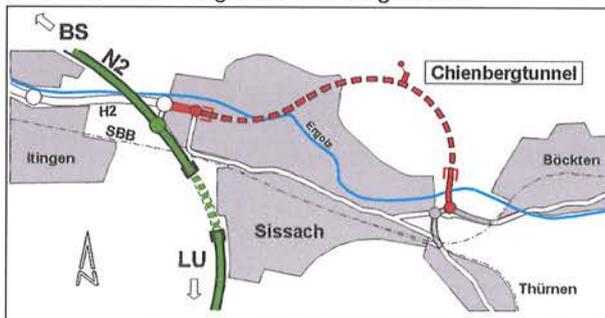
Chienbergtunnel Sissach – Tunnelhebung infolge Quellen

Ruedi Hofer, Dipl. Ing. ETH/SIA; Tiefbauamt Kanton Basel-Landschaft
 Flavio Chiaverio, Dipl. Ing. ETH/SIA; A. Aegerter & Dr. O. Bosshardt AG
 Prof. Dr. Kalman Kovári, Beratender Ingenieur

1. Einleitung

Der Chienbergtunnel bildet einen Bestandteil der Hauptstrasse H2 von Liestal nach Sissach und hat zum einen die Aufgabe, die Kernzone von Sissach vom Durchgangsverkehr zu entlasten und zum anderen, die Oberbaselbieter Gemeinden an die Nationalstrasse A2 anzubinden. Sissach liegt im Kanton Basel-Land rund 25 km südöstlich von Basel.

Bild 1: Linienführung des Chienbergtunnels

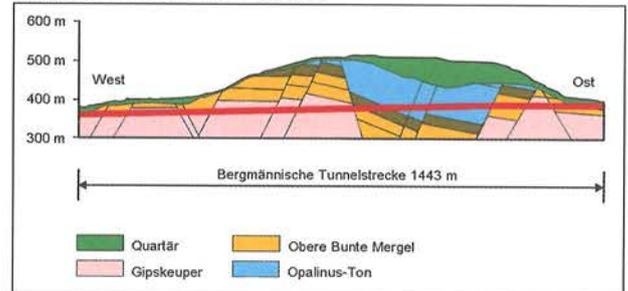


Die Umfahrung hat eine Gesamtlänge von 2,3 km, wovon rund 1500 m bergmännisch aufgefahren wurde. Die Tunnelstrecken im Tagbau und der Abschnitt in der anspruchsvollen Deckelbauweise werden in diesem Bericht nicht erörtert. Die nach Norden weit ausholende horizontale Linienführung ist durch die Topographie und Überbauung des Gebietes bedingt.

Sissach liegt im Tal der Ergolz, das tief in den Tafeljura eingeschnitten ist. Das Einsenken des Rheingrabens zwischen den Vogesen und dem Schwarzwald hat sich bis in das Gebiet des basellandschaftlichen Tafeljuras bemerkbar gemacht. Dabei sind zahlreiche Brüche und Verwerfungen entstanden, welche die Gesteine gegeneinander versetzt haben. Die Zerlegung des Tafeljuras durch diese Bruchebenen hat zur Folge, dass zwischen Horsten, keilförmigen Gräben und gekippten Schichten unterschieden werden kann.

Der Tunnel durchquert u.a. die typischen quellhaften Juraformationen des Gipskeupers mit Sulfaten in Form von Anhydrit und Gips und des Opalinustones. Der Anhydrit

Bild 2: Geologisches Längenprofil der bergmännisch aufgefahrenen Tunnelstrecke

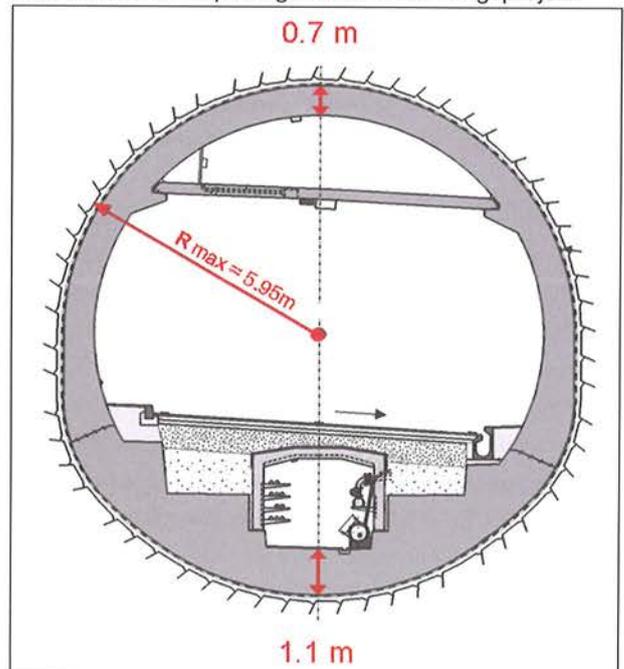


im Gipskeuper weist bei Wasserzutritt ein hohes Quellpotential infolge der Umwandlung in Gips auf, was unter ideellen Laborbedingungen mit einer Volumenzunahme bis zu 60% verbunden sein kann. Wird diese Volumenzunahme behindert, kann sich ein grosser Druck entwickeln.

Entlang der Störzonen und der Bruchflächen zirkuliert Wasser, das zum Teil stark sulfathaltig ist.

Entsprechend den erwarteten hohen Quelldrücken im Gipskeuper wurde ein nahezu kreisförmiges Profil (Bild 3) mit einer Betonstärke der Innenschale zwischen 0,7 m

Bild 3: Das Normalprofil gemäss Ausführungsprojekt



und 1,1 m gewählt. Das Lichtraumprofil beträgt 7,50 x 4,80 m, da der Tunnel auch für Sondertransporte konzipiert ist. In der Tunnelsohle befindet sich – wie auch in den Tagbautunnelstrecken – ein durchgehender Energieleitungstunnel. In diesem Kanal sind alle Leitungen wie z.B. die elektrische Versorgung, die Abwassersammelleitung und die Löschwasserleitung untergebracht. Im Weiteren dient der Kanal im Ereignisfall als Fluchtweg für die Tunnelbenutzer. Periodische Abgänge führen vom Fahrraum in den Kanal hinunter.

Im Normalbetrieb erfolgt die Lüftung in Längsrichtung unterstützt durch Strahlventilatoren. Im Brandfall werden die Brandgase von zwei grossen Ventilatoren in der Ausstellbucht Mitte durch Brandfallklappen in der Zwischendecke abgesaugt und via Abluftschacht (ca. 100 m Höhe) an die Oberfläche ausgestossen.

Die portalnahen Tunnelstrecken im Westen und Osten liegen oberflächennah im Gehängeschutt und in den zum Teil verwitterten Bunten Mergeln. Die Überdeckung beträgt 20–30 Meter. Darüber befinden sich Wohnbauten.

Diese Randbedingungen führten zum Konzept vom vorgängig erstellten Firststollen bis in den standfesten Fels. Die Firststollen hatten eine Querschnittsfläche von ca. 18 m². Die Weststrecke betrug 350 Meter, die Oststrecke 130 Meter. Anschliessend wurde von Ost nach West ein Pilotstollen mit einer offenen TBM vom Durchmesser 3,50 m aufgeföhren.

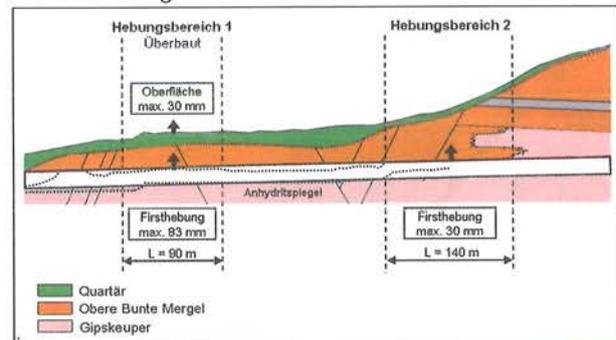
Nach dem Ausbruch der Firststollen und des Pilotstollens erfolgte die Aufweitung mit Kalotte, Strosse und Sohlvortrieb von West nach Ost. Für die kritischen Strecken unter den Häusern mit geringer Überlagerung wurde beim Kalottenvortrieb vorausseilend ein Rohrschirm erstellt.

Wegen den erwarteten Quellerscheinungen in der Sohle wurde der Ringschluss der Innenschale dem Kalottenausbruch in der Weise nachgezogen, dass er spätestens innerhalb von 25 Wochen bzw. in einem maximalen Abstand von 450 Metern zu erfolgen hatte. Bedingt durch einen längeren Vortriebsstillstand konnte sich das Quellen in der Kalottensohle über eine Strecke von rund 30 m ungehindert entwickeln. Innerhalb von 3 Monaten hatte sich die Sohle um rund 1,5 m angehoben. Beim Abtragen dieses Hebungsbereiches konnten die verschiedenen Schichten und ein zunehmender Grad der Vergipsung von unten nach oben festgestellt werden.

2. Hebungen der Tunnelröhre

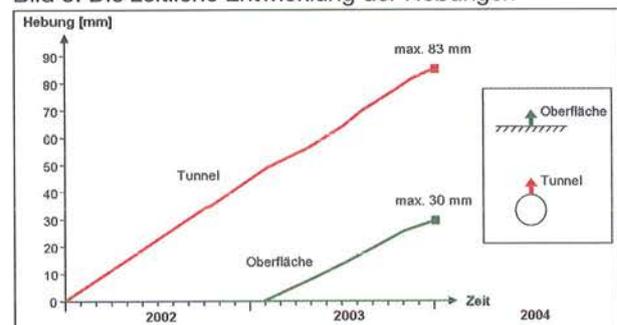
Ende 2002 wurden bei regelmässigen Überwachungsmessungen, auf einer Strecke im Westabschnitt von ca. 100 Metern, Hebungen der Tunnelröhre als Ganzes sowie Hebungen an der Oberfläche über dem Tunnel festgestellt. Der Ringschluss in diesem Bereich erfolgte rund 4 Monate vorher. Aufgrund dieser Messergebnisse wurde das Beobachtungsnetz im Tunnel und an der Oberfläche verdichtet. Im Tunnel wurden neben zusätzlichen Nivellamentpunkten diverse Distometerquerschnitte ausgerüstet. An der Oberfläche wurde das Netz von Messpunkten, vor allem an den Liegenschaften, verdichtet und neben dem Tunnel wurden zusätzliche Bohrungen mit Inkrex-Messrohren bis unter Höhe Tunnelsohle erstellt. In der Folge zeigte sich, dass sich der Tunnel auf zwei Strecken im Westabschnitt kontinuierlich hob.

Bild 4: Hebungsbereiche West



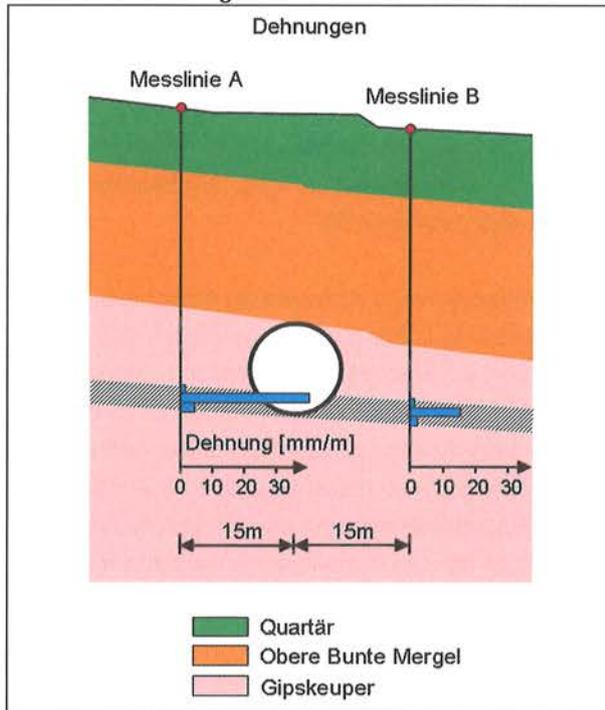
Im Hebungsbereich 1 betrug Ende 2003 die grösste gemessene Hebung 83 mm; im Hebungsbereich 2 waren es 30 mm. Die maximale Hebungsgeschwindigkeit betrug 4,5 mm/Monat. An der Oberfläche betrug der maximal gemessene Hebungswert über dem Tunnel 30 mm. Die Ausdehnung des an der Oberfläche gemessenen «Buckels» betrug bis zu 50 m quer zur Tunnelachse. Beunruhigend war die zeitliche Entwicklung der Hebungen. Bild 5 zeigt den annähernd linearen Verlauf der Hebungen des Firstes und der Oberfläche.

Bild 5: Die zeitliche Entwicklung der Hebungen



Die Auswertung der bereits vorhandenen und zusätzlich installierten Inkrexxmessmarken (Messung des Dehnungsverlaufs entlang der Bohrungen) neben dem Tunnel zeigte Überraschendes. Auf Höhe Tunnelsohle, rund 15 m seitlich des Tunnels, wurden in einer Schicht von ca. 2–3 Metern vertikale Dehnungen infolge Quellen des Gipskeupers gemessen (Bild 6). Dass sich das Quellen auch seitlich des Tunnels und nicht nur im Sohlbereich desselben zeigt, war bis anhin in der Praxis nicht bekannt bzw. nicht gemessen worden. Damit wurde man mit dem bisher unbekanntem Phänomen konfrontiert, dass auch grosse Gebirgsbereiche seitlich des Tunnels vom Quellen erfasst werden können. Diese Erkenntnis hat die Frage nach der Machbarkeit des Tunnels aufgeworfen, da sowohl eine Unterbindung der Wasserzufuhr zu dieser Zone wie auch die Aufnahme von grossen Quelldrücken von vornherein ausgeschlossen werden mussten.

Bild 6: Quelldehnung einer Schicht seitlich des Tunnels



3. Lösungsfindung

Es wurde beschlossen, zur Lösungsfindung ein erweitertes Fachgremium (sog. «Strategische Gruppe») zu bilden. Unter der Federführung des Bauherrn (Tiefbauamt Basel-Landschaft) begannen Vertreter der Planer, Geologen, Unternehmer und die neu hinzugezogenen Experten (Prof. Dr. K. Kovári, Prof. Dr. G. Anagnostou, E. Beusch) Varianten zu entwickeln. Als Prüfenieur wurde später in der Realisierungsphase Dr. B. Houriet beigezogen.

Unter anderem musste auch die Aufgabe des Tunnels und sein Rückbau als Option ins Auge gefasst werden. Ange-

sichts der Tatsache, dass Ende 2003 bereits rund 80% des Rohbaus ausgeführt waren und der stark befahrene Dorfkern einer dringenden Entlastung des Verkehrs bedurfte, wurde diese Variante auch von politischer Seite schliesslich abgelehnt.

Für das Variantenstudium wurden folgende Punkte vorgegeben:

- Erneuerung des Tunnels nicht vor 25 Jahren
- Zugänglichkeit zur Sohle für Unterhaltsarbeiten im Betriebszustand
- Berücksichtigung von möglichen seitlichen Hebungen
- Keine oder nur geringe horizontal wirkende Quelldrücke
- Akzeptanz von grösseren Restrisiken im Betriebszustand.

In einem intensiven Planungsprozess wurde der Variantenfächer weit geöffnet. So wurden neben bekannten Lösungen wie z.B. eine Knautschzone nach dem Muster des bekannten Freudensteintunnels der Deutschen Bundesbahn [1] auch Extremvarianten wie z.B. das gänzliche Entfernen der Innenschale und Aufhängung der Fahrbahnplatte mittels Anker oder Abstellen derselben auf Bohrpfähle, die in nicht quellaktiver Tiefe fundiert wären, studiert.

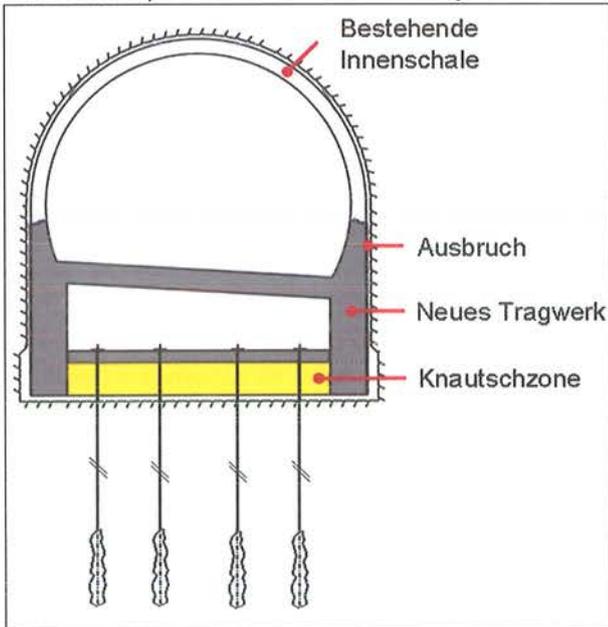
Als Bestvarianten kristallisierten sich Lösungen heraus, die dank der kontrollierten Zulassung von Quellhebungen eine wesentliche Reduktion der Quelldrücke gestatten würden. Es handelte sich somit um das sog. Ausweichprinzip in der Form des flächenhaften Knautschsystems [1] und des neu entwickelten modularen Knautschsystems.

3.1 Flächenhaftes Knautschsystem

Das «Flächenhafte Knautschsystem» (Bild 7) verlangt zunächst den Abbruch der unteren Hälfte der Innenschale, gefolgt von einer Erweiterung zum Hufeisenprofil im Sohlbereich, sodann die Erstellung einer neuen Betonkonstruktion einschliesslich der zwei Fundationsstützen und der Fahrbahnplatte. Die erwartete intensive Quellhebung in der Sohle wird durch vorgespannte Anker in ihrer zeitlichen Entwicklung gehemmt.

Um die Anker gegen vorzeitige Überbeanspruchung zu sichern, wird eine Knautschzone aus Blähton zwischen dem Fels und den Ankerköpfen eingeschaltet. Die Letzteren ruhen zur Kraftverteilung auf einer Betonplatte. Die Tragkonstruktion selbst wird über die zwei seitlichen Stüt-

Bild 7: Konzept: Flächenhaftes Knautschsystem

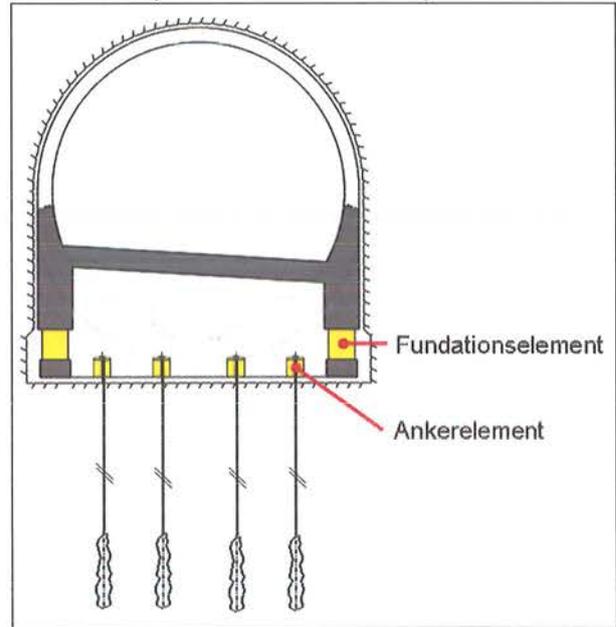


zen direkt auf den Fels fundiert. Bei dieser Variante besteht die Möglichkeit, dass die von unten auf die beiden Stützen wirkenden Auflagerkräfte infolge des Quellens, die Resultierende aus der Auflast des Tunnels überschreiten könnten. Dies würde zu einer erneuten Hebung der Tunnelröhre als Ganzes führen. Die Fundierung der Stützen auf Leichtbeton wurde wegen der Gefahr eines Sprödbruchs verworfen. Im Weiteren wurde eine Erneuerung der Knautschzone, die ihr Knautschvermögen nach ca. 40% Stauchung schon bei rund 1 MPa einbüsst, mit dem Nachnehmen der Sohle und dem Einbau einer neuen Schicht aus Blähton als äusserst arbeitsaufwändig eingestuft.

3.2 Modulares Knautschsystem

Gegenüber dem flächenhaften Knautschsystem weist das von Prof. Kovári neu konzipierte «Modulare Knautschsystem» (Bild 8) grosse Vorteile auf. Das Wesentliche des neuen Systems bilden die Knautschelemente, hergestellt aus Zement, Glasschaum, Stahlfaser und spezieller Bewehrung. Diese Elemente weisen beim Erreichen einer vordefinierten Belastung eine ausgesprochen plastische Phase bei annähernd konstanter Fließspannung auf. Dies tritt aufgrund eines schrittweisen Schliessens der Poren innerhalb der Materialmatrix ein. Die Elemente wurden im Labor mehrfach getestet. Bild 9 zeigt einen Fundationskörper vor der Kraftaufnahme und den gleichen Körper nach einem Knautschweg von ca. 35%. Das Kraft-/Weg-Diagramm zeigt dass nach Erreichen des Knautschvermögens kein Sprödbruch (wie z.B. beim Beton), sondern eine Verfestigung des Materials stattfindet.

Bild 8: Konzept: Modulares Knautschsystem



Die unter dem aufgebrochenen und zum Hufeisen umgebauten Tunnelgewölbe angeordneten Fundamentelemente (Höhe: 100 cm, Durchmesser: 90 cm) verhindern so die Hebung der Tunnelröhre beim Auftreten von Quelldruck. Mit dem gleichen Prinzip galt es auch die Anker in der Tunnelsohle auszurüsten, um eine Überbeanspruchung derselben zu vermeiden [2].

Für die Ankererlemente erbrachte die Ausschreibung eine Alternativlösung in Form von so genannten Gleitankern. Sie beruhen auf einer Art Kratzwiderstand, der durch gespitzte Schrauben zu Stande kommt. So ist es möglich, bei einem Arbeitsweg von rund 0,50 m die Kraft auf rund 1600 kN pro Anker zu begrenzen. (Bild 10). Das entsprechende Knautschelement für die Ankerköpfe beruht auf dem Prinzip des Eindringens der Ankerplatte mit einem kleineren Durchmesser als jener des entsprechenden Knautschkörpers. Nach dem Ausschöpfen des Knautschweges tritt auch hier eine Verfestigung statt Bruchversagen ein.

Bild 9: Arbeitslinie eines Fundationskörpers (Ø=0.9 m, H=1.0 m)

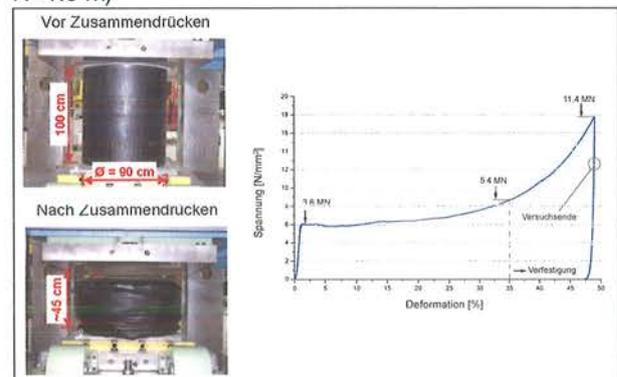
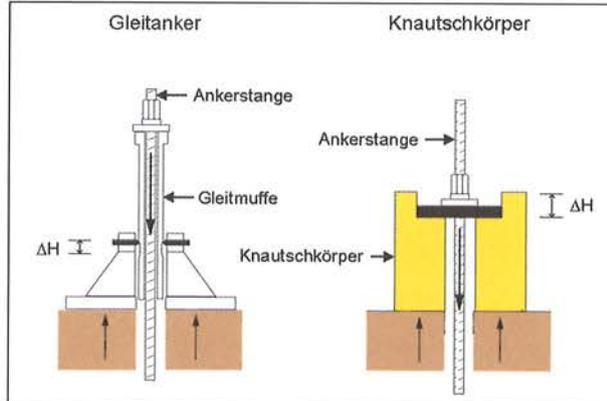
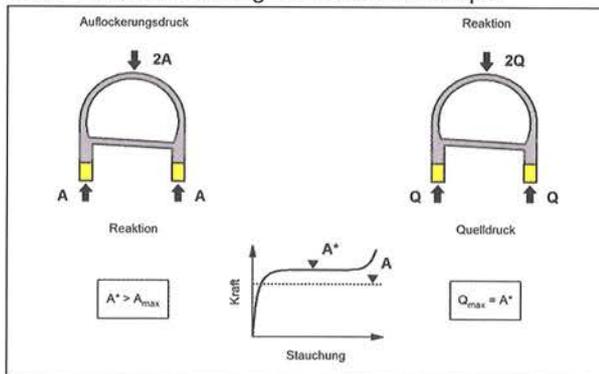


Bild 10: Arbeitsprinzipien für nachgiebige Ankerköpfe



Wir wollen hier kurz auf die statischen Anforderungen an die Fundamentelemente eingehen. Bild 11 zeigt die Auflagerkräfte A infolge eines Auflockerungsdruckes in der Firste. Der obere Grenzwert dieses Auflockerungsdruckes lässt sich mit der Silotheorie abschätzen. Der Fundamentkörper darf vor dem Erreichen der entsprechenden Auflagerkraft nicht in den nachgiebigen Zustand übergehen, sonst würde sich das Tunnelgewölbe setzen. Entwickelt sich aber der Quelldruck in einer Masse, dass der Druck auf die Auflagerflächen der Stützen den Wert infolge des Auflockerungsdruckes überschreitet, so muss der Fundamentkörper in den nachgiebigen Zustand übergehen, sonst hebt sich das Tunnelgewölbe wieder als Ganzes.

Bild 11: Zur Bemessung der Fundamentkörper



3.4 Realisierung des Modularen Knautschsystems

Der Umbau des Tunnels wurde auf Strecken durchgeführt, in denen der Anhydritspiegel höher als -5 m unter der Tunnelsohle lag und gleichzeitig die Überlagerung kleiner als 50 m betrug. Es wurden so eine 370 m lange Strecke im Westabschnitt und eine 60 m lange im Ostabschnitt des Tunnels für die Realisierung der Massnahmen definiert.

Die separat ausgeschriebenen Arbeiten begannen im Frühjahr 2005 und dauerten bis in den Sommer 2006. Dabei wurde etappenweise das bestehende Gewölbe abge-

brochen, unterfangen und zum neuen Profil umgebaut. Insgesamt wurden rund 570 Knautschkörper unter dem Tunnelgewölbe angeordnet und rund 1000 Felsanker (Stabanker ? 63 mm), mit einer Länge von 21 m versetzt. Bild 12 zeigt den begehbaren Raum unter der Fahrbahnplatte mit den Gleitankern im Vordergrund und den Knautschkörpern mit dem Eindringprinzip weiter hinten. Wie man sieht steht für die Ausführung der vorgesehenen Unterhaltsarbeiten mittels geeigneter Maschinen genügend Raum zur Verfügung.

Bild 12: Der Sohlbereich unter der Fahrbahnplatte

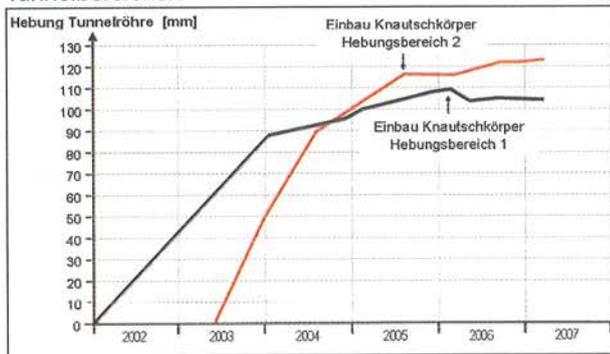


4. Erfahrungen

Mitte 2005 wurden die ersten Knautschkörper eingebaut und am 20. Dezember 2006 der Tunnel eröffnet. Die bisherigen Erfahrungen entsprechen den Erwartungen. So konnten die Hebungen der Tunnelröhre im Hebungsbereich 1 zum Stillstand gebracht werden. Im Hebungsbereich 2 wurde die Hebungsgeschwindigkeit auf ein sehr geringes Mass von maximal 3 mm pro Jahr verringert. Bild 13 zeigt die Ergebnisse der Firstmessungen an ausgewählten Querschnitten mit dem Einbauezeitpunkt der Knautschkörper. Betrachtet man die Entwicklung aller im Westbereich eingebauten Knautschkörper unter dem Tunnelgewölbe, so ist festzustellen, dass beim heutigem Knautschverhalten (bzw. gleicher Knautschgeschwindigkeit) nur für etwa 15% aller Elemente die Notwendigkeit ihres Auswechslens und des entsprechenden Nachnehmens des Gebirges vor Ablauf von 25 Jahren besteht. Zurzeit haben erst rund 3,5% eine Zusammendrückung grösser als 30 mm erfahren. Das gesetzte Ziel, nicht vor 25 Jahren grössere Unterhaltsarbeiten mit entsprechenden Sperrungen vorzunehmen, ist aus heutiger Sicht zu erreichen. Die Gleitanker bzw. Knautschkörper in der Sohle haben zurzeit eine deutlich kleinere «Lebensdauer». Sie können jedoch auch ohne grösseren Aufwand jederzeit ersetzt werden.

Der Ostabschnitt (Länge 60 m) mit den zur Vermeidung von Hebungen realisierten Massnahmen weist bis heute keine Anzeichen von Quellprozessen im Gebirge auf.

Bild 13: Entwicklung der Sohlhebung in zwei Tunnelbereichen



Die beim Chienbergtunnel gewählte Vorgehensweise hat sich in planerischer, organisatorischer und ausführungstechnischer Hinsicht bestens bewährt.

Der Lösungsfindungsprozess mit «Strategischer Gruppe» unter Einbezug der Politik bei grundlegenden Entscheidungen führte zum Erfolg. Das Ziel, die Gebrauchstauglichkeit während 25 Jahren ohne grosse Betriebsunterbrüche zu gewährleisten, kann mit hoher Wahrscheinlichkeit erreicht werden. Die gewählte Lösung erfordert laufende Beobachtung bietet aber auch die Möglichkeit für Interventionen je nach Bedarf. Die langfristigen Restriktionen hinsichtlich der möglichen künftigen Quellprozesse im Fels wurden als annehmbar tief eingestuft.

Literatur

[1] Kovári, K., Amstad, Ch., Anagnostou, G. (1987): Tunnelbau in quellfähigem Gebirge, Mitteilung der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Nr. 115

[2] Kovári, K., Chiaverio, F. (2007): Das Modulare Knautschsystem für Tunnel in stark quellfähigem Gebirge, Forschung + Praxis, STUVA'07, Köln, (im Druck)

ÖBB Wienerwaldtunnel – Erfahrungen aus dem Vortrieb

Jürg Matter, Dipl. Bauing. ETH und Arnold Stauber, Dipl. Bauing. FH; Basler & Hofmann, Zürich
 Franz Bauer, Dipl. Ing.; ÖBB Infrastruktur Bau, Wien / Josef Daller, Dipl. Ing.; iC - Consulanten, Wien

1. Einleitung

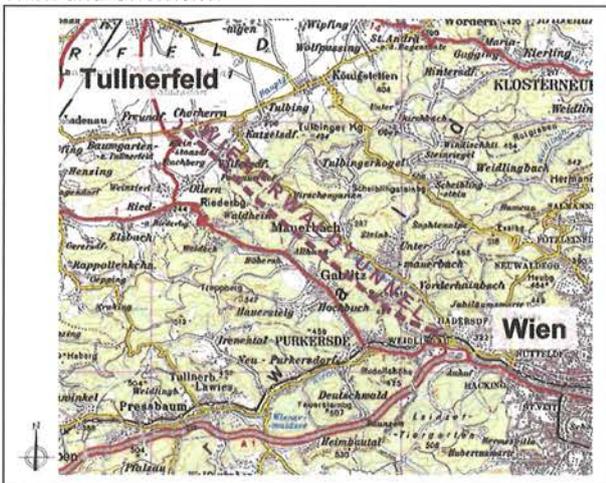
Anlässlich des Swiss Tunnel Congress 2006 lautete das Hauptthema des Vortrages zum Bau des Wienerwaldtunnels «zyklischer oder kontinuierlicher Vortrieb, parallele Ausschreibung zweier Varianten». Dazu wurde auch im Detail auf die an die TBM gestellten Anforderungen zur Beherrschung der in der Risikoanalyse ermittelten Gefährdungen eingegangen.

Beim Swiss Tunnel Congress 2007 beschäftigt sich der Vortrag speziell mit den während des Vortriebes gemachten Erfahrungen, wobei das Hauptgewicht auf dem Vergleich der Eigenschaften und der daraus abgeleiteten Massnahmen der prognostizierten Störzonen mit den effektiv angetroffenen Verhältnissen liegt.

2. Projektbeschreibung

Linienführung

Bild 1: Linienführung des Wienerwaldtunnels zwischen Wien und Chorherrn



Die ÖBB Infrastruktur Bau AG realisiert für den Westbahnabschnitt zwischen Wien und St. Pölten eine neue Streckenführung. Der ca. 13,1 km lange Wienerwaldtunnel ist dabei ein wesentlicher Teil der neuen Hochgeschwindigkeitsstrecke zwischen Wien und St. Pölten.

Der Tunnel verbindet den Stadtrand von Wien (Hadersdorf-Weidlingau) mit dem Tullnerfeld und unterfährt den zwischen Gablitz und Mauerbach liegenden Höhenrücken im nördlichen Teil des Wienerwaldes (Bild 1).

Der Wienerwaldtunnel wird grösstenteils in zwei 1-gleisigen Tunnelröhren geführt.

Die beiden Einspurtunnel reichen von Km 12.400 bis zum bergmännischen Portal Chorherrn bei Km 23.290. Die bergmännisch aufzufahrende Gesamtlänge der beiden Tunnelröhren beträgt damit je 10,89 km.

Bild 2: Schematische Projektdarstellung und TBM Normalprofil



Die östliche der beiden Tunnelröhren führt das Gleis 9, die westliche Tunnelröhre das Gleis 7. Die beiden Röhren weisen zwischen den Gleisachsen einen Abstand von 31 m auf und werden jeweils im Abstand von 500 m mittels Querschlägen verbunden (Bild 2).

Der Ausbruchquerschnitt der eingleisigen Röhren beträgt ca. 87 m² bei einem Durchmesser von 10,5 m. Der Tunnel weist mit 0,28% bzw. ab km 12.844 mit 0,3% ein durchgehendes Gefälle Richtung Westen auf.

Aufgrund der Angebotsauswertung ergab sich als gesamthaft wirtschaftlichste Lösung ein kontinuierlicher TVM Vortrieb. Für diesen Vortrieb werden zwei neue Herrenknecht Hartgesteins Schildmaschinen eingesetzt.

Bild 3: Geologische Einheiten und Vortriebsabschnitte

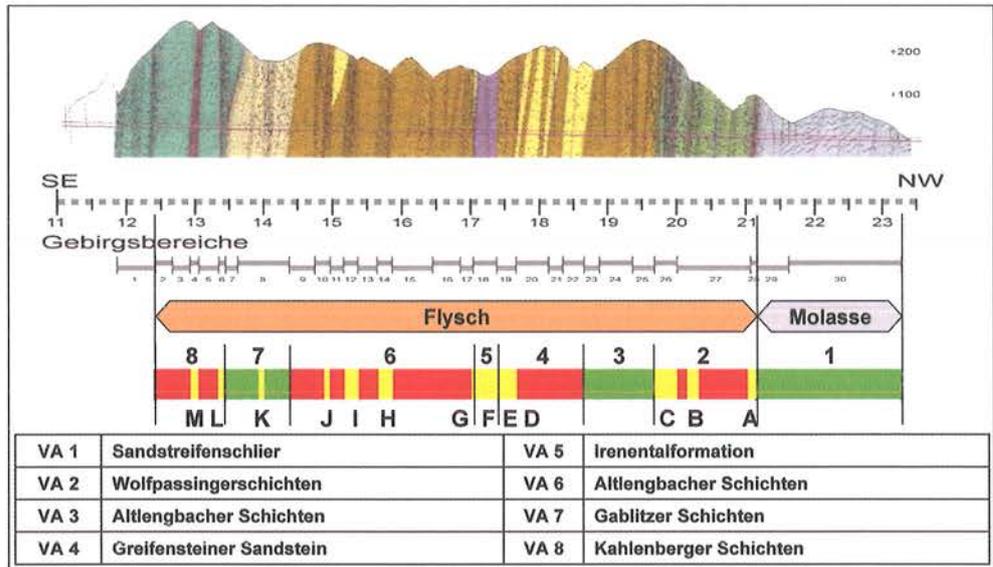


Bild 4: Gefährdungsbilder aus dem Baugrund

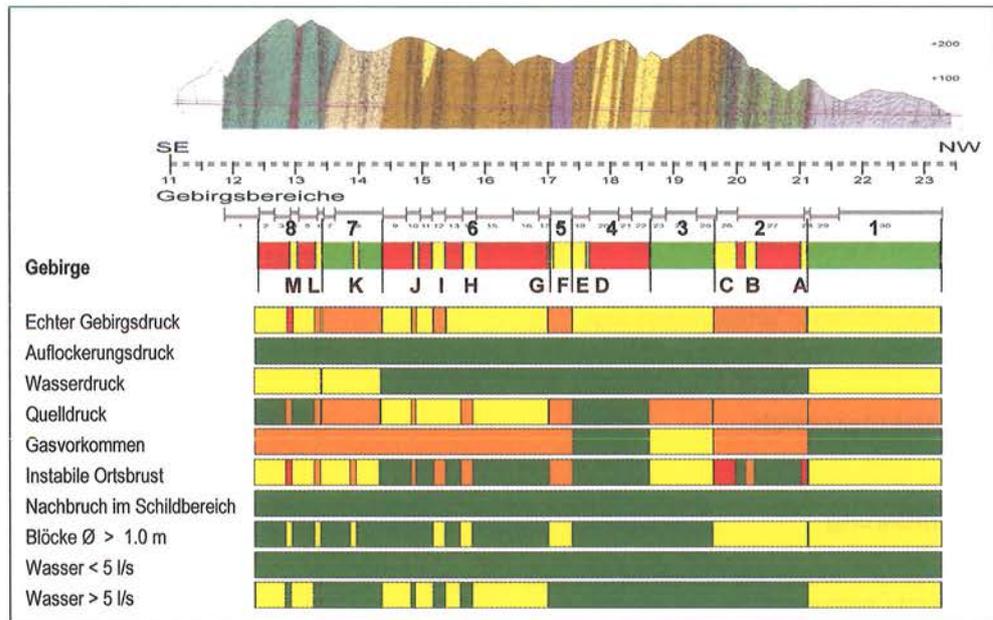
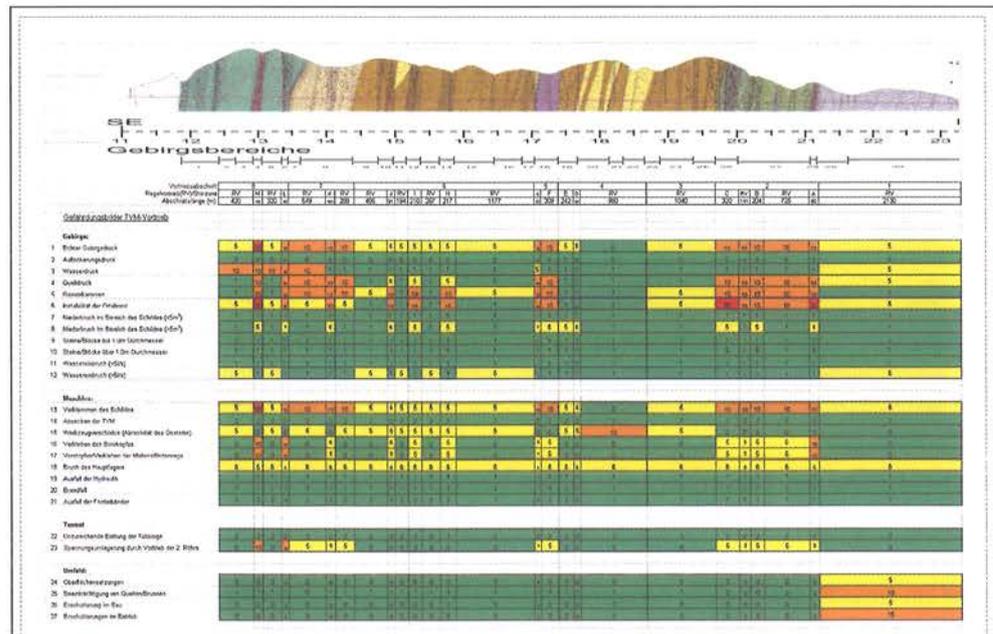


Bild 5: Zusammenstellung der Risiken aller Gefährdungsbilder



3. Geologie

Der geologische Aufbau des Projektgebietes wird durch zwei grosse geologische Einheiten bestimmt. Es sind dies die FLYSCHZONE des Wienerwaldes, durch die der Tunnel zum Grossteil verläuft, und im Nordwesten die hier verhältnismässig schmale MOLASSEZONE.

Der Vortrag konzentriert sich hauptsächlich auf die Flyschzone, in welcher sämtliche Störzonen prognostiziert worden waren (Bild 3).

Flyschzone

Die Gesteine der Flyschzone sind aus marinen Ablagerungen von sandigem und feinkörnigem (tonigem und schluffigem) Abtragungsmaterial entstanden, welches in der Folge diagenetisch verfestigt wurde. Während der Gebirgsbildung der Alpen sind die Flyschablagerungen tektonisch in einzelne Decken und Schuppen zerlegt, verfalltet und Richtung NW, teilweise über Gesteine der Molassezone verfrachtet worden

Die 29 Gebirgsbereiche wurden in 8 geologisch einheitliche Vortriebsabschnitte VA 1 bis VA 8 zusammengefasst.

Die von den Geologen bestimmten 13 Störzonen A bis M wurden für die Risikobetrachtung separat ausgeschieden und speziell untersucht.

4. Risikoanalyse

Bedingt durch die anspruchsvolle Geologie und die erwähnten zahlreichen prognostizierten Störzonen wurde eine umfangreiche Risikoanalyse durchgeführt.

Auf der Basis der vorhandenen, sehr detaillierten geologischen und geotechnischen Unterlagen wurden in mehreren Schritten die Gefährdungsbilder in Bezug auf das Gebirge, die Tunnelvortriebsmaschine, den Tunnel als Bauwerk sowie das Umfeld ermittelt und festgelegt.

Als Beispiel sind in der Figur 4 die Gefährdungsbilder in den verschiedenen Vortriebsabschnitten dargestellt, die sich aus dem Gebirge ergeben.

Mit der Abschätzung von Eintretenswahrscheinlichkeit und Schadenausmass wurde dann in allen Vortriebsabschnitten und in jeder Störzone das Risiko der erkannten

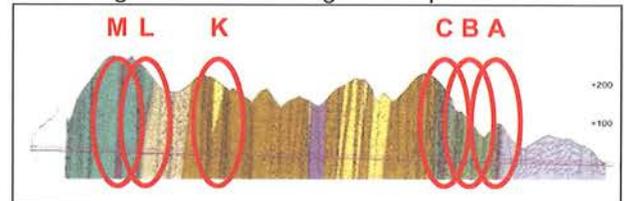
Gefährdungen ermittelt und in einer grafischen Übersicht eingetragen (Bild 5).

Jedes dieser Gefährdungsbilder wurde anschliessend im Detail untersucht, um das verbleibende Restrisiko mit den dazugehörigen Auswirkungen zu ermitteln.

5. Störzonen

Aufgrund der ermittelten Restrisiken wurden 6 Störzonen erkannt, für welche ein zusätzlicher detaillierter Nachweis zur Bestätigung der technischen Machbarkeit durchgeführt wurde (Bild 6).

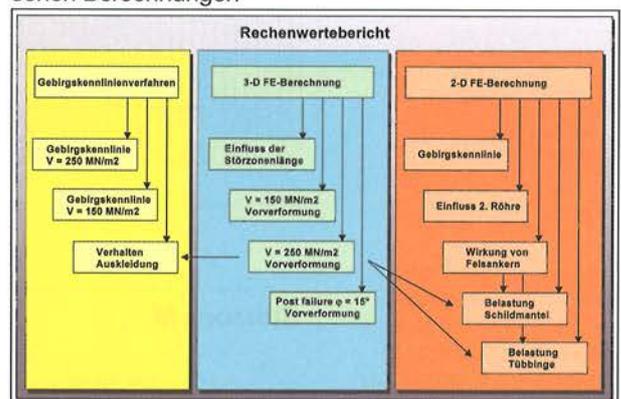
Bild 6: Lage und Bezeichnung der Hauptstörzonen



Statische Nachweise

Die folgende Zusammenstellung zeigt die verschiedenen gewählten Berechnungsarten und die Problemstellungen, welche damit beantwortet werden mussten.

Bild 7: Zusammenstellung der durchgeführten statischen Berechnungen



Die nachfolgend ausgewählten Beispiele zeigen das Vorgehen und die Resultate, die ermittelt worden sind.

Verformungen am ungestützten Hohlraum (Bild 8)

Die Verformungen am ungestützten Hohlraum, ausgelöst durch sehr tiefe Rechenwerte der Gebirgseigenschaften bei Überlagerungshöhen von maximal 250 m, überschreiten bei den Störzonen C, K, L und M die 20 cm Marke zum

Bild 8: Verformungen am ungestützten Hohlraum in den prognostizierten Störzonen

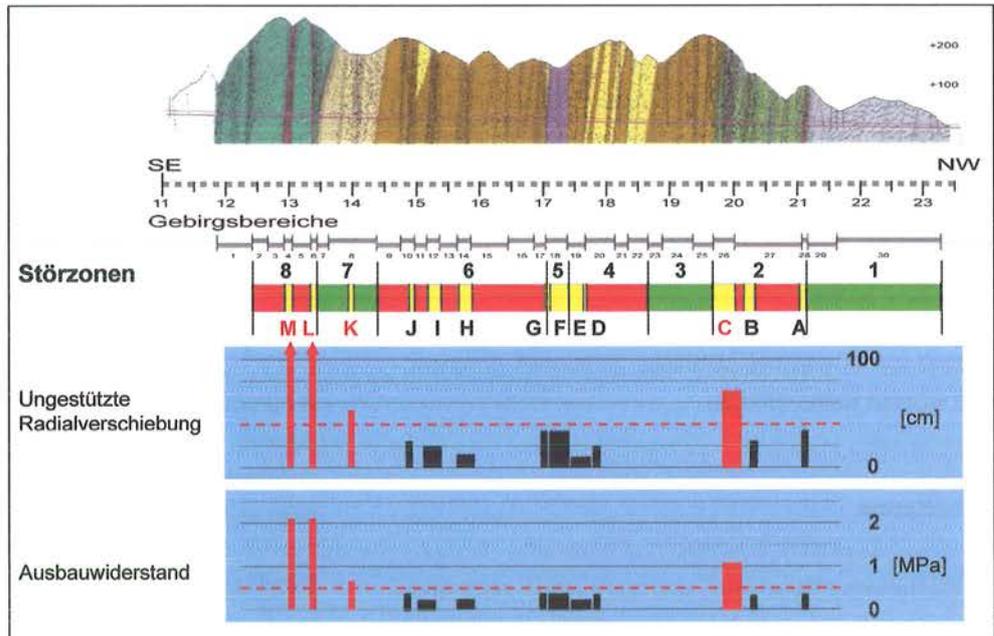


Bild 9: Baugrundverformungen vor dem Bohrkopf (GA = Gebirgsarten)

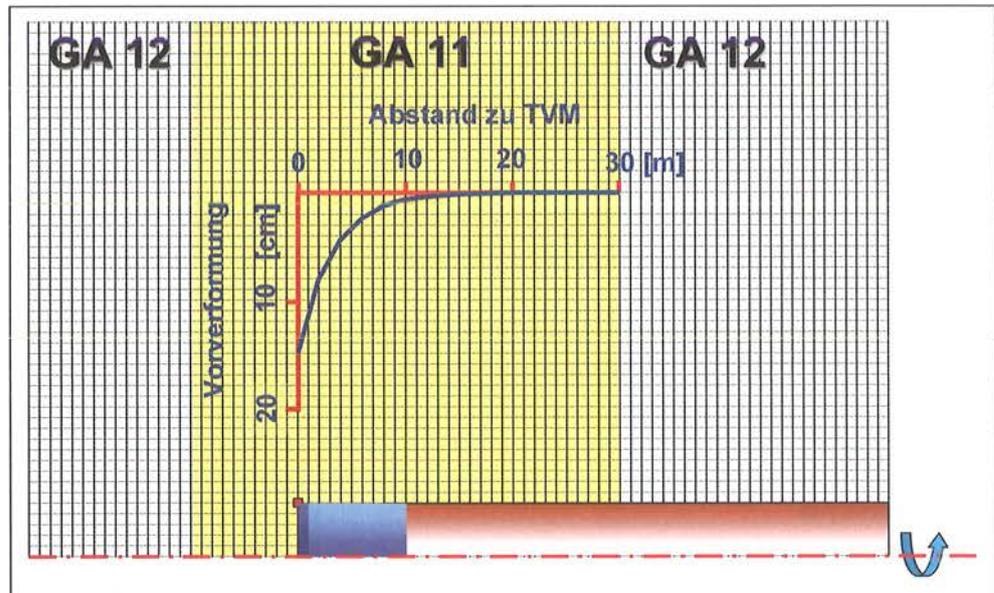
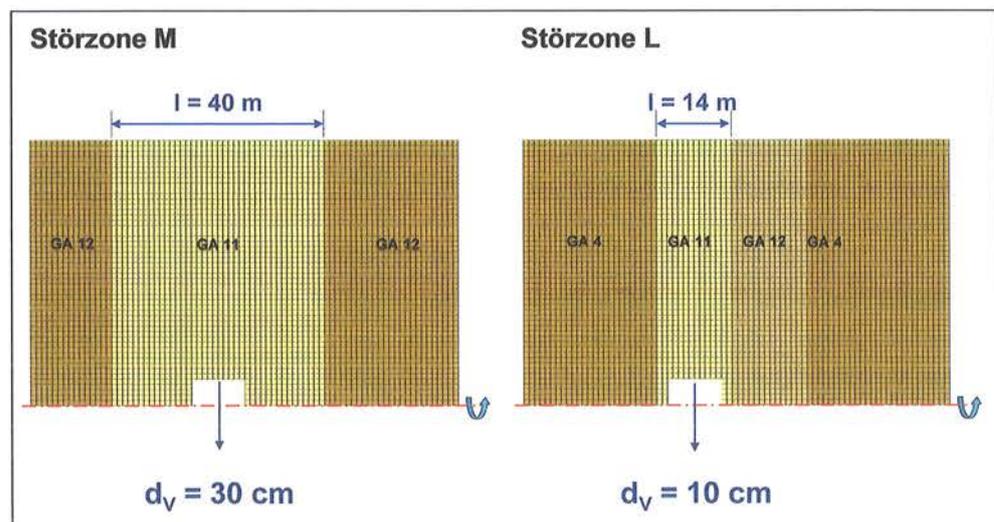


Bild 10: Auswirkungen der Störzonenlänge und der Gebirgseigenschaften auf die Deformationen



Teil sehr deutlich und bestätigen die Risiken, welche in diesen Zonen zu bewältigen sind.

Rotationssymmetrische Berechnung

Die angenommene Baugrund-Verformung vor der Ortsbrust hat einen grossen Einfluss auf den erforderlichen Ausbauwiderstand und damit auf die Dimensionierung des Schildes und der Tübbinge. Mit einer rotationssymmetrischen Berechnung, welche den Baufortschritt durch Bauzustände simuliert, kann der Vortrieb mit Schild und Tübbingem modelliert werden (Bild 9). Dabei werden Bodenelemente aus dem Netz entfernt und Ringspalt, Schild und die Tübbinge durch Elemente veränderter Steifigkeit und fester Lagerung ersetzt. Das Modell ist 80 m lang und 50 m breit. Der Vortrieb erfolgt in Etappen von 2 m. Hinter dem Ausbruch folgt der Schild von 10 m Länge. Der Ausbruchsradius beträgt 5,2 m. Den Elementen hinter der Ortsbrust, direkt am Ausbruchsrand, werden verschiedenen Materialeigenschaften zugeordnet. Dadurch kann der Überschnitt, die Schildkonizität und der Ringspalt simuliert werden, bevor der steife Ausbau der Tübbinge Widerstand bietet.

Die Berechnungen erfolgten für die betroffenen Gebirgsarten 3, 8, 11, 12 und 14 mit dem Materialgesetz nach Drucker-Prager. Die resultierende Vorverformung ergibt sich aus der Aufsummierung der Verformungen der einzelnen Bauzustände über 30 m Vortrieb.

Elasto-plastischen Berechnungen

Die elasto-plastischen Berechnungen ergaben relativ geringe vertikale Deformationen von rund 120 mm.

Für den konventionellen Vortrieb wurden Vorverformungen von über 20% in Rechnung gestellt. Beim TVM-Vortrieb wird, durch den raschen Einbau der Tübbinge, sowie die Stützung durch den Bohrkopf und den Schild, die Ausbildung der Deformationen beschränkt. Die Belastung des Schildes und der Tübbinge wird dementsprechend grösser.

Für die Dimensionierung der Tübbinge und des Schildes wurde deshalb für die Vorverformung nur ein Anteil von 5% der Verformung am ungestützten Hohlraum, rund 5 – 10 cm in Rechnung gestellt.

Post-failure Verhalten

Neben den elasto-plastischen Berechnungen wurde auch das post-failure Verhalten untersucht, indem bei allen Elementen, die eine Dehnung von 2% oder mehr erfahren der innere Reibungswinkel von anfangs 20° auf 15° reduziert wurde. Die so ermittelten Vorverformungen erhöhten sich dadurch um rund 80% auf 22 cm.

Zusätzlich wurde der Einfluss einer Verringerung des Verformungsmoduls V von 250'000 kN/m² auf 150'000 kN/m² untersucht. Diese Reduktion führte zu einer 60%-igen Erhöhung der Vorverformung. Für die weiteren Untersuchungen wurde schliesslich der konservativere Wert von 5% der Verformung am ungestützten Hohlraum eingesetzt.

Störzonenlänge (Bild 10)

Als weiterer Einfluss auf das Verformungsverhalten wurde der Einfluss der Störzonenlänge untersucht. Damit konnte der Unterschied zwischen den beiden kritischsten

Bezeichnung:	Beginn [Tm]	Ende [Tm]	Länge [m]	Gebirgsart (GA)	Risiko Kategorie
A Überschiebung Flysch-Molasse	21'080	21'160	80	11, 12, 14, 16	III
B Störungszone (unbenannt)	20'151	20'355	204	11, 13, 14, 15	III
C Rauchbuchberg-Hüttelberg Störungszone	19'690	20'010	320	12, 13, 14, 15	III
D Allhanger St. (NW-Grenze)	17'622	17'670	48	2, 3	I
E Allhanger St. (Altengbacher Schichten)	17'380	17'622	242	1, 2, 3, 6	I
F Allhanger St. (Irenentalformation)	17'071	17'380	309	7, 8	II
G Allhanger St. (SE-Grenze)	17'021	17'071	50	8	II
H Gablitz-Mauerbach Störung	15'627	15'844	217	2, 3	(I)-II
I Störungszone Hinterer Hahnbaum	15'150	15'360	210	2, 3	(I)-II
J Hahnbaumberg Störung	14'865	14'956	91	2, 3	(I)-II
K Störungszone (unbenannt)	13'989	14'092	103	7, 8	II
L Buchbergstörung	13'350	13'440	90	3, 4, 11	III
M Rehgrabenstörung	12'920	13'030	110	11, 12	III
2'074 (19%)					

Bild 11: Risikokategorien der prognostizierten Störzonen

Störzonen L und M abgeschätzt werden. Die Resultate bestätigten die Annahme, dass der Einfluss der Störzonenlänge massgebender ist als deren Bodenkennwerte.

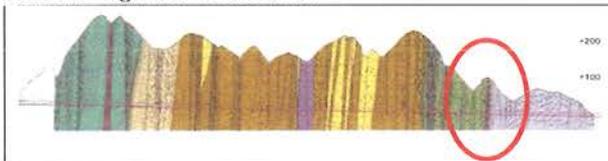
6. Massgebende Störzonen

Aufgrund der Risikoanalysen wurden die Störzonen in Risiko Kategorien eingeteilt (Bild 11). In den folgenden Erfahrungsbeispielen wird vor allem auf die Störzonen der Kategorie III eingegangen.

Bis zum 16. Juli 2007 wurden in der Tunnelröhre Gleis 7 bereits alle 13 prognostizierten Störzonen durchfahren, in der Tunnelröhre Gleis 9 sind es 12 Störzonen.

**7. Erfahrungen während des Vortriebes
A: Überschiebung Flysch-Molasse (Bild 12)**

Bild 12: Lage der Störzone A



Für diese Störzone wurde eine sehr starke Zerlegung des Gebirges, ein hoher Anteil quellfähiger Tonminerale und eine schlechte Verbandsfestigkeit prognostiziert.

Neben den vorgesehenen Regelmassnahmen wurden für diese Zone als Zusatzmassnahmen eine vorgängige, ausserordentliche Ertüchtigung der TVM sowie die Bohrkopfschmierung gegen Verklebung vorgesehen (Bild 13).

Die ausserordentliche Ertüchtigung der TVM wird vor grösseren Störzonen durchgeführt, um zu erreichen, dass die Maschine ohne Stopp durchfahren kann. Dieses Vorgehen hat sich bisher gut bewährt.

Es ist aber auch klar, dass durch diese Massnahme die Vortriebsleistung in diesen Zonen erheblich reduziert wird.

Wie von den Geologen prognostiziert, wurde während des Vortriebes in der Störzone A eine Methangaskonzentration von 12% der unteren Explosionsgrenze (UEG) erreicht.

Aufgrund des Verhaltens des Gebirges während des Vortriebes mussten keine weiteren Zusatzmassnahmen getroffen werden.

Ein Hinweis, dass eine hohe Gefährdung durch Methangas in diesem Gebirge vorhanden ist, zeigen die Vorkommnisse bei Tm 6'600 und Tm 10'219 - 10'264, wo bis zu 100% der UEG gemessen wurde (Bild 14). Die Baustelle wurde geräumt und solange belüftet, bis sich die Gaskonzentration wieder auf das zulässige Niveau gesenkt hatte.

Gasmessungen wurden auf rund 50% der Vortriebsstrecke im Flysch durchgeführt, insbesondere natürlich bei allen Störzonen.

Bild 15: Lage der Störzone B

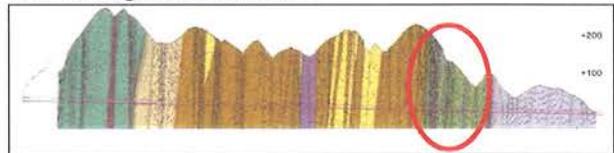


Bild 13: Zusammenstellung der verwendeten Bauhilfsmassnahmen und Vorkommnisse in der Störzone A, P: geplant, G7: Tunnelröhre Gleis 7, G9: Tunnelröhre Gleis 9

		Störzone				
		P	A	G7	G9	
Massnahmen						
Regelmassnahmen	Vortrieb	Standardtöbbing				
		Spezialtöbbing				
		Verpressung Ringapaltverfüllung				
		Gegenseitiger TBM Abstand				
		Vorschubkräfte / Bandwaage				
	Komplettmessungen	Risikokontrolle Többing				
		Setzungen, Konvergenzen (min. alle 100 m)				
		Setzungen OK Terrain				
		Gasmessungen				
		Schall, Erschütterung				
Zusatzmassnahmen	Vortrieb	Ausserordentliche TVM Ertüchtigung				
		Schildmantelschmierung				
		Bohrkopfschmierung gegen Verklebung				
		Bohrkopf-Überschnitt				
		Verankern von Ankern				
	Mess	PU-Injektionen				
		Extensometer				
		Vorausbohrungen				
		Rohrschirm im First				
		Bohrschinjektionen				
Sondermassnahmen	Vortrieb	Schildschwanzstützung auf Többingring				
		Többing-Nachverankerung, armeriertes Innengewölbe				

Spezielle Vorkommnisse Gleis 7:	
2'110 – 2'162 (52 m)	- Ausserordentliche Ertüchtigung - Förderbandschaden
2'162 – 2'198 (36 m)	- Vorausschiebende Ortsbrust mit Überbrüchen
2'198 – 2'263 (65 m)	- Vorausschiebende Ortsbrust mit Überbrüchen
Methangas:	12% UEG (Tm 2'360)
Durchschnittliche Tagesleistung: 7.3 m	

Spezielle Vorkommnisse Gleis 9:	
2'099 – 2'192 (93 m)	- Ausserordentliche Ertüchtigung
2'192 – 2'207 (15 m)	- Überbrüche im Firstbereich - Wartungsmassnahmen am Bohrkopfantrieb
2'207 – 2'208 (1 m)	- Wartungsmassnahmen am Bohrkopfantrieb - Überbrüche im Firstbereich

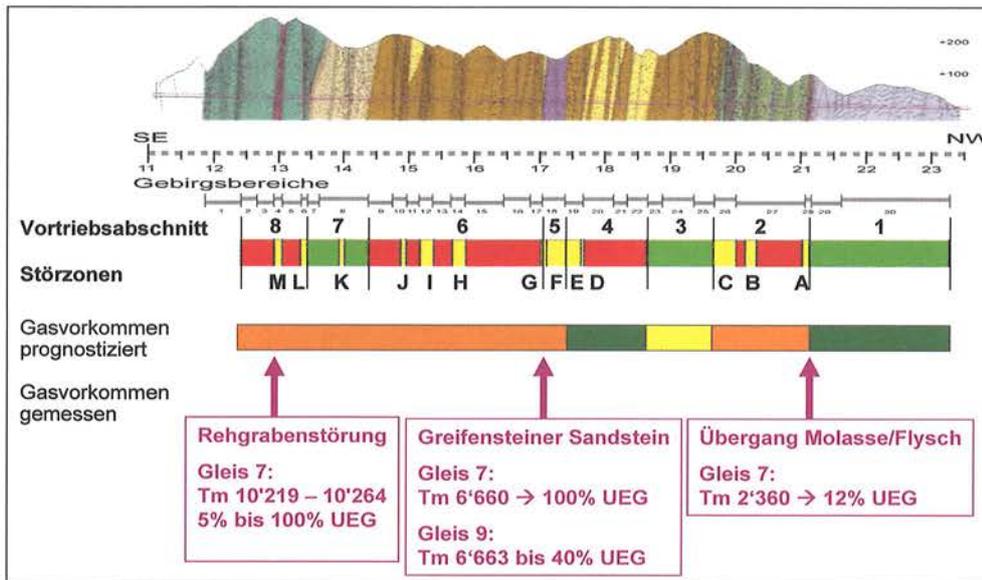


Bild 14: Gasvorkommen während des Vortriebes

B: Störungszone Wolfpassinger Schichten (Bild 15)

Für diese Störungszone wurde eine sehr starke Zerlegung des Gebirges, ein hoher Anteil quellfähiger Tonminerale und eine schlechte Verbandsfestigkeit prognostiziert.

Neben den vorgesehenen und ausgeführten Regelmassnahmen wurden für diese Zone als Zusatzmassnahmen die Bentonitschmierung des Schildmantels sowie ein Bohrkopfüberschnitt vorgesehen (Bild 16). Zur Erkundung von allfälligen Gasvorkommen wurden als Sondermassnahme Vorausbohrungen durchgeführt.

Aufgrund der Erfahrungen und des Gebirgsverhaltens mussten auch in dieser Störzone keine weiteren Zusatz-

oder Sondermassnahmen für den Vortrieb oder die Hohlraumsicherung getroffen werden.

C: Rauchbuchberg-Hüttelberg-Störung (Bild 17)

Für diese Zone wurde eine starke Zerlegung des Gebirges, ein hoher Anteil an Kataklasiten und eine mässige bis schlechte Verbandsfestigkeit prognostiziert.

In enger Zusammenarbeit mit den beteiligten Geologen, die sehr kompetent auf die Anliegen von uns Bauingenieuren eingingen, wurden die Störzonen im Detail analysiert, um eine möglichst zutreffende Analyse möglicher Gefährdungsbilder durchführen zu können. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse flossen dann unter

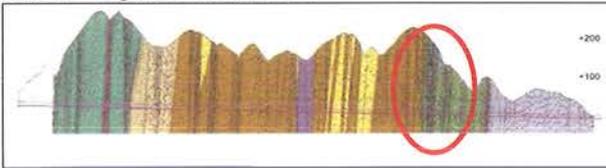
		Störzone			B				
		P	G7	G9					
Regelmassnahmen	Vorbereitung	Massnahmen							
		Standardtöbbing							
		Spezialtöbbing							
		Verpressung Ringspaltverfüllung							
		Gegenseitiger TBM Abstand							
		Vorschubkräfte / Bandwaage							
		Risikokontrolle Többinge							
		Setzungen, Konvergenzen (min. alle 100 m)							
		Setzungen OK Terrain							
		Gasmessungen							
		Schall, Erschütterung							
		Zusatzmassnahmen	Vorbereitung	Ausserordentliche TVM Entlüftung					
				Schildmanteleschmierung					
				Bohrkopfeschmierung gegen Verklebung					
				Bohrkopf-Überschnitt					
Verstellen von Ankern									
Sondermassnahmen	Vorbereitung	PU-Injektionen							
		Extensometer							
		Vorausbohrungen				Gas			
		Rohrschirm im First							
		Bohrlochinjektionen							
Sondermassnahmen	Vorbereitung	Schildschwanzstützung auf Többingring							
		Többing-Nachverankerung, armlartiges Innengewölbe							

Tm 2'935 - 3'139 -> Länge 204 m	
Spezielle Vorkommnisse Gleis 7:	
2'810 - 2'992 (182 m)	- Förderbandverlängerung, Reparatur Steigband
2'992 - 3'157 (164 m)	- Vorausselende Ortsbrust, keine Überbrücke
Durchschnittliche Tagesleistung: 24.8 m	
Spezielle Vorkommnisse Gleis 9:	
2'917 - 3'144 (227 m)	- Reparaturarbeiten an den Förderbändern
Durchschnittliche Tagesleistung: 32.4 m	

Bild 16: Zusammenstellung der verwendeten Bauhilfsmassnahmen und Vorkommnisse in der Störzone B

anderem in die Anforderungen an die Tunnelbohrmaschine ein.

Bild 17: Lage der Störzone C



Neben den für diese Störzone vorgesehenen Regelmassnahmen wurde als Zusatzmassnahme vor dem Erreichen der Rauchbuchberg-Hüttlberg-Störung wiederum eine vorgängige, ausserordentliche Ertüchtigung der TVM durchgeführt (Bild 18).

Zur Ermittlung der Gasgefährdung dienten auch in dieser Störzone entsprechende Vorausbohrungen.

Auf die übrigen Zusatzmassnahmen

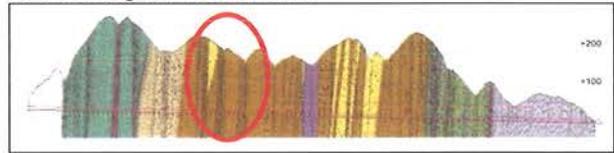
- Bentonitschmierung des Schildmantels sowie ein
- Bohrkopfüberschnitt konnte aufgrund des Gebirgsverhaltens verzichtet werden.

K: Störungszone Gablitzer Schichte (Bild 19)

Für diese Störzone wurde eine mässig bis starke Zerlegung des Gebirges, ein hoher bis sehr hoher Anteil quellfähiger Tonminerale und eine mässige bis schlechte Verbandsfestigkeit prognostiziert.

Auch bei dieser Störzone wurde zusammen mit den Geologen die Verteilung der Gebirgsarten innerhalb der Störzonen abgeschätzt. Dabei wurde auch eine Verschlechterung der Gebirgseigenschaften gegen die Zonenmitte berücksichtigt.

Bild 19: Lage der Störzone K



Neben den vorgesehenen Regelmassnahmen wurden für diese Zone als Zusatzmassnahmen die Bentonitschmierung des Schildmantels sowie ein Bohrkopfüberschnitt vorgesehen (Bild 20).

Wie bereits früher erwähnt erfolgten, wie in den anderen Störzonen Vorausbohrungen zur Erkundung von Methan-gasvorkommen.

Auf die Schildmantelschmierung mit Bentonit sowie auf einen Bohrkopfüberschnitt konnte jedoch verzichtet werden.

L: Buchberg Störung (Bild 21)

Für diese Zone wurde eine wechselnde, mässig bis starke Zerlegung des Gebirges, ein hoher Anteil quellfähiger Tonminerale und eine mässige bis schlechte Verbandsfestigkeit prognostiziert.

Bild 18: Zusammenstellung der verwendeten Bauhilfsmassnahmen und Vorkommnisse in der Störzone C

		Störzone C			
		P	G7	G9	
Massnahmen					
Regelmassnahmen	Vortrieb	Standardtübbling			
		Spezialtübbling			
		Verpressung Ringspaltverfüllung			
		Gegenseitiger TBM Abstand			
		Vorschubkräfte / Bandwaage			
	Kontrollen/Messungen	Risskontrolle Tübblinge			
		Setzungen, Konvergenzen (min. alle 100 m)			
		Setzungen OK Terrain			
		Gasmessungen			
		Schall, Erschütterung			
Zusatzmassnahmen	Vortrieb	Ausserordentliche TVM Ertüchtigung			
		Schildmantelschmierung			
		Bohrkopfschmierung gegen Verklebung			
		Bohrkopf-Überschnitt			
		Versetzen von Anker			
Mess	Extensometer				
	Verfahrensmassnahmen				
Sondermassnahmen	Vortrieb	Vorausbohrungen			
		Rohrschirm im First			
		Bohrlochinjektionen			
		Schildschwanzstützung auf Tübblingring			
		Tübbling-Neckverankerung, armlertes Innengewölbe			

Tm 3'280 – 3'600 → Länge 320 m	
Spezielle Vorkommnisse Gleis 7:	
3'280 – 3'355 (75 m)	- Vorauseilende Ortsbrust - Überbrücke im First (10 m) - Defekte am Förderband
3'355 – 3'467 (112 m)	- Defekte am Förderband
3'467 – 3'602 (135 m)	- Vorauseilende Ortsbrust, keine Überbrücke
Durchschnittliche Tagesleistung: 16.3 m	
Spezielle Vorkommnisse Gleis 9:	
3'144 – 3'319 (176 m)	- Ausserordentliche Ertüchtigung
3'319 – 3'540 (218 m)	- Defekte am Förderband - Vorauseilende Ortsbrust, keine Überbrücke max. Tagesleistung 42.75 m
3'540 – 3'633 (93 m)	- Vorauseilende Ortsbrust, keine Überbrücke - Wartungsarbeiten
Durchschnittliche Tagesleistung: 23.3 m	

Tm 9'198 – 9'301 → Länge 103 m

		Störzone		K	
		P	G7	G9	
Regelmaßnahmen	Vortrieb	Standardtübbling			
		Spezialtübbling			
		Verpressung Ringspaltverfüllung			
		Gegenseitiger TBM Abstand			
		Vorschubkräfte / Bandwaage			
	Kontrollen/Messungen	Rieskontrolle Tübblinge			
		Setzungen, Konvergenzen (min. alle 100 m)			
		Setzungen OK Terrain			
		Gasmessungen			
		Schall, Erschütterung			
Zusatzmaßnahmen	Vortrieb	Ausserordentliche TVM Ertüchtigung			
		Schildmantelschmierung			
		Bohrkopfschmierung gegen Verklebung			
		Bohrkopf-Überschnitt			
		Versetzen von Ankern			
	Mess	PU-Injektionen			
		Extensometer			
		Vorausbohrungen			Gas
		Rohrschm im First			
		Bohrlochinjektionen			
Sondermaßnahmen	Vortrieb	Schildschwanzstützung auf Tübblingring			
		Tübbling-Nachverankerung, armiertes Innengewölbe			

Spezielle Vorkommnisse Gleis 7:

9'064 – 9'240 (175 m) - **Vorausseilende Ortsbrust, keine Überbrüche**
- Defekte am Förderband

9'240 – 9'423 (182 m) - **Vorausseilende Ortsbrust, keine Überbrüche**
- Defekte am Förderband

Durchschnittliche Tagesleistung: 25.5 m

Spezielle Vorkommnisse Gleis 9:

3'144 – 3'319 (176 m) - *Ausserordentliche Ertüchtigung*

3'319 – 3'540 (218 m) - Defekte am Förderband
- Vorausseilende Ortsbrust, keine Überbrüche
max. Tagesleistung 42.75 m

3'540 – 3'633 (93 m) - Vorausseilende Ortsbrust, keine Überbrüche
- **Wartungsarbeiten**

Bild 20: Zusammenstellung der verwendeten Bauhilfsmassnahmen und Vorkommnisse in der Störzone K

Mit den Gebirgsarten 11 und 12 sind die beiden Störzonen L Buchbergstörung sowie M Rehgrabenstörung die kritischsten auf der ganzen Tunnelstrecke (Bild 22). Die beiden Gebirgsarten GA 11 und GA 12 werden unter anderem wie folgt beschrieben:

- intensiv tektonisch durchbewegt und stark verfaltet
- Gesteinstextur und Gefüge nur mehr örtlich erkennbar

Bild 21: Lage der Störzone L

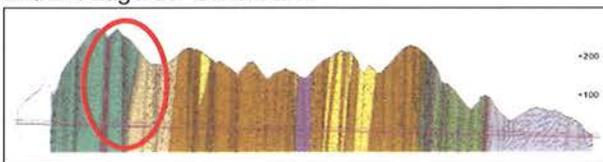


Bild 22: Geologische Schichtzusammensetzung der Buchbergstörung

Kahlenberger Decke Tm 9'198 – 9'301 → Länge 103 m

Vortriebsabschnitt 8		12	11
GA			
Länge [m]		14	14
Überdeckung [m]		220	220
d_u [mm]		1200	4800
u_1 [mm]		250	350
p_a [MPa]		1.12	1.33
mit Anker		0.88	1.08
σ_d [MPa]		16.3	19.4
Schildschwanz		verstärkt	verstärkt
Tübblinge		✓	✓
Vorschub (geschm.) [kN]		88'000	105'000

In diesen beiden Störungszonen ergaben sich auch die grössten Radialverschiebungen am ungestützten Hohlraum. Die tiefen Gebirgskennwerte, zusammen mit der

Überlagerung von rund 250 m führen hier rechnerisch zu einem echten Gebirgsdruckverhalten.

Neben den vorgesehenen Regelmassnahmen wurden für diese Zone als Zusatzmassnahmen

- die Bentonitschmierung des Schildmantels,
- die Bohrkopfschmierung gegen Verklebung,
- ein Bohrkopfüberschnitt sowie
- das Versetzen von Radialankern vorgesehen (Bild 23)

Als Sondermassnahmen bei ausserordentlichen Ereignissen war die TVM zudem ausgerüstet, um den

- Schildschwanz auf die Tübblinge abstützen zu können.
- Bei unerwartet hohem Gebirgsdruck war ausserdem vorgesehen, die Tübblinge zu verankern und
- das Innengewölbe in diesem Bereich zu armieren.

Die TVM startete am 12. Juni 2007 nach einer ausserordentlichen Ertüchtigung den Vortrieb in die Buchbergstörung. Mit einer durchschnittlichen Tagesleistung von knapp 26 m wurde die 90 m lange Buchbergstörung ohne besondere Vorkommnisse von beiden TBM durchfahren. Dabei kam keine der für diese Zone geplanten Zusatz- oder Sondermassnahmen zur Anwendung.

M: Rehgraben Störung (Bild 24)

Für diese Zone wurde eine mässig bis starke Zerlegung des Gebirges, ein mittlerer bis hoher Anteil quellfähiger Tonminerale und eine schlechte Verbandsfestigkeit prognostiziert.

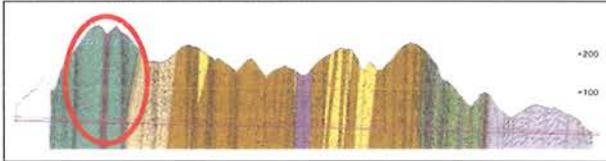
Bild 23: Zusammenstellung der verwendeten Bauhilfsmassnahmen und Vorkommnisse in der Störzone L

		Störzone					
		P	L	GR			
Regelmaßnahmen	Vortrieb	Standardtübbling					
		Spezialtübbling					
		Verpressung Ringspaltverfüllung					
		Gegenseitiger TBM Abstand					
		Vorschubkräfte / Bandwaage					
		Risikokontrolle Tübblinge					
		Setzungen, Konvergenzen (min. alle 100 m)					
		Setzungen OK Terrain					
		Gasmessungen					
		Schall, Erschütterung					
Zusatzmaßnahmen	Vortrieb	Ausserordentliche TVM Ertüchtigung					
		Schildmanteleschmierung					
		Bohrkopfschmierung gegen Verklebung					
		Bohrkopf-Überschnitt					
		Versetzen von Ankern					
		PU-Injektionen					
		Mess	Extensometer				
			Vorausbohrungen			Ges	
		Sondermaßnahmen	Vortrieb	Rahrschirm im First			
				Bohrlochinjektionen			
Schildschwanzstützung auf Tübbingring							
Tübbing-Nachverankerung, armiertes Innengewölbe							

Spezielle Vorkommnisse Gleis 7:	
9'064 – 9'240 (175 m)	- Vorauseilende Ortsbrust, keine Überbrüche - Defekte am Förderband
9'240 – 9'423 (182 m)	- Vorauseilende Ortsbrust, keine Überbrüche - Defekte am Förderband
Durchschnittliche Tagesleistung: 25.6 m	

Spezielle Vorkommnisse Gleis 9:	
3'144 – 3'319 (176 m)	- Ausserordentliche Ertüchtigung
3'319 – 3'540 (218 m)	- Defekte am Förderband - Vorauseilende Ortsbrust, keine Überbrüche
max. Tagesleistung 42.75 m	
3'540 – 3'633 (93 m)	- Vorauseilende Ortsbrust, keine Überbrüche - Wartungsarbeiten

Bild 24: Lage der Störzone M



Aufgrund der Gebirgskennwerte, der Störzonenlänge sowie der Überlagerungshöhe von rund 250 m muss hier mit dem Auftreten von echtem Gebirgsdruck gerechnet werden.

Die Abklärungen mit den Geologen ergaben für die Rehgrabenstörung die längsten Strecken von gestörten Bereichen (Bild 25). Die Anforderungen an die Tunnelbohrmaschine, insbesondere das Bohrkopfdrehmoment, die Vorschubkraft, die Bentonitschmierung sowie die Möglichkeit, bei einem ungeplanten Vortriebsstopp das Schildschwanzblech auf die Tübbinge abstützen zu können, wurden deshalb auf diesen massgebenden Fall ausgelegt.

Bild 25: Geologische Schichtzusammensetzung der Rehgrabenstörung

Kahlenberger Decke, Tm 9'198 – 9'301 → Länge 103 m		
Vortriebsabschnitt 8		
GA	12	11
Länge [m]	50 / 20	40
Überdeckung [m]	220	220
d _u [mm]	1200	4800
u ₁ [mm]	250	350
p _a [MPa]	1.12	1.33
mit Anker	0.88	1.08
σ _d [MPa]	16.3	19.4
Schildschwanz	verstärkt	verstärkt
Tübbinge	✓	✓
Vorschub (geschm.) [kN]	88'000	105'000

Nach einer geplanten ausserordentlichen Ertüchtigung der TBM Gleis 7 begannen am 2. Juli 2007 der Vortrieb in der 110 m langen Rehgrabenstörung. Nach 5 Tagen war die Störung durchfahren ohne dass gravierende Ereignisse aufgetreten sind.

Dass es sich tatsächlich um eine Störzone handelt belegen die folgenden Vortriebserfahrungen:

- Auf 70% der Strecke wurde eine vorauslaufende Ortsbrust beobachtet.
- Auf einer Strecke von 34 m ereigneten sich Überbrüche bis zu 3 m, welche mit Schaum verfüllt wurden.
- Im Bereich der mit Schaum verfüllten Überbrüche (Tm 20'228 - 10'273) traten infolge weicherer Tübbingbettung und Gebirgsdruck Risse in den First- und Ulmtübbingen auf.

Generell kann gesagt werden, dass sich die prognostizierten Störzonen beim TVM-Vortrieb wesentlich gutmütiger verhalten haben, als aufgrund der Risikoanalyse angenommen werden konnte. Dabei haben sich die geologischen Prognosen der Spezialisten was Anzahl und Lage der Störzonen betrifft als zutreffend erwiesen. Die Zusatz- resp. Sondermassnahmen, ausser den vorgesehenen Vorausbohrungen wegen Gasvorkommen, mussten auch für die Rehgrabenstörung nicht eingesetzt werden.

8. Stand der Ausführung (Bild 27/28)

Die folgenden beiden Grafiken zeigen den Vortriebsverlauf der beiden Tunnelröhren. Die durchschnittlichen Vor-

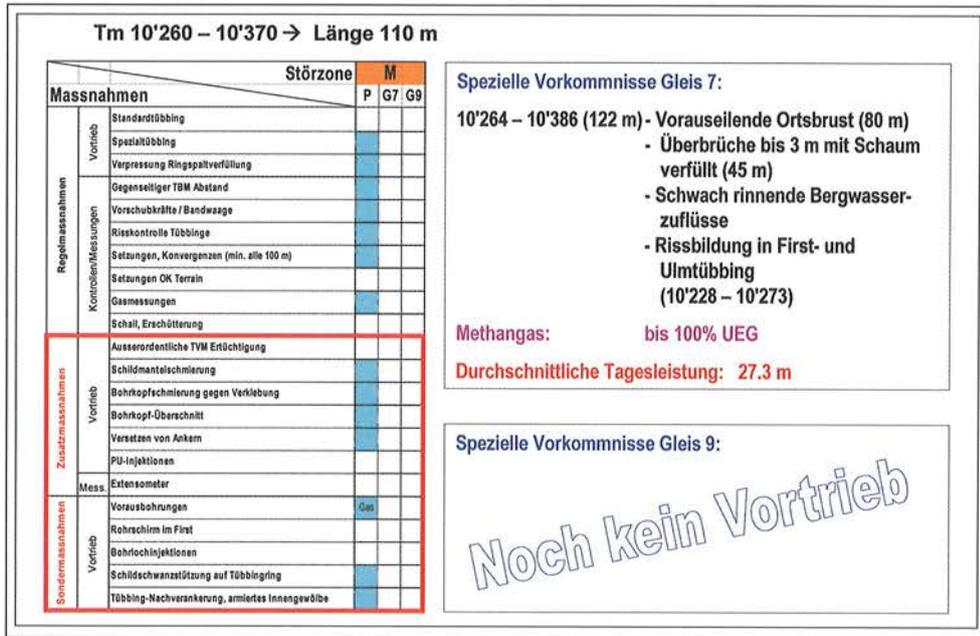


Bild 26: Zusammenstellung der verwendeten Bauhilfsmassnahmen und Vorkommnisse in der Störzone M

Bild 27: Vortriebsverlauf Tunnelröhre Gleis 7, Stand 16. Juli 2007

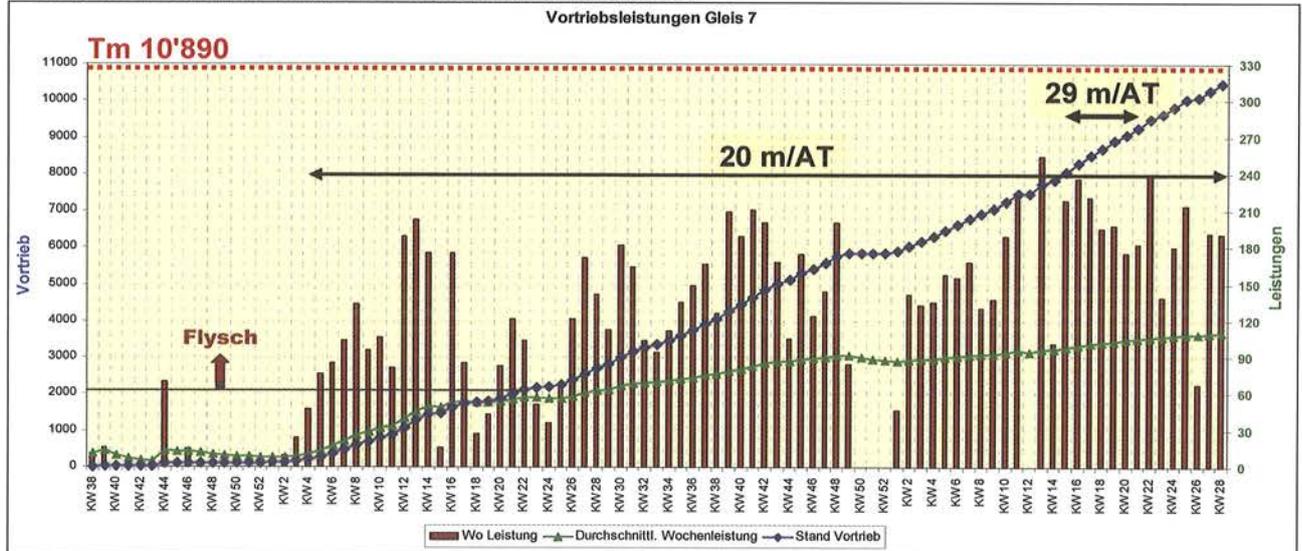
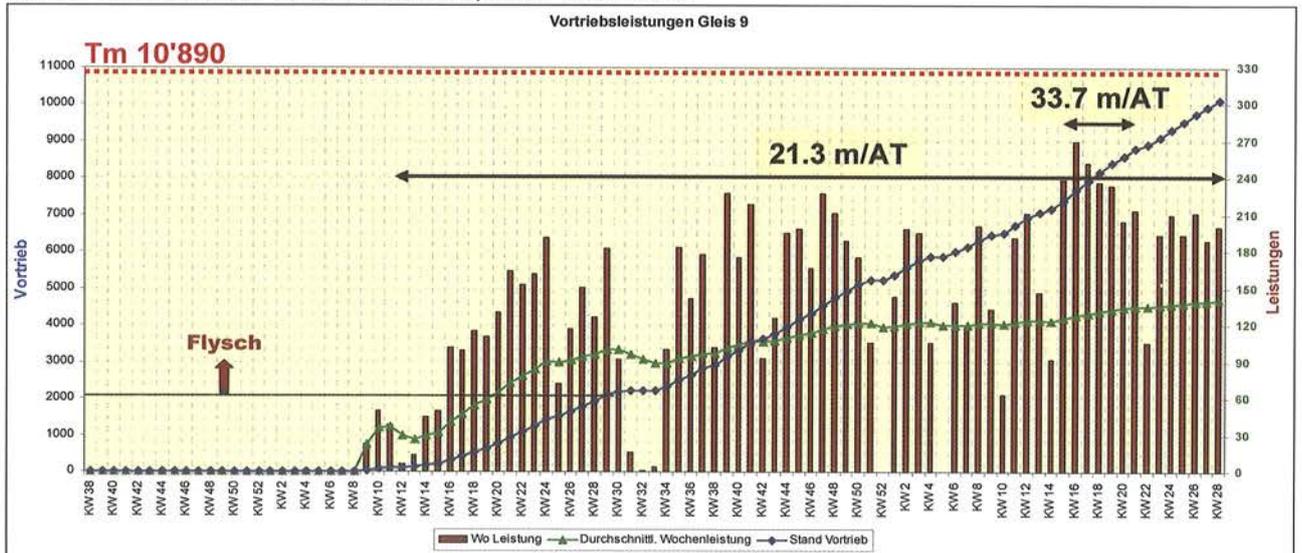


Bild 28: Vortriebsverlauf Tunnelröhre Gleis 9, Stand 16. Juli 2007



triebsleistungen haben mit fortschreitendem Vortrieb markant zugenommen. Die maximal erreichte Tagesleistung in der Tunnelröhre Gleis 7 beträgt 49,5 m, in der Tunnelröhre Gleis 9 sogar 51,75 m.

Bei der Tunnelröhre Gleis 7 beträgt die durchschnittliche Tagesleistung 20 m mit einem Maximum zwischen Woche 15 und 21, 2007 von 29 m/AT.

Bei der Tunnelröhre Gleis 9 beträgt die durchschnittliche Tagesleistung 21,3 m mit einem Maximum zwischen Woche 15 und 21, 2007 von 33,7 m/AT.

Der relativ problemlose Vortrieb in den als schwierig prognostizierten Störzonen geht dem Ende entgegen. In der Tunnelröhre Gleis 7 sind nur noch 244 m auszubringen, beim Gleis 9 sind es noch 766 m.

Der Durchschlag in der Tunnelröhre Gleis 7 erfolgte am 21. Juli 2007.

Glück auf!

Metro Lausanne

Olivier Français, Dipl. Bauing. EPFL
 Direktor des Bauamtes der Stadt Lausanne

1. Introduction

Faisant suite à deux votations populaires du 23 septembre 2001 et du 24 novembre 2002, les Vaudois ont accepté la mise en œuvre de deux équipements publics importants à savoir, une usine d'incinération dite TRIDEL, d'une capacité d'environ 150'000 tonnes, avec un tunnel d'accès initialement de l'ordre de 2 km, et un métro appelé M2 pour un engagement financier de plus d'un milliard de francs. La Confédération et le Canton de Vaud participent environ à hauteur de 30% chacun à ces projets, le solde est un emprunt sur le marché financier obtenu par la société TRIDEL SA appartenant à plus de 300 communes Vaudoises dont Lausanne est le principal actionnaire et la société du M2, Lausanne Ouchy SA dont Lausanne est l'unique actionnaire.

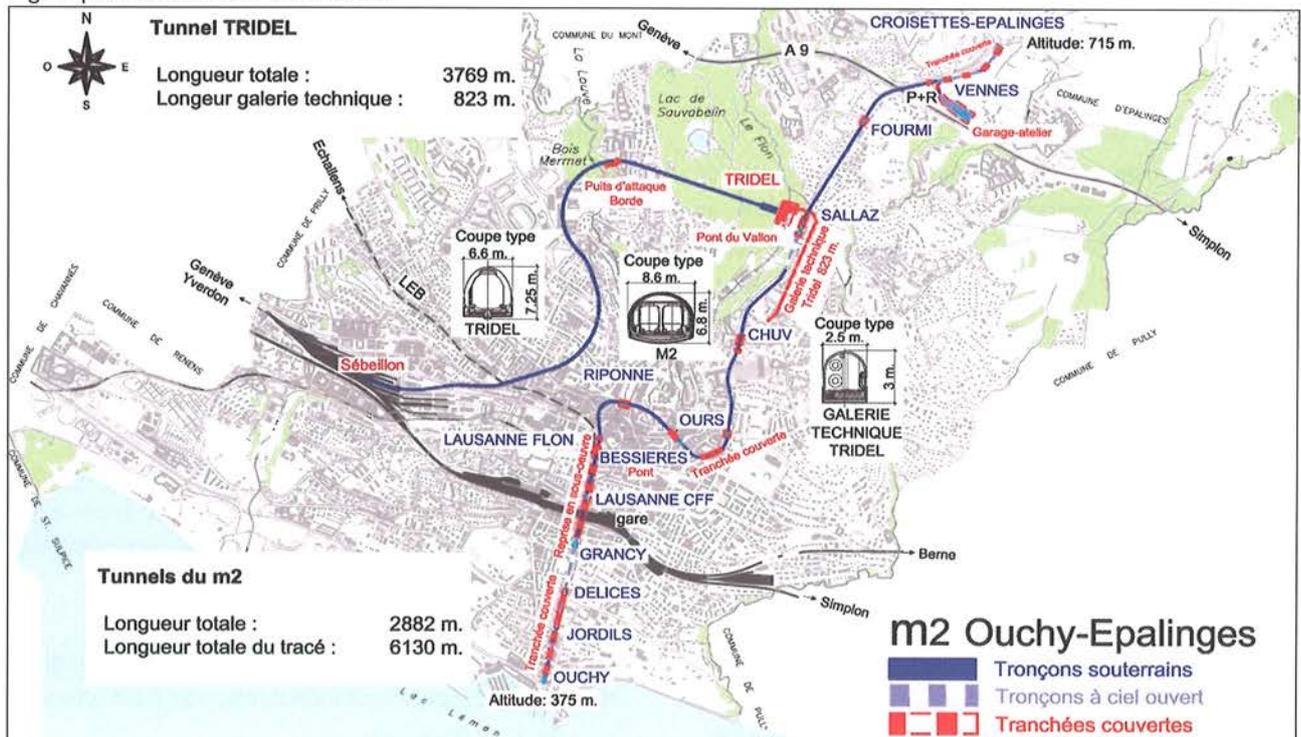
Ces deux projets ont fait l'objet d'une appréciation critique par les Autorités de la Ville de Lausanne et les deux directions de projet en remettant en cause les décisions

préalables. Aussi, le tunnel initial de TRIDEL appelé «déchoduc» de 2 km a été remplacé par un tunnel ferroviaire relié au réseau CFF de près de 4 km et une grande partie du projet M2 a été remis à l'enquête. C'est par la décision de réaliser plus de 10 km de tunnel et tranchées couvertes à travers Lausanne que les habitants auront d'ici 2008, un réseau qui va diminuer très sensiblement les nuisances et pollution dues au trafic routier et améliorer la mobilité des habitants de la région Lausannoise par le transfert du trafic poids lourd vers le rail et le trafic individuel vers les transports publics.

Les chantiers de tunnels ont respectivement débuté en 2003 et 2004 pour s'achever en 2006 et 2008.

C'est durant les années 2004 à 2006 que la ville de Lausanne a accueilli sur son territoire de nombreuses entreprises spécialisées en travaux souterrains pour réaliser en l'espace de deux années dix nouveaux tunnels dont le tunnel ferroviaire de TRIDEL de près de 4000 ml ainsi

Fig. 1: plan de situation Tridel et m2



qu'une galerie technique de 1'000 ml et, pour le métro M2, huit tunnels d'une longueur totale de l'ordre de 3'000 ml entre Ouchy et Epalinges.

Le tunnel de TRIDEL est destiné à acheminer les déchets incinérables par trains, avec une pente de près de 5% depuis la gare aux marchandises de Sébeillon en bas de la ville (420 m) jusqu'à l'usine située sur le plateau de la Sallaz (600 m). La galerie technique permet l'acheminement de l'énergie d'eau surchauffée et de l'énergie électrique à la centrale de chauffe située à proximité du site de l'usine d'incinération.

Le M2 est le premier métro automatique de Suisse qui deviendra la colonne vertébrale des transports de l'agglomération bénéficiant des connexions avec les CFF et les principales lignes régionales. Le M2 est à 90% enterré avec une pente moyenne du tracé de plus de 6% qui peut atteindre 12% sur certains tronçons. Le remblai de la Sallaz, le pont entre les arcades centenaires du pont Bessières, situé au centre de la ville, et le secteur sous la gare CFF constituent les trois tronçons à ciel ouvert du tracé correspondant.

Le tunnel TRIDEL est entièrement creusé dans la roche molassique à grande profondeur sous la ville sans incidence sur les travaux en surface.

En revanche, les ouvrages du M2 franchissent en souterrain des obstacles ou accidents géologiques en suivant la topographie en pente de la ville. Les tunnels du M2 sont situés à faibles profondeurs depuis la surface traversant tantôt des terrains meubles et, tantôt la roche molassique.

Le présent article décrit les particularités relatives à ces deux projets, les méthodes d'exécution adoptées en fonction des caractéristiques géologiques et géomécaniques des terrains traversés pour le tunnel ferroviaire de TRIDEL et les tunnels du M2.

2. Géologie du sous-sol lausannois

Le soubassement rocheux de la ville de Lausanne est constitué dans sa presque totalité par la Molasse d'eau douce inférieure, d'âge aquitainien (Miocène inférieur), appelée aussi Molasse grise de Lausanne.

Cette formation rocheuse est constituée d'une alternance d'assises gréseuses à ciment calcaire, souvent épais-

ses de plusieurs mètres, voire de plus de 10 m, et de couches diverses à composante marno-argileuse plus ou moins importante, incluant des grès marneux, des marno-grès, des marnes silto-gréseuses, des silts plus ou moins marneux, et enfin des marnes plus ou moins argileuses.

La plupart de ces faciès rocheux sont de dureté faible (les marnes) à modérée (y compris les gros horizons gréseux). Seuls les grès fins silteux et les silts (non marneux) présentent des duretés plus élevées.

Les marnes renferment en proportions variables des argiles à forte capacité de gonflement en présence d'eau, de la famille des smectites (montmorillonites – alias Bentonites – surtout), qui ont pour conséquence que ces niveaux rocheux résistent mal à l'altération météorique et aux changements de teneur en eau (dessiccation, humidification excessive). Il en résulte un gonflement de la roche conduisant à une perte de cohésion et à sa désagrégation, ainsi le cas échéant, qu'à des poussées sur les structures de revêtement et de soutènement.

La morphologie du toit de la formation rocheuse molassique lausannoise est caractérisée par de profondes entailles consécutives à l'érosion fluviale, certaines bien visibles et déterminant la géomorphologie de la ville telles les vallons du Flon, du Petit Flon (la Louve), de la Vuachère ; d'autres sillons d'érosion de l'époque glaciaire sont dissimulés par la couverture quaternaire morainique et glacio-lacustre et doivent être déterminés par des travaux de reconnaissance par forages.

La couverture quaternaire, d'origine glaciaire et tardi-glaciaire pour l'essentiel, est caractérisée par des dépôts morainiques limono-argileux plus ou moins graveleux et surconsolidés, ainsi que par des dépôts tardi-glaciaires: limons argileux et limons sableux glacio-lacustres, et sables graveleux fluvio-glaciaires de moindre compacité. Le plus souvent on retrouve dans ces dépôts une teneur en eau élevée à relativement élevée. La cohésion de ces derniers est reconnue comme faible à très faible. La présence de trois collines sur le territoire Lausannois, sa pente générale et ses replats incitent le projeteur à une certaine prudence car les discontinuités sont fréquemment et localement le siège d'écoulements souterrains préférentiels.

L'épaisseur globale de cette couverture quaternaire est très variable: localement inexistante, elle peut atteindre plus de 20 m par places.

3. Tunnel Tridel

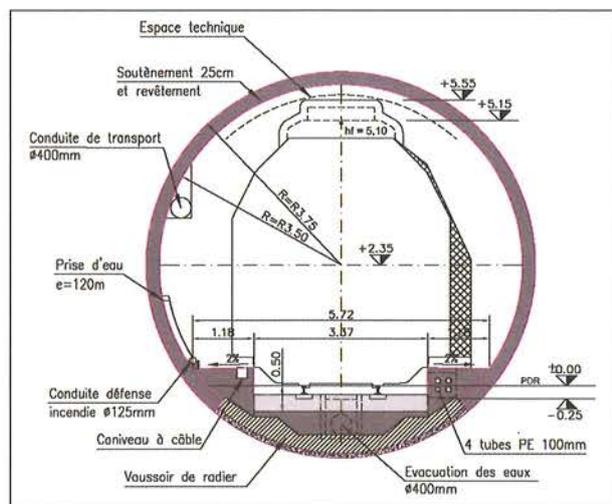
3.1 DESCRIPTION du projet

Suite à la votation du 23 septembre 2001, la Ville de Lausanne a remis en cause l'accès souterrain proposé par les concepteurs, En effet ce dernier n'était relié à aucun ouvrage ferroviaire et son seul avantage était d'être à proximité d'une sortie autoroutière des hauts de Lausanne.

Par une collaboration fructueuse et rapide avec le responsable des CFF basé à Lausanne, les représentants de l'Office Fédéral des Transports (OFT) et l'administration Lausannoise et Vaudoise, nous avons pu en l'espace de six mois réviser le concept des transports, mettre à l'enquête publique et revoir le financement du projet en reliant l'usine TRIDEL située à 600 m d'altitude au réseau ferroviaire CFF de Sébeillon proche de la commune de Renens à 420 m d'altitude, en donnant l'accès par train à plus de 60% de ses clients.

La longueur du tunnel avec sa trémie est de 4 km environ. La dénivellation entre les deux extrémités de l'ouvrage est de l'ordre de 200 m. La pente moyenne admissible pour le tracé est de 5% environ ce qui nécessite la réalisation du tunnel avec un tracé en forme de S jusqu'au bois de Sauvabelin puis en ligne droite pour accéder à l'usine. Le gabarit d'espace libre nécessaire pour la circulation ferroviaire à une seule voie, incluant les installations techniques, est de 5 x 6,50 m environ. Le tronçon d'accès à la gare dans l'usine est à double voie sur une longueur de 80 m.

Fig. 2: Profil type du tunnel dans le cas d'excavation au tunnelier



La couverture rocheuse au-dessus du tunnel a une épaisseur moyenne de 30 à 50 m sur la majeure partie du tracé. Cette couverture dans la zone de la colline de Sauvabelin est encore plus importante, soit de l'ordre de 70 à 80 m.

Le tunnel passe sous la vallée de la Louve (rivière affluente du Flon) à une profondeur de 15 m environ. En outre, il est situé également en dessous du tunnel existant du chemin de fer Lausanne-Echallens-Bercher (LEB), à une profondeur de 18 à 20 m.

Quant à l'influence des travaux en surface, seul le tronçon du début, depuis le front d'attaque de Sébeillon, est concerné du fait de la relative faible profondeur du tunnel, et la présence de bâtiments en surface le long du chemin de Boston.

En 2002, un appel d'offre publique a été organisé auprès des bureaux spécialisés en géotechniques et géologie afin d'établir un profil géologique du projet, de préciser les caractéristiques géo-mécaniques moyennes de la roche ainsi que les risques de projets qui ont été estimés après l'étude à 5%.

En janvier 2003, un appel d'offres en entreprise totale a été organisé pour permettre aux groupements d'entreprises et d'ingénieurs de proposer des solutions d'exécution en tenant compte de la possibilité de création d'un accès intermédiaire au Bois Mermet (dépôt TL à la Borde) pour l'excavation du tunnel tant par tunnelier qu'à l'aide de machines à attaque ponctuelle.

3.2 Travaux de reconnaissance et études

Les études géologiques pour l'établissement du dossier d'appel d'offres ont été basées sur l'exécution de 16 forages carottés ou partiellement carottés (profondeur 10 à 71 m), dont 5 consacrés à la zone trémie-puits d'accès de Sébeillon et 2 à la zone de portail de l'usine TRIDEL.

Ces forages ont confirmé que le tracé serait entièrement situé dans le soubassement rocheux molassique, avec une couverture rocheuse supérieure à 10 m sur plus de 90% du tracé. Ils ont montré une roche en général peu litée, avec un pendage stratigraphique des couches sub-horizontales, et avec un faible degré de fracturation et une absence à peu près totale d'altération chimique.

Lors de cette étude, de nombreux essais mécaniques en laboratoire et in situ (essais d'écrasements ponctuels) ont été réalisés. Le laboratoire de mécanique des roches de l'EPFL a effectué:

- 24 essais de compression simple (tous faciès)
- 11 essais de gonflement sur marnes

- 2 essais brésiliens
- 21 essais de traction indirecte (tous faciès)
- 2 essais de cisaillement sur marnes
- 77 essais d'écrasement ponctuel (essai PLT, point load test)

Les résultats des travaux de reconnaissance et des essais de laboratoire ont été synthétisés sur un profil en long géologique prévisionnel 1:2000/1:1000 avec tableau conforme à la norme SIA 199 donnant toutes les caractéristiques du massif rocheux par tronçons.

3.3 Conditions géologiques

Le tunnel ferroviaire de Tridel, relativement profond (généralement plusieurs dizaines de mètres de couverture rocheuse), a été réalisé entièrement dans le soubassement rocheux molassique. Comme l'avaient montré les reconnaissances par forages (13 forages profonds), ce dernier s'est révélé plus gréseux dans la partie haute de la ville et plus riche en marnes et faciès intermédiaires marno-grés-silteux dans la partie inférieure du tracé. Le but de cette estimation affectée d'une précision de $\pm 5\%$ sur les pourcentages des différents types de Molasse, était de fournir aux candidats du concours projet – soumission, les éléments nécessaires pour définir les quantités (types de soutènements, méthodes d'excavation).

Les pourcentages des différents types de molasse en fonction de leur comportement en souterrain ont été groupés en 3 classes, à savoir les grès moyens et grossiers, les faciès intermédiaires (marno-grès) et les mar-

nes. Les pourcentages statistiques de ces types de Molasse le long du tracé ont été estimés à l'aide d'un modèle probabiliste markovien (chaîne de Markov) sur la base des résultats des forages.

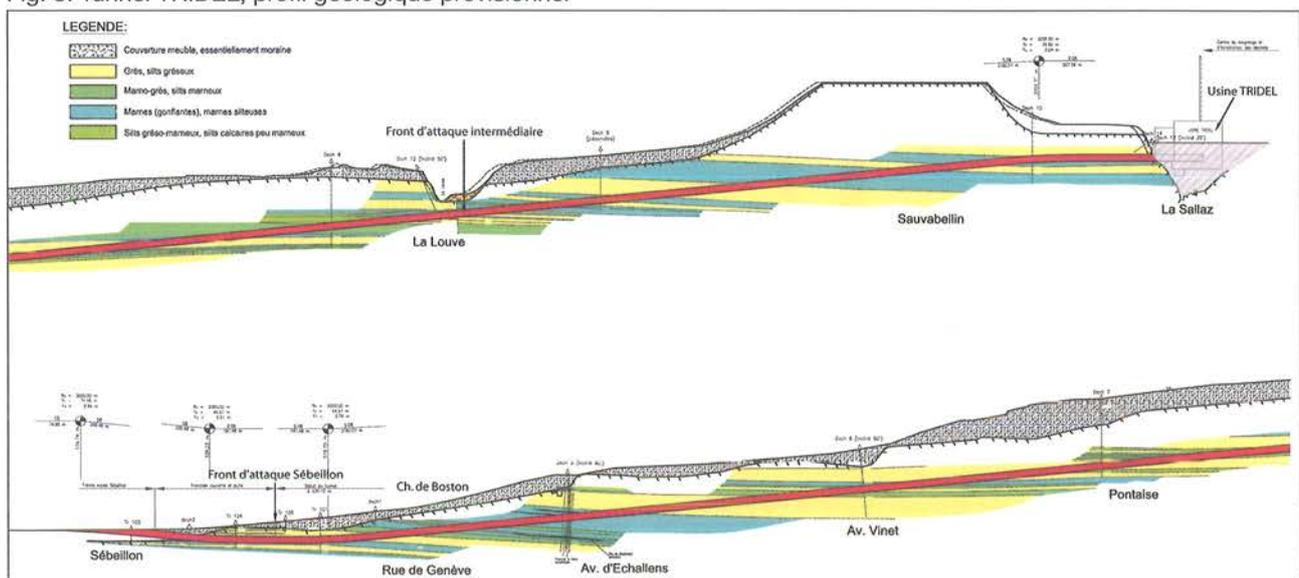
Sur l'ensemble du tracé, les proportions grès/faciès intermédiaires marno-silto-gréseux/marnes effectivement rencontrées ont été de 33%, 55% et 12%, soit une proportion moindre que prévu de marnes au profit des grès. La roche s'est montrée très peu tectonisée, au point que même les deux sites où une tectonisation était crainte se sont révélés sains. Aucune mauvaise surprise géologique n'a été rencontrée, et les conditions hydrogéologiques se sont également révélées très favorables, avec en tout et pour tout quelques rares venues d'eau de faibles débits.

Les différents faciès rocheux rencontrés ont fait l'objet de très nombreux essais de résistance à la compression au laboratoire de mécanique des roches de l'EPFL, dont les résultats globaux moyens se sont révélés très proches de ceux effectués préalablement et fournis dans le cadre du dossier d'appel d'offres.

Dans le détail et sans grande surprise, la répartition et l'extension des différents faciès stratigraphiques s'est révélée très capricieuse et sans grande continuité, comme peuvent l'être les formations alluviales sous-marines et sous-lacustres.

Le pendage stratigraphique des couches à grande échelle s'est révélé très faible, comme attendu dans une fourchette de 0 à 5°, généralement vers le Sud ou le Sud-Est.

Fig. 3: Tunnel TRIDEL, profil géologique prévisionnel



Quelques rares niveaux minces (décimétriques à pluri-décimétriques) de marnes argileuses plastiques et gonflantes ont été rencontrés, dans la partie inférieure (Sébeillon) du tracé et près du portail intermédiaire du vallon de la Louve.

La proportion des différents faciès de roche prévus et rencontrés lors de l'exécution s'établit comme suit:

Tableau 1: Comparaison des pourcentages des différents types de Molasse estimés et relevés en cours d'exécution

	Etude prévisionnelle	Relevés en cours d'exécution
Grès moyens et grossiers	25%	33%
Faciès intermédiaires (y.c. grès fins et silteux)	50%	55%
Marnes	25%	12%

Les caractéristiques mécaniques des roches rencontrées ont fait l'objet de 341 carottages aux fronts pendant presque toute la durée d'exécution. Confiés au laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL pour essais de compression simple, de traction brésilienne et de module d'élasticité, ces prélèvements ont donné lieu à des résultats indiquant des propriétés mécaniques très proches des valeurs obtenues pendant l'étude comme indiqué dans le tableau suivant:

Du point de vue de la tectonique, seules des fractures fermées occasionnelles ont été rencontrées (pas de zones de broyage, pas de plans de décollement). Ces fractures n'ont donné lieu qu'à des venues d'eaux très faibles dans

quelques cas (suintements, jusqu'à quelques l/min temporaires).

Le litage stratigraphique des couches, très peu prononcé, n'a que très rarement donné lieu à des problèmes de tenue en calotte.

3.4 Methodes d'exécution et soutènements

Sur la base d'une reconnaissance géologique détaillée et d'un risque admis préalablement à 5% (précision des prévisions) conjointement au maître de l'ouvrage, l'appel d'offre publique «forfaitaire» auprès des entreprises spécialisées en travaux souterrains associés à des bureaux d'ingénieurs spécialisés avait pour but que le groupement de spécialistes, assume la pleine responsabilité sur les méthodes d'exécution selon la nature et la structure de la roche, les coûts de l'ouvrage et son planning.

C'est sur cette base que neuf groupements d'entreprises et d'ingénieurs ont répondu à l'appel d'offre afin d'exécuter ce projet. Huit de ceux-ci ont proposé la creuse avec un front d'attaque montant par un tunnelier et la mise en œuvre d'un revêtement quasi définitif pour des montants allant de 30 à 58 millions. Un seul groupement d'entreprises a proposé la creuse en attaque ponctuelle, pour un montant de 30 millions, avec trois fronts d'attaque dont un descendant. Après clarification des méthodes de soutènement proposées avec le collège d'expert composé du bureau responsable des études géologiques, d'un représentant spécialiste en travaux souterrains de la Société Suisse des Entrepreneurs et d'un bureau d'ingénieurs, ce projet a été retenu et exécuté essentiellement entre 2004 et 2005.

Tableau 2: Comparaison des paramètres géomécaniques selon prévisions à partir des carottes de forages et selon les essais lors de l'exécution (Les valeurs moyennes \pm écart-type avec valeurs min. et max. indiquées entre parenthèses)

Type de molasse	Résistance à la compression simple σ_c (MN/m ²)		Module d'élasticité E (MN/m ²)		Résistance à la traction brésilienne σ_t (MN/m ²)	
	Etude Géologique	Exécution	Etude Géologique	Exécution	Etude Géologique	Exécution
Grès moyen à grossier	17.5 \pm 5.8 (11 - 28.3)	16.9 \pm 9.3 (4.7 - 50)	3856 \pm 1663 (1800 - 6800)	4183 \pm 2483 (630 - 13000)	0.65 \pm 0.36 (0.32 - 1.25)	1.1 \pm 0.61 (0.2 - 3.8)
Macignos et molasse silteuse	32.4 \pm 19.4 (16 - 73.2)	27.2 \pm 15.4 (2.5 - 84.6)	5498 \pm 4572 (1000 - 15'800)	6168 \pm 3814 (400 - 19500)	1.53 \pm 1 (0.61 - 3.66)	2.1 \pm 1.17 (0.1 - 6.4)
Marne	4.25	4.5 \pm 4 (0.2 - 16.1)	800	758 \pm 475.5 (50 - 1650)	0.4	0.5 \pm 0.35 (0.2 - 1.3)
Nombre d'échantillon	24	342	24	342	20	314

Différents profils ont été retenus afin de prendre en compte le cas de milieux rocheux homogènes tel que les grès et les marnes et surtout d'établir les scénarios pour les profils intermédiaires.

Ci-après sont synthétisés les profils retenus

Fig. 4: Profil normal avec un soutènement en béton projeté + treillis et clous dans la molasse essentiellement gréseuse

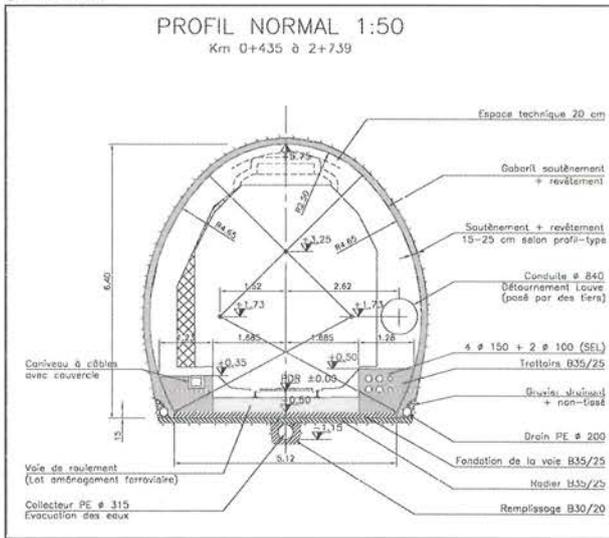
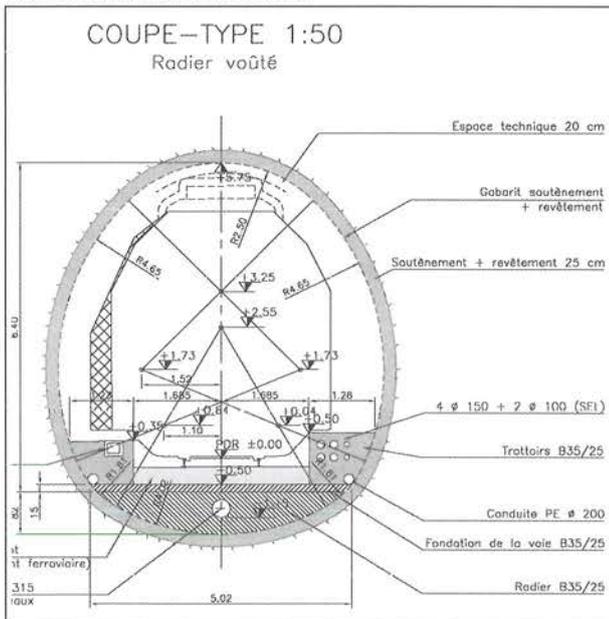


Fig. 5: Profil normal avec béton projeté + cintres-lourds + radier voûté pour reprendre les pressions de gonflement notamment dans les marnes

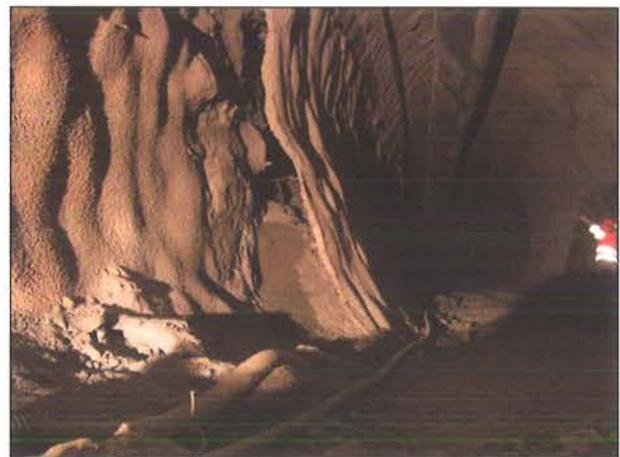
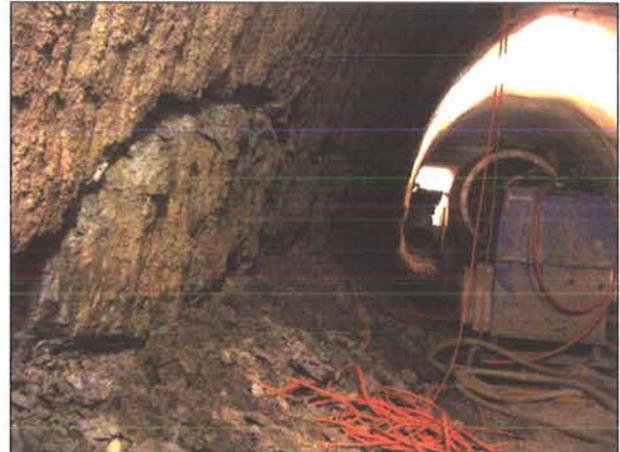


Aucun accident géologique n'a affecté l'exécution des travaux de creuse. Toutefois le choix des machines préalablement proposé a été passablement modifié durant le chantier entraînant un prolongement des travaux de creuse d'environ 6 mois et de nombreuses mesures correctives des soutènements définitifs imputables à une sous estimation des mesures de précautions immédiates à prendre lors

de la présence de marne plastique et gonflante. Fort de cette expérience, on ne peut que rappeler que le suivi géologique de la creuse est important, que la Molasse est construite d'alternance connue et reconnue de grès et de marnes. La répartition des contraintes autour de l'anneau d'une roche considérée comme tendre respecte la loi intangible «contrainte déformation». De même, les marnes doivent être traitées dès leur mise à jour afin de limiter leur dégradation au contact de l'air et de l'eau.

Les deux exemples ci-après sont des phénomènes de désagrégation des marnes qui se sont produits en moins de trois mois après la creuse et qui ont nécessité des travaux de confortation conséquents.

Photos 1 et 2: Altération des marnes travaux de purge et de consolidation



En conclusion, les faits ont montré que, globalement, les relevés géologiques initiaux ont bien correspondu aux conditions rencontrées. Dans le cadre d'une exécution à forfait, en entreprise totale, il y a lieu d'être encore plus rigoureux sur les termes contractuels lors des séances de clarification avant la signature du contrat. En effet, s'il y a lieu d'accepter les innovations tant dans les matériaux que des machines et des méthodes on ne peut admettre que celui qui propose n'assume pas le risque, à moins de

faire partager ce risque avec les deux parties. Le prix offert ne peut être la garantie du prix facturé, les normes SIA permettant d'honorer les plus et moins values sur les quantités ; elles aident les parties à définir les variables des projets mais elles ne garantissent pas le choix des hommes et des méthodes.

4. Tunnels de metro M2

4.1 Description du projet

Le projet du métro m2 à Lausanne consiste à réaliser sur la quasi-totalité du tracé un réseau à doubles voies depuis les bords du lac à Ouchy (372 m). Il s'agit d'un véritable ascenseur urbain de plus de 6km vers les hauts de Lausanne au lieu dit «Les Croisettes» (711m) sur la commune d'Epalinges et la réalisation de 14 stations le plus souvent enterrées. Le garage atelier, quant à lui, se situe à proximité de l'échangeur autoroutier des hauts de Lausanne au lieu dit «Vennes» à environ 700m d'altitude.

Il est à noter que la quasi-totalité du volume de terrains excavés dans les tunnels a pu être mis en dépôt sur le territoire Lausannois, permettant de réaliser une économie de projet conséquente et de valoriser localement le patrimoine de la commune.

Cela a permis:

- sur le site de Vennes (700m) de transformer la tranchée ouverte en une tranchée couverte valorisant le bien foncier du site sur plusieurs hectares et de limiter les dépenses d'exploitation surtout en hiver.
- sur le site de la Sallaz, de masquer un pont par un remblai végétalisé.

Fort de la réaction positive de la population sur ces modifications de projet la commune de Lausanne a pris l'initiative de couvrir la partie inférieure du tracé sur plus de cinq cent mètres permettant à deux quartiers fortement urbanisés d'être relié par une promenade piétonne.

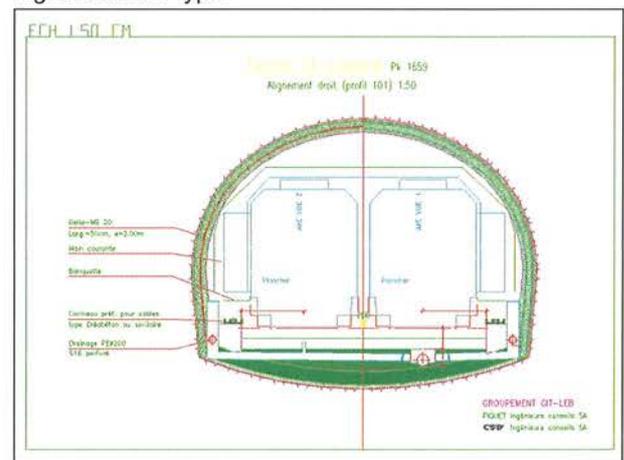
Le projet se résume par les travaux suivants:

- 8 nouveaux tunnels: Autoroute-442ml, route de Berne-662ml, falaise-503ml, Bugnon-486ml, Perdonnet-67ml, Langallerie-136ml, Viret-279ml, St Laurent-314m. Soit une longueur totale de 2889 m.
- Adaptation des radiers et pieds droits de deux tunnels de la ligne funiculaire existante entre la place de l'Europe et la gare CFF sur une longueur de 484 m.
- 3 tranchées couvertes d'une longueur totale de 1300m.

- 1 tranchée ouverte d'une longueur totale de 270 m.
- 3 ponts, dont le plus important est le pont du Vallon de 230 m de longueur ainsi que le pont St Martin qui a la particularité de s'appuyer dans les culées centenaires du pont Bessières dont 50% de la section transversale a été réduite pour permettre le passage du métro.
- 14 stations dont 8 nouvelles entièrement enterrées, et une seule à quai central (la Sallaz).

La section courante de creuse du tunnel à deux voies est conçue en forme de fer à cheval nécessitant un profil d'excavation d'une largeur de 9 m et d'une hauteur de 7,2 m environ.

Fig. 6: Section type



Initialement, seul le profil du tunnel de Langallerie a été reconnu comme devant traverser entièrement des terrains meubles, nécessitant une creuse par étapes, tandis que les tunnels de St Laurent, Viret, Falaises et route de Berne devaient rencontrer une Molasse essentiellement gréseuse parfois avec une épaisseur très mince de roche en calotte. Tous les tunnels ont, par la nature des sols et des ouvrages existants, la particularité d'avoir des portails à réaliser dans des conditions difficiles voir très délicates nécessitant la mise en œuvre de plusieurs voûtes parapluies injectées et renforcées par des tubes ROR.

Pour ce qui concerne les autres tunnels, ceux-ci sont situés tantôt entièrement en Molasse, tantôt en terrain meuble. Le long du tracé, certains tronçons correspondent à des sections mixtes, à savoir en terrain meuble dans la zone de la calotte et en Molasse dans la zone du radier à cause de la présence de surcreusements du toit de la roche molassique. Ces sections d'excavation à géologie mixte concernent les zones de portail des tunnels.

Le tunnel Autoroute est le seul à avoir été totalement réalisé en descente ; il a nécessité la mise en œuvre de 12 voûtes parapluies d'environ 13 ml sur tout le pourtour de la section avant de rencontrer une Molasse essentiellement gréseuse et homogène.

Le tunnel des Falaises a été exécuté totalement dans une Molasse gréseuse homogène si ce n'est une discontinuité marquée par une fissure remplie d'éléments fins.

4.2 Travaux de reconnaissance géologique du trace

L'ouvrage du M2 présente des conditions caractéristiques d'ouvrages souterrains à faible, voire très faible profondeur, le plus souvent en rocher altéré (Molasse grésomarneuse) et localement dans des terrains meubles souvent saturés).

Afin d'optimiser le coût du projet, celui-ci a fait l'objet d'une importante campagne de sondages carottés destinés à mieux connaître la nature des sols, leur géométrie et leurs aléas.

Le soubassement rocheux est, comme pour le tunnel TRI-DEL constitué par la Molasse Grise de Lausanne (Aquitainien). La couverture quaternaire est constituée de dépôts morainiques rhodaniens et tardi-glaciaires (glacio-lacustre limono-argileux et limono-sableux, fluvio-glaciaires sablo-graveleux) et, dans une courte zone au centre ville (Saint-Laurent), par un remplissage palustre d'un sillon d'érosion.

Si l'on met à part le tronçon en tranchée couverte entre Ouchy et la gare, on dénombre cinq tronçons en terrain meuble totalisant environ 450 m, soit 15.8% du tracé en tunnels entre Lausanne Flon et Croisettes-Epalinges, qui totalise 2889 m. Trois de ces tronçons étaient prévus dans le cadre des études. Pour les deux autres, la sortie du soubassement était plus ou moins connue: il s'agit du cas de la rue St-Laurent et de celui de Boissonnet dans le tunnel de la route de Berne.

Compte tenu des incertitudes géologiques relevées dans la campagne de sondages préliminaires, le maître de l'ouvrage, par sa direction de projet, a constamment favorisé la réalisation de sondages complémentaires depuis la surface, voire à l'avancement. Cela a permis de lever des incertitudes et de modifier le projet au droit du tunnel de la route de Berne au lieu dit «Boissonnet» et sur le tunnel de Perdonnet. Dans les deux cas, la présence présu-

mée de la Molasse n'a pas été confirmée malgré la proximité de sondages préalables exécutés parfois à moins de 10 mètres de l'axe du tunnel.

Cette attention particulière n'a malheureusement pas empêché un accident majeur de se produire à la place St-Laurent le 22 février 2005 en fin d'après midi, en plein centre ville, affectant le sous-sol d'un grand commerce en exploitation. Ces trois tronçons particuliers représentant environ 140 ml du tracé en galerie, soit moins de 5% des tunnels exécutés, constituent les surprises géologiques majeures rencontrées le long du tracé. Le surcoût dû aux imprévus géologiques de projet est de l'ordre de 8 millions sur les 140 millions de travaux de génie civil, soit environ 6% de ces travaux. Le sinistre de St Laurent, pris en charge par le pool d'assurance, affecte le budget pour environ 10 millions dont 3 millions comme dégâts aux tiers.

En ce qui concerne le tronçon délicat du tunnel Viret qui se situe à proximité de la cathédrale de Lausanne, des reconnaissances par forages carottés exécutés avant les travaux de creuse ont montré que la calotte du tunnel était située au plus près à environ 80 cm sous des terrains pulvérulents et aquifères. Aussi, le drainage de la nappe, à long terme, risquait de provoquer des tassements sous les fondations d'ouvrages médiévaux dont la cathédrale. Après l'exécution de sondages complémentaires mettant en évidence le risque d'une discontinuité du toit rocheux, la présence de microfissures ainsi qu'une possible discontinuité entre marnes et grès il a été décidé de s'octroyer la garantie d'une couverture rocheuse homogène de l'ordre de trois mètres.

A St-Laurent, un surcreusement avec remplissage de matériaux sablo-limoneux lacustres et palustres aquifères a été rencontré. A Boissonnet, un sillon plus profond que prévu avec remplissage morainique, glacio-lacustre et fluvio-glaciaire a été traversé sur une trentaine de mètres en calotte et sur une quinzaine de mètres en radier ; des dépôts meubles identiques, avec prédominance de sables graveleux fluvio-glaciaires, ont été traversés sur 115 m à partir de la station Bessières

4.3 Tronçons particuliers

4.3.1 Tunnel de Saint-Laurent

Au cours des études préliminaires, cette partie d'ouvrage a fait l'objet d'une optimisation de son tracé. En effet, après les premières reconnaissances géologiques, la présence reconnue aquifère d'une ancienne zone marécageuse remplie de matériaux glacio lacustre, sa proximité

en calotte, et la volonté d'optimiser la longueur du tracé, il a été décidé par les concepteurs de déplacer le parcours vers l'Est en accentuant la courbe et de réduire la vitesse commerciale

Aussi sur le tracé définitif et son profil géologique initial il est indiqué que l'on se trouve en molasse, excepté sur 30 ml où l'on traverse en calotte un passage morainique d'une épaisseur conséquente. Celle-ci est reconnue comme ayant une consistance ferme à très ferme pouvant très localement abriter des venues d'eau ponctuelles de faibles quantités qui proviennent, en profondeur, des interfaces moraine molasse.

Aussi, lors de la creuse, comme projeté, le soubassement rocheux molassique a été quitté en calotte soit sur le tiers supérieur du profil. Le toit du rocher était subhorizontal, et recouvert par une moraine de fond compacte qui présente de bonnes caractéristiques géo mécaniques. En fin de poste le 21 février la présence d'une tache d'humidité sur le front d'attaque a été observée et lors de la reprise du poste le 22 février 2005, les spécialistes ont mis en œuvre les diverses mesures prévues à cet effet. C'est en fin d'après midi, en moins de deux heures, que le phénomène s'est fortement aggravé par une venue d'eau conséquente qui a provoqué la rupture du front d'attaque et entraîné des sables graveleux fluvio-glaciaires avec lentilles de limons argileux. Ceux-ci ont fait irruption dans le tunnel et un affaissement du terrain s'est propagé jusqu'à la surface, située 15 m au-dessus de la calotte. Celui-ci a affecté les sous-sols d'un bâtiment qui abrite une grande surface commerciale en exploitation. Par chance

aucune personne ne se situait au droit du sinistre et seuls des biens matériels ont été affectés.

Les travaux de confortation du site ont été réalisés en moins de dix jours et la place sinistrée rendue aux usagers moins de 4 mois après l'évènement.

Les investigations géologiques et géotechniques et surtout la creuse du tunnel au printemps 2006, a permis d'observer la discontinuité des sols en place et la présence d'une zone anciennement érodée au pied de la falaise de molasse remplie de matériaux sablo graveleux saturé sans cohésion.

La méthodologie de la creuse après l'effondrement et les responsabilités des intervenants a fait l'objet d'une large consultation et concertation. Il fut choisi de retenir une consolidation des sols par injection contrôlée au double obturateur et pression injectée arrêtée à 5 bars. Cette méthode fut retenue, tant sur la double voûte parapluie renforcée par des tubes ROR que du front d'attaque par des clous passifs en fibre de verre. Les travaux ont été exécutés sans affecter l'écoulement de la nappe phréatique et ont limité les effets sur le voisinage.

4.3.2 Station de la Riponne

Réalisé en tranchée ouverte sur 85 m au droit de la station, le tracé a quitté le soubassement rocheux au total sur un peu moins de 120 m, enjambant la dépression naturelle du vallon de la Louve qui a été comblée au 18^{ième}

Fig. 7: Profil géologique initial du Tunnel St.-Laurent

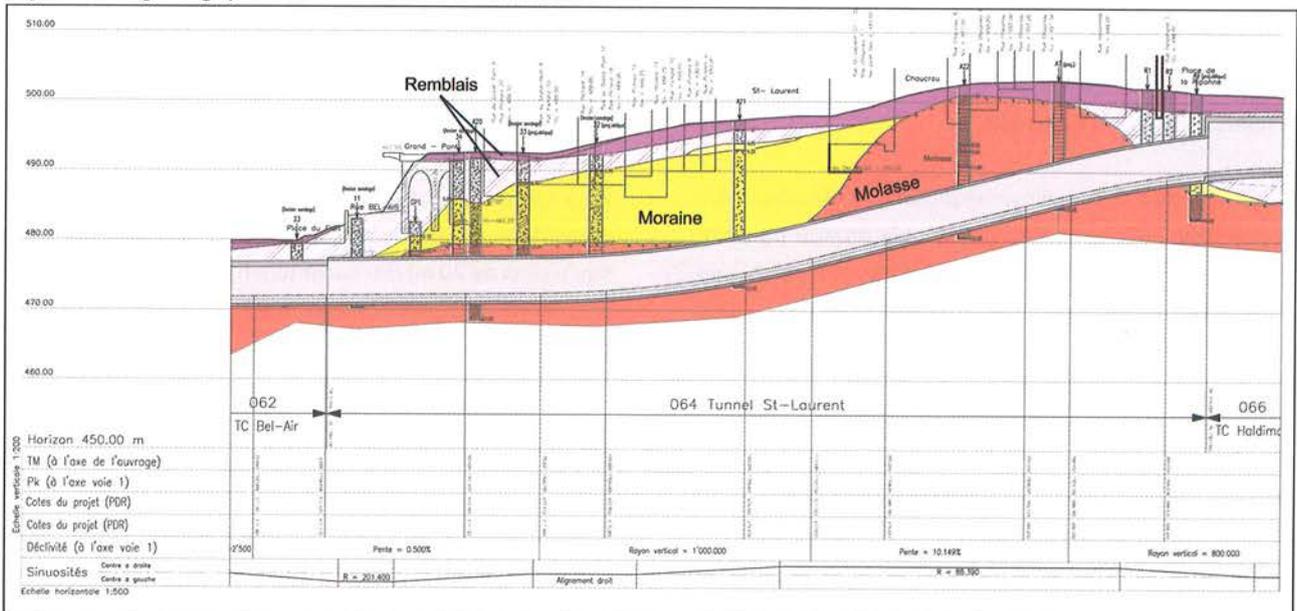
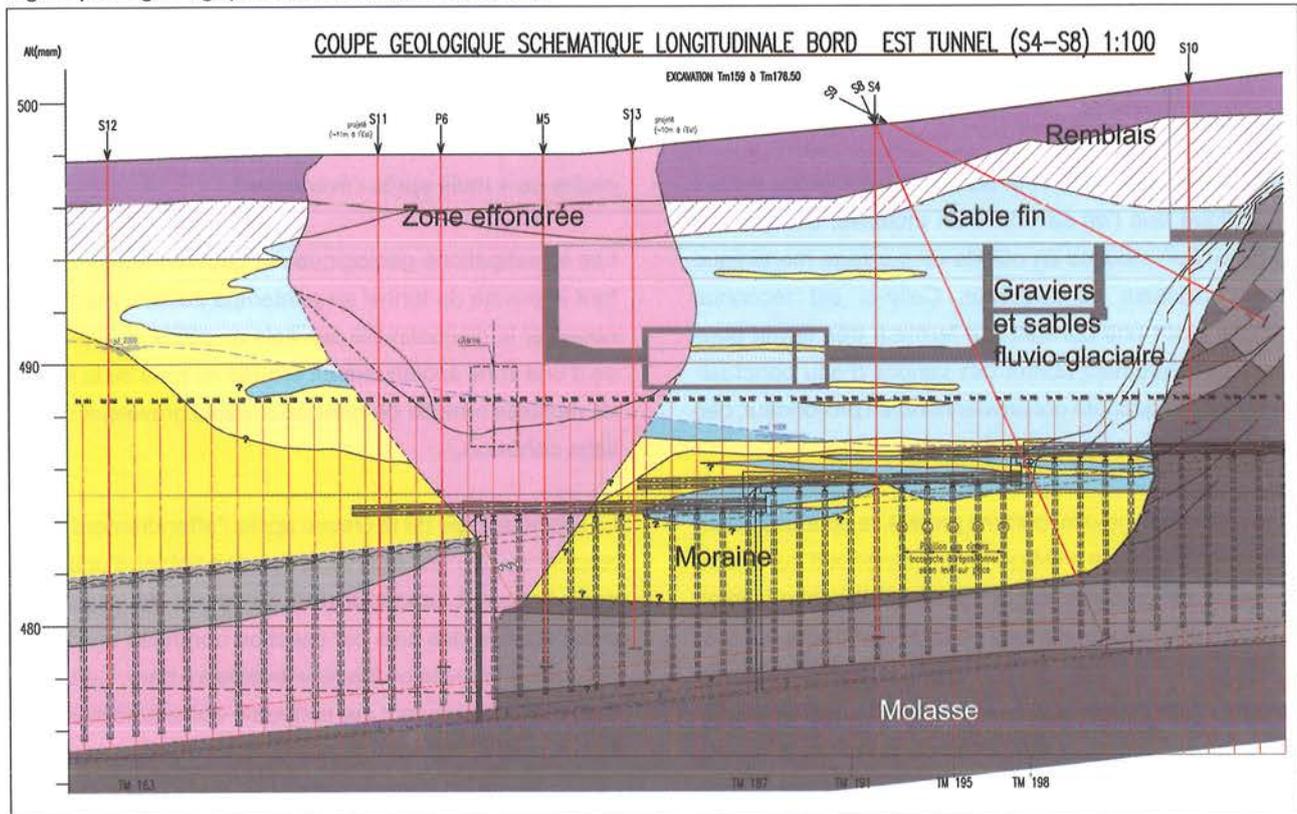


Fig. 8: profil géologique réel du Tunnel St.-Laurent



siècle. Les zones portail des deux tunnels (St-Laurent et Viret) se situaient brièvement en terrain meuble (moraine) et molasse altérée, nécessitant des travaux sous plusieurs voûtes parapluies.

4.3.3 Tunnel de Viret

Afin de minimiser le risque de tassement en surface – où se trouve la cathédrale – en raison de l'effet drainant possible du tunnel sur l'aquifère des terrains meubles de couverture, il a été décidé de modifier le profil en long du tracé en approfondissant celui-ci, dans le but d'augmenter la faible couverture rocheuse.

Ce tunnel, de 279 m a ainsi rencontré une Molasse à forte prédominance gréseuse sur la plus grande partie du tronçon avec de très faibles venues d'eau limitées à quelques litres/minute, sans conséquence en surface.

4.3.4 Tunnel de Langallerie

Le tunnel de Langallerie, conformément aux prévisions, a été exécuté en terrain meuble sur 115 m de longueur: Le terrain de couverture était constitué en majeure partie de sables et graviers fluvioglaciers qui ont nécessité la réali-

sation du tunnel en section partielle, pied droit, zone calotte, puis le stross. Chaque phase de creuse a nécessité un renforcement des sols en place par la mise en oeuvre d'une voûte parapluie et front d'attaque consolidé par jetting..

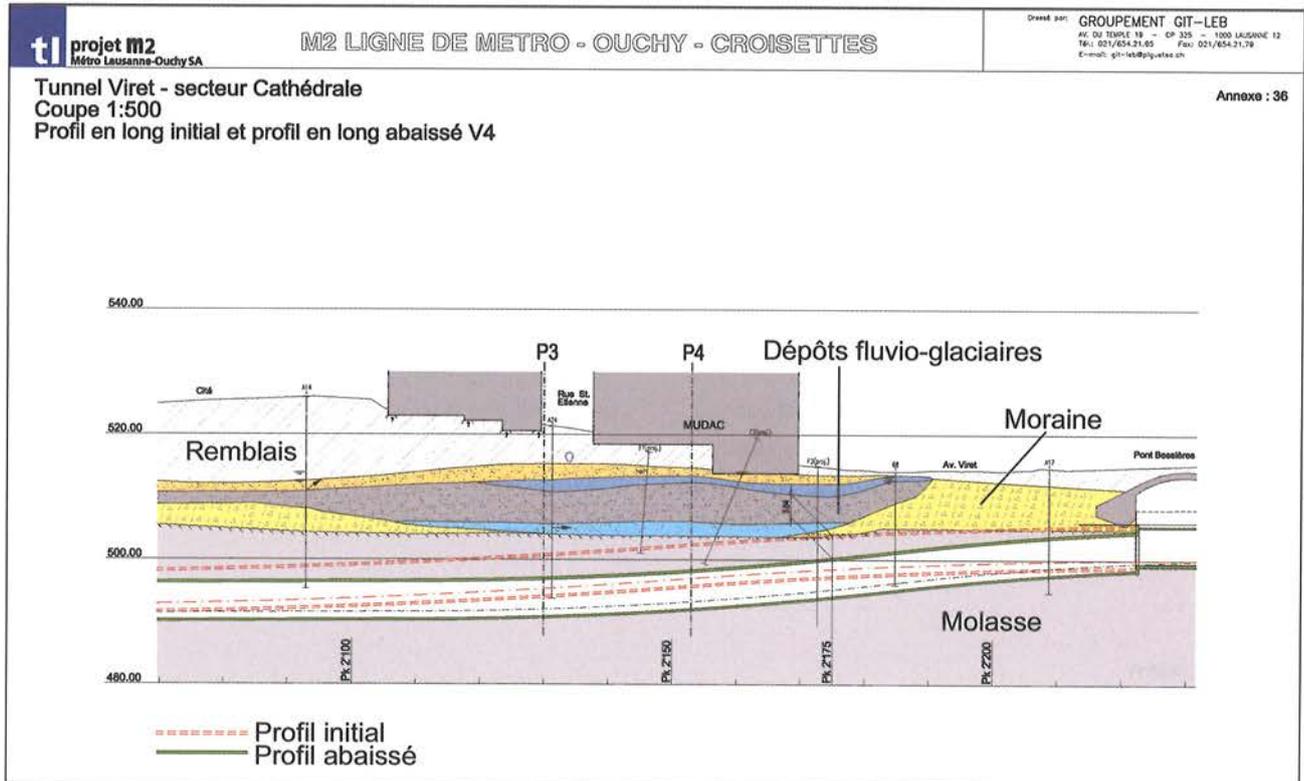
Ce travail par étapes a permis de réduire très sensiblement les tassements sur le voisinage et les galeries des pieds droits ont permis de mettre en place les blocs de fondation pour l'appui des cintres métalliques du soutènement et réduire les tassements à long terme.

4.3.5 Cas de Boissonnet au tunnel de la route de Berne

Ce tunnel, le plus long du tracé M2 avec 665 m, a été prévu à une profondeur plus importante (jusqu'à 30 m de couverture) afin d'éviter les surprofondeurs reconnues (jusqu'à plus de 20 m) de couverture morainique, au droit du chemin de Boissonnet notamment.

Pourtant des forages réalisés en 2004 pour la mise en place d'incréx et d'inclinomètres ont révélé la présence d'une couverture morainique plus profonde que prévu et ont nécessité la réalisation de forages complémentaires verticaux. Ces derniers ont confirmé l'existence d'un surcreusement plus important que prévu avec présence de moraine et de dépôts fluvioglaciers sableux saturés

Fig. 9: profil géologique du Tunnel Viret



avec blocs alpins et panneaux de Molasse. Ces matériaux quaternaires ont été rencontrés sur 45 m de longueur en calotte, et très brièvement jusqu'au radier.

Cette intrusion dans la couverture quaternaire non prévue a nécessité l'arrêt des travaux de creuse pour effectuer à l'avancement une consolidation tant de l'anneau que du front d'attaque. Compte tenu de la prédominance de matériaux fluvioglaciers sablo-graveleux et d'un écoulement probablement transversal au tracé, il a été décidé de privilégier ces renforcements par jetting renforcés en calotte par 4 voûtes parapluies. Le front d'attaque a été consolidé également par jetting et clous en fibre de verre.

4.4 Suivi d'exécution

Pour les travaux de génie civil et souterrains, la gestion des travaux a été confiée par lots à des groupements de mandataires (Ingénieurs, spécialistes, architectes) qui ont été conduits par la direction de projet déléguée par le Maître de l'Ouvrage et engagée spécifiquement pour ce projet. La gestion du système de transport est suivie par la direction de projet qui assume partiellement des responsabilités de concepteurs. Le suivi régulier du projet est assuré par un administrateur délégué du M 2 et le directeur des transports publics Lausannois. Le département des infrastructures assure par son chef de département et son

chef de service le suivi du dossier ; au niveau Fédéral, c'est par son Office Fédéral de Transports que le projet est validé dans ses différentes phases. La nouveauté des techniques mises en oeuvre et les améliorations constantes de ce projet a nécessité une collaboration régulière entre la direction de l'OFT et celle du M 2. On doit relever l'excellente collaboration entre nos entités qui a permis à ce jour de suivre la planification d'avancement des études et des travaux. La rapidité des décisions et l'implication régulière des acteurs et experts, à l'amont du projet, a permis cette dynamique, y compris lors des modifications du tracé ou lors du sinistre de St Laurent.

Pour la Ville de Lausanne, celle-ci a délégué par lot un collaborateur pour assurer la coordination des travaux du M2 avec ceux de la ville et apporter les solutions aux questions quotidiennes. Les habitants ont été informés de l'évolution du chantier avant et pendant les travaux par des séances publiques, voire spécifiques afin d'anticiper les nuisances ou d'informer sur nos difficultés. Ils ont pu également suivre, par des visites particulières, l'avancement du projet. A ce jour trois portes ouvertes ont été organisées ainsi que des visites par groupes également. Ce ne sont pas moins de 130'000 visiteurs qui ont pu se rendre sur le chantier dont 70'000 lors des portes ouvertes.

Avant les travaux de creuse, un réseau de surveillance des ouvrages existants a été mis en place par un groupe-

ment de spécialistes indépendant des projeteurs. Ces derniers ont pris en compte les risques de projets établis par les concepteurs, la nature des sols dans la zone d'influence et la nature des bâtiments ainsi que la voirie en place. Ce sont pas moins de 200 bâtiments qui ont fait l'objet d'un état des lieux avant la mise en œuvre du chantier, puis, d'un suivi pendant les travaux et d'un constat après réception d'ouvrage. Cet accompagnement de projet au Maître de l'Ouvrage a permis aux mandataires du projet de rester concentrés sur leur mandat, d'assurer une indépendance de ceux-ci envers les tiers et dans le cas du sinistre de St Laurent d'avoir une connaissance précise de l'environnement du bâti aux abords du sinistre. Cette méthode a été dûment suivie par le groupement d'assurances qui a assuré le projet de manière globale et à satisfaction des parties.

5. Conclusion

L'engagement pour une ville de la dimension de Lausanne (125'000 habitants) est un défi qui a été relevé par les différents acteurs de la construction essentiellement Suisse avec une collaboration performante de nos administrations. Le politique ne peut qu'être satisfait d'avoir participé à un challenge de cette ampleur et de constater que des projets novateurs peuvent encore évoluer après décision formelle du peuple, que les techniciens ont accepté d'être remis en cause et ont eu l'humilité de revoir le projet, et enfin de constater que les administrations ont accepté d'accompagner avec enthousiasme ces améliorations très significatives des projets

La rigueur de gestion d'un tel projet ne peut être mise en œuvre sans un engagement accru des différents intervenants qui accompagnent le Maître de l'ouvrage. A ce jour, les travaux exécutés ont tous été métrés et aucun litige majeur n'est enregistré pour les travaux de génie civil.

On peut toutefois regretter, que pour le suivi du projet, certains politiques n'acceptent pas d'annoncer les risques de projet à la population et de faire savoir que ceux-ci sont suivis avec compétence et rigueur. Il y a lieu de rappeler que des projets d'une telle ampleur, conçus au fil du temps, ne sont pas aboutis dans le détail lors de la décision politique. Le politique doit préciser l'état d'avancement des études, que la mise en œuvre de tout chantier dépend des hommes et des femmes forts de leurs expériences, que le sous sol a ses incertitudes et que la méthode de travail pour les travaux souterrains influence fortement le projet. Celle-ci ne peut être entreprise sans

l'accord de tous les acteurs. Aussi il doit être rappelé que les incertitudes de projet s'expriment par un liste des risques, elle est évolutive, de même qu'elle se doit d'être suivie par un collège de spécialistes aptes à analyser le projet permettant au Maître de l'Ouvrage de faire ces choix.

Nous sommes dans une société, qui a soif de connaissances, qui a de plus en plus une certaine compréhension de la technique, qui réclame transparence et information, aussi doit-on à terme apporter la réponse aux questions légitimes, en admettant que celles-ci ne sont pas réservées aux uniques experts et spécialistes.

Arlberg Strassentunnel/Eisenbahntunnel Flucht- und Rettungswege – Realisierung unter Betrieb

Hanspeter Stadelmann, Dipl. Bauing. ETH/SIA
Implenia Bau AG, Aarau

1. Das Projekt

Der Arlberg-Strassentunnel mit einer Länge von rund 14 km wurde im Jahr 1973 als zweiröhriger Tunnel geplant und 1978 als einröhriger Tunnel mit Gegenverkehr in Betrieb genommen. Vorinvestitionen in die Querschläge der künftigen zweiten Röhre, deren Realisierung zur Zeit nicht absehbar ist, wurden getätigt.

Der bestehende rund 10 km lange einröhrige Arlberg-Eisenbahntunnel ist zweigleisig und besteht seit mehr als 100 Jahren.

Die beiden einzigen ganzjährig befahrbaren innerösterreichischen Ost-West-Verbindungen liegen zwischen St. Anton in Tirol und Langen in Voralberg. Sie liegen räumlich nahe beieinander und verlaufen annähernd parallel.

Wie ihnen sicherlich allen bekannt ist, legte man das Augenmerk, angeregt durch die Brandkatastrophen im Montblanc-Tunnel und im Tauerntunnel 1999, in den letzten Jahren verstärkt auf die Sicherheit in den Tunnelanlagen. In Österreich wurde ein Massnahmenkatalog zur Erhöhung der Sicherheit von Autobahnen und Schnellstrassen erarbeitet. Bereits 1999 begann man mit der Planung und den Überlegungen für ein Flucht- und Rettungssystem für die Tunnels am Arlberg.

In der Europäischen Union wurde über die Sicherheit in den europäischen Tunnelanlagen nachgedacht, um solche Unglücke in Zukunft möglichst zu vermeiden.

Das Ergebnis ist in der EU-Richtlinie 2004/54/EG zusammengefasst, welche zwei wesentliche Schwerpunkte beinhalten:

- Prävention von Unfällen; durch einen Tunnelmanager, Schulung der Strassenbenützer, Bau der Tunnelanlagen in Doppelröhrenausbildung und Erstellung von Notfallplänen.
- Reduzierung möglicher Folgen; durch Kommunikationsmöglichkeiten mit den Tunnelbenützern, Möglichkeiten zur Selbstrettung und der Errichtung von Notausgängen und Haltebuchten in entsprechenden Abständen.

Im Strassentunnel gab es vor der Inangriffnahme des Projektes im Wesentlichen nur die Portale, sowie die Rosannaquerung (eine Brücke über die Rosanna, bei der die Strassentunnelröhre ca. 70 m aus dem Berg hinausführt) als Fluchtmöglichkeit. Im Eisenbahntunnel sind es ebenfalls nur die Portale und beim 2001 fertiggestellten Wolfsgrubentunnel gibt es zusätzlich ca. in der Mitte eine Rettungsmöglichkeit.

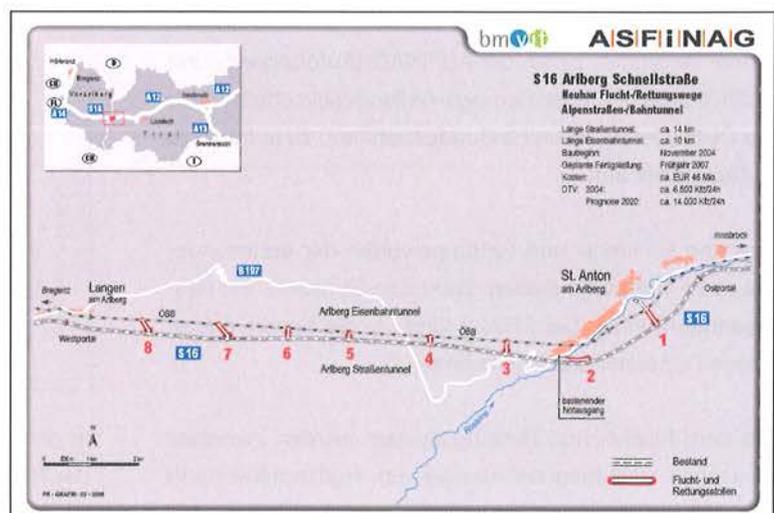


Bild 1: Projektübersicht

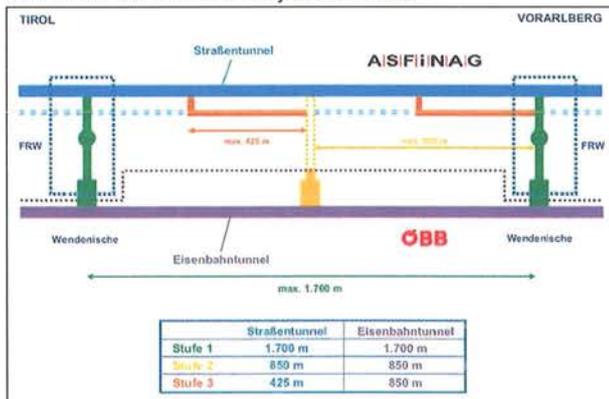
Im ungünstigsten Fall war folglich im Strassentunnel der längstmögliche Rettungsweg ca. 11 km und im Eisenbahntunnel ca. 10 km lang.

Gegeben durch die räumliche Nähe der Tunnels, sieht das Projekt vor die beiden Tunnels mittels eines Stollensystems zu verbinden. Damit wird für den Strassen- bzw. Eisenbahntunnel der jeweils andere Tunnel als Flucht- und Rettungsweg nutzbar gemacht.

Der hier vorgestellte Bau der Fluchtwege zwischen Strassentunnel und Eisenbahntunnel ist die erste von insgesamt drei Ausbaustufen:

- In der ersten Ausbaustufe werden 8 Fluchtstollen zwischen den beiden Tunnels im maximalen Abstand von 1700 m errichtet.
- Die zweite Stufe sieht wiederum 8 Fluchtstollen vor, so dass sich der Abstand zwischen den einzelnen Rettungstunnels auf etwa 850 m halbiert.
- In der dritten Ausbaustufe reduzieren weitere Rettungsstollen den Abstand der Fluchtmöglichkeiten im Strassentunnel auf 425 m.

Bild 2: Schematische Projektübersicht



Da das Projekt den Strassentunnel mit dem Eisenbahntunnel verbindet, treten die ASFINAG (Autobahnen- und Schnellstrassen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft) und die ÖBB (Österreichische Bundesbahnen), zu je 50% als Auftraggeber auf.

Von den 8 Flucht- und Rettungswegen der ersten Ausbaustufe verbinden sieben direkt den Strassen- mit dem Eisenbahntunnel. Der FRW 2 führt via die bereits bestehende Rosannaquerung ins Freie.

Mit dem Flucht- und Rettungssystem werden zwischen Strassen- und Eisenbahntunnel ein Horizontalabstand von 160 bis 400 m, sowie ein Höhenunterschied von bis

zu 31 m überwunden. Für die notwendigen Personensammelräume, welche Platz für 800 Personen bieten, wurden fünf als Kavernen in der Achse der künftigen zweiten Röhre und drei als Schächte geplant.

Die Gesamtlänge des Stollensystems (ohne Kavernen) beträgt in etwa 2'500 m, die fünf Kavernen zusammen ergeben 200 m. Die gesamte Ausbruchkubatur beläuft sich auf etwa 100'000 m³ theoretisch fest. Der maximale Fluchtwegabstand wird von 11km auf knapp 1'700 m verkürzt. Die Vergabesumme beträgt rund 28 Mio. Euro netto.

Baubeginn war im November 2004 und das prognostizierte Bauende wurde damals auf Januar 2007 festgelegt. Im Auftrag enthalten sind auch die Malerarbeiten, der Einbau der Tore sowie der Geländer.

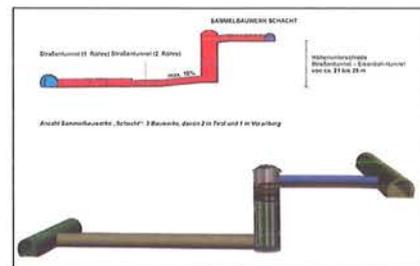
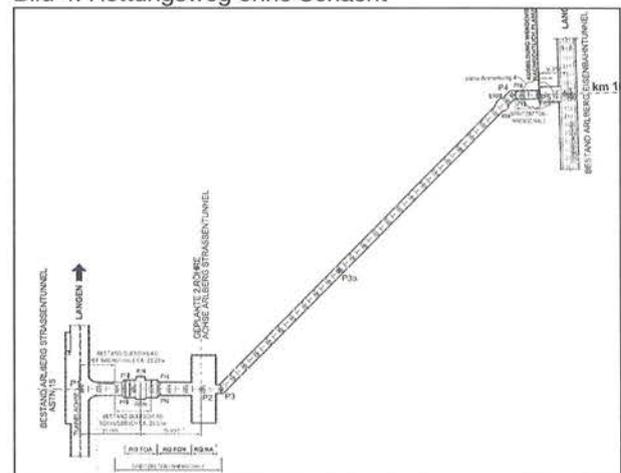


Bild 3: Rettungsweg mit Schacht

Die Rettungswege FRW 4, 5 und 6 wurden als Schächte geplant und ausgeschrieben, da für die Überwindung der Höhendifferenz von 20 bis 31 m die Distanz zw. Strassen- und Eisenbahntunnel für eine maximale Neigung von 10% zu kurz war, um auf direktem Weg die Verbindungsstollen herzustellen. In den Schächten wurde ein begehbare Wendel mit einer Steigung von 10% aus Stahl ausgeschrieben.

Bild 4: Rettungsweg ohne Schacht



In den übrigen Rettungswege waren die Distanzen und der Höhenunterschied zwischen den beiden Tunnels, so, dass die Rettungswege vom bestehenden Strassentunnel

FRW 3 und 1 auf der Tiroler Seite. Der FRW 2 war nicht zeitkritisch und konnte via Rosanna versorgt werden, sodass diese Arbeiten beliebig zwischen Bauphase 1 und 3 ausgeführt werden konnten. Gearbeitet wurde im Schichtbetrieb, an 7 Tagen die Woche.

Bild 7: Vortrieb Strosse Kaverne

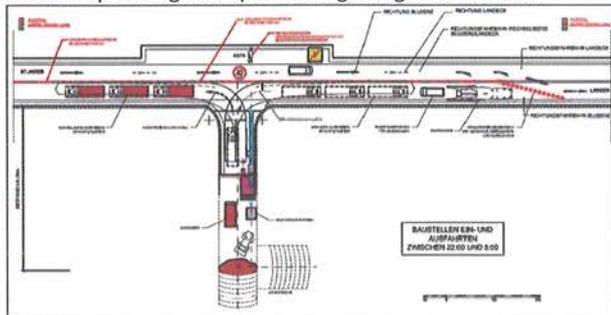


Für die Vortriebs- und Sicherungsarbeiten im zyklischen Vortrieb (Sprengvortrieb), bei engen Platzverhältnissen und vielen Profilwechseln wurden folgende Schlüsselgeräte eingesetzt: Zweiarmlige Bohrjumbos Atlas Copco 282, Fahrlader GHH 12.3, Tunnelbagger Liebherr 900 und Meyco Potenza. Die relativ grossen Querschnitte der Kavernen, mussten mit verhältnismässig kleinen Geräten ausgeführt werden.

Für die Ausbruchs- und Schutterungsarbeiten waren grundsätzlich zwei Verkehrsabläufe vorgeschrieben:

Am Tag (zwischen 5.00 und 22.00 Uhr) durfte der Verkehrsfluss im Strassentunnel nicht beeinträchtigt werden. Alle Geräte wurden entweder im Querschlag selber oder in einem weiter entfernten Querschlag (je nach Verfügbarkeit des Platzes) oder an den Portalen abgestellt. Am Tag konnte also nur reduziert gearbeitet werden, es waren keine Spreng- oder Schutterungsarbeiten erlaubt.

Bild 8: Sperrung der querschlagseitigen Fahrbahn



In der Nacht von 22.00 bis 5.00 Uhr wurde die querschlagseitige Fahrbahn im Bereich der maximal drei Baustellen

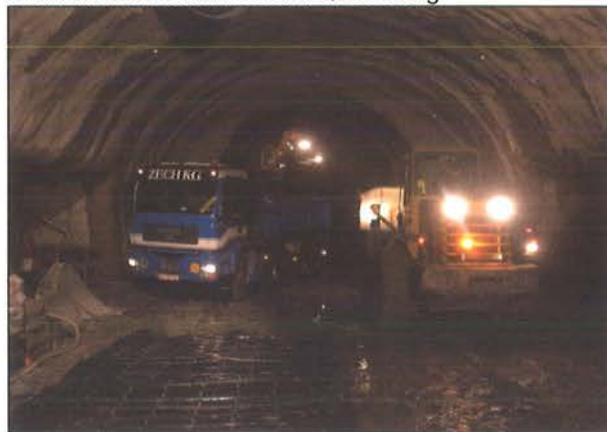
für den Verkehr gesperrt. Auf dieser Spur konnten die nicht benötigten Geräte abgestellt werden, während eine Spur für den Verkehr geöffnet blieb.

Bild 9: Gesperrte Fahrbahn während einer Sprengung



Bevor die Schutterfahrzeuge aus dem Querschlag fahren durften, musste aus Sicherheitsgründen grosser Wert auf die Reinigung gelegt werden. Während der Bagger die Ortsbrust reinigt, werden die Lkw's nacheinander beladen. Wenn eine zu grosse Schuttermenge den Abtransport am gleichen Tag nicht zulässt, wurde die restliche Menge Ausbruchmaterial, bei genügend Platz, im Querschlag zwischengelagert.

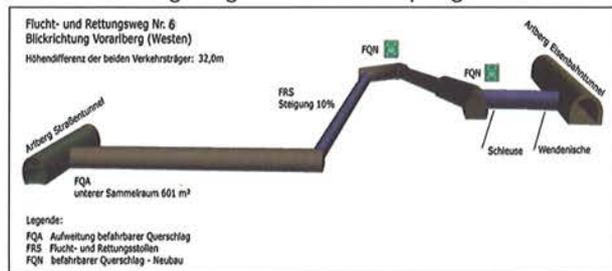
Bild 10: Platzverhältnisse im Querschlag



Als Deponiestandorte wurden vom Bauherrn zwei Standorte zur Verfügung gestellt: Am Westportal in Langen und im Osten bei der Mautstelle St. Jakob. In beiden Fällen waren die Fahrdistanzen nicht zu unterschätzen.

Wie bereits erwähnt sah die Amtslösung zur Überwindung der Höhendifferenz in den FRW 6, 5 und 4 eine Lösung mit Schächten vor. Die Erstellung dieser Schächte mit einem Durchmesser von 12,56 m war mit zwei Hilfsschächten, zur Ver- und Entsorgung, ausgebrochen mit dem System Alimak von unten und nachträglicher Aufweitung von oben angedacht.

Bild 11: Rettungsweg in Form einer Spange

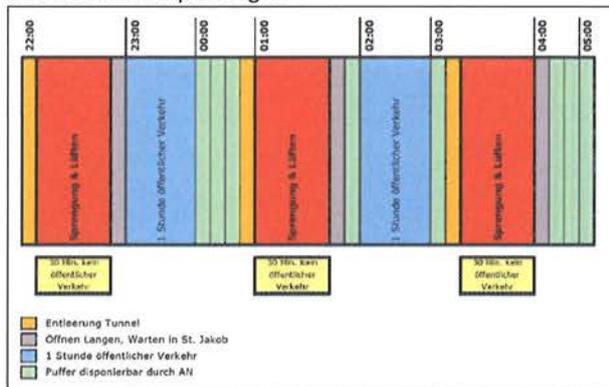


Im Zuge der Arbeitsvorbereitung hat der Auftragnehmer dem Auftraggeber eine Alternativlösung «Spange», welche auch zur Ausführung gekommen ist, vorgeschlagen. Die Höhendifferenz wird nicht in einem Schacht, sondern mit einem mit 10% steigenden Fluchtstollen in Form einer Spange überwunden.

Die Spangenzuglösung hat gegenüber der Schachtlösung entscheidende Vorteile: Der Rettungsweg wird durchgängig befahrbar, die Fluchtdistanzen werden nicht grösser, die Ausführung ist behindertengerecht, die Instandhaltung wird einfacher und die Herstellungskosten reduziert sich.

3. Weitere Besonderheiten

Bild 12: Tunnelsperrungen



Aus Gründen der Verkehrssicherheit wurden vom Auftraggeber für sämtliche Sprengungen pro Tag drei Zeitfenster für Totalsperrungen vorgegeben. Die Sprengfenster wurden in der Zeit der Teilsperre zwischen 22.00 und 5.00 Uhr festgelegt, in welcher auch der Abtransport des Ausbruchmaterials zu erfolgen hatte.

Diese Einschränkungen haben den Vortrieb dermassen stark beeinflusst, dass sie einzig und allein zur leistungsbestimmenden Grösse wurden.

Für den Ausbruchabtransport mussten LKW-Konvois gebildet werden, welche am Ende, durch ein Sicherheitsfahrzeug begleitet, in den Verkehrsstrom einfädeln mussten.

In der Zeit der Teilsperre wurden jeweils die drei sich im Bau befindenden nebeneinanderliegenden Vortriebe mit der entsprechenden Leittechnik im Einspurverkehr befahren.

Der Verkehrsfluss in der Zeit der Teilsperren sah wie folgt aus: Während am Portal West auf rot geschaltet wurde, konnten die von Osten kommenden Fahrzeuge den einspurigen Baustellenbereich passieren. Nach einer halben Stunde wurde am Ostportal auf rot geschaltet, damit die am Westportal wartenden Fahrzeuge ebenfalls den Tunnel befahren konnten. Alternierend wurde so der Strassentunnel von Westen und Osten befahren.

Bild 13: Sprengwand



Eine weitere Besonderheit bilden die auf der Baustelle entwickelten Sprengtore. Ursprünglich waren nur leichte Schutzwände aus Sicherheitsgründen vorgesehen.

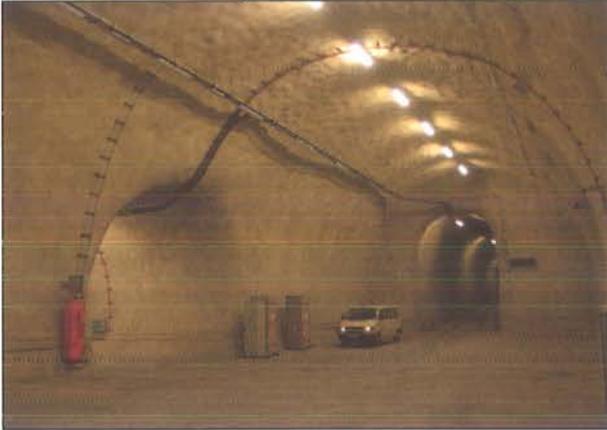
Durch die starken leistungsbestimmenden Einschränkungen bei den Sprengzeiten musste eine Lösung gefunden werden mit welcher, ab einem gewissen Vortriebsstand auf diese Einschränkung verzichtet werden konnte. Sicherheitsbestimmend waren Schall und Luftdruck und deren Einfluss auf das Fahrverhalten der Tunnelbenutzer. Man versuchte mit einer schweren massiven Betonkonstruktion die Schall und Druckwelle soweit zu minimieren, dass auch Sprengarbeiten am Tag unter Verkehr durchgeführt werden konnten.

Anhand von Modellrechnungen wurden die Deformationen der Sprengwände infolge der Druckwelle errechnet und visualisiert um die Tore und deren Verankerung dimensionieren zu können.

Anhand von Sprengversuchen und Schallpegelmessungen konnte belegt werden, dass sich mit guter Verdämmung und adäquater Menge der Ladung der Schallpegel unterhalb eines festgelegten Grenzwertes von 80 dB bewegte.

In der Folge wurden die Sprengbeschränkungen nach ca. 3/4 Jahren Bauzeit aufgehoben, was den Betrieb beschleunigen liess.

Bild 14: Kaverne mit Spritzbetoninnenschale

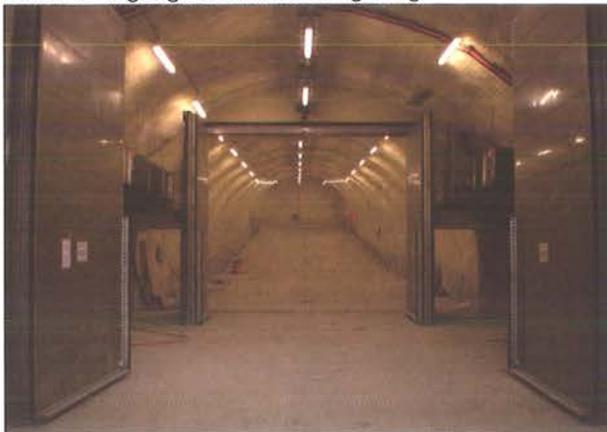


In den Kavernen und in den Übergangsbereichen zum Bahn- und Strassentunnel wurde eine Abdichtung eingebaut und ein Innengewölbe in Spritzbeton erstellt.

Insbesondere in den grossen Querschnitten der Kavernen musste bei der Applikation des Spritzbetons auf die Abdichtungsfolie viel Sorge getragen werden.

Die Bauarbeiten sind abgeschlossen. Die beiden Auftraggeber erhalten ein Bauwerk, das den gestellten Anforderungen mehr als gerecht wird. Die Abgabe ist erfolgt und die Inbetriebnahme auf Herbst 2007 vorgesehen.

Bild 15: Eingangsbereich Rettungsweg



4. Schlussbemerkungen

Mit dem ersten Auslandseinsatz der Implenia Bau AG konnte ein interessantes, und durch die verschiedenen Randbedingungen bestimmt nicht einfaches Projekt mit vielen nützlichen Erfahrungen abgeschlossen werden. Andere Normen, Mentalitäten und Umgangsformen mussten zuerst kennengelernt werden.

Während der gesamten Bauzeit wurde stetig optimiert, so auch, als sich zeigte, dass mit der veränderten, besseren Geologie als ausgeschrieben, das Schutterkonzept nicht

mehr zu erfüllen war. Mit dem Bau von Sprengtoren und der damit verbundenen Zeiteinsparung bzw. den flexibleren Sprengzeiten konnte eine Hürde erfolgreich genommen werden.

Ein normaler Betrieb war aber wegen den vorgegebenen Schutterzeiten und aus Platzmangel nicht möglich.

In einem Strassentunnel unter Verkehr anspruchsvolle Ausbruchs- und Ausbauarbeiten auszuführen, bleibt wohl für alle Projektbeteiligten, sowohl für den Auftragnehmer als auch für den Auftraggeber eine grosse Herausforderung.

Dokumentationen / Documentations

Grundlagen / Bases

D 0165	2000	Kennzahlen im Immobilienmanagement
D 0165	2001	Indices pour le management de l'immobilier
D 0174	2003	Modelle der Zusammenarbeit: Erstellung und Bewirtschaftung eines Bauwerkes
D 0178	2002	Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 2001 / Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 2001
D 0199	2004	Wirtschaftlichkeitsrechnung für Investitionen im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 480
D 0204	2004	Vergabe von Planeraufträgen – Empfehlungen für die Bereiche Architektur, Ingenieurwesen und für verwandte Branchen
D 0204	2004	Passation de marchés – Recommandations pour les domaines de l'architecture, de l'ingénierie et des branches apparentées
D 0205	2004	Lohnerhebung 2004 / Enquête sur les salaires 2004
D 0206	2005	Stundenaufwandermittlung 2004 / Enquête sur les temps nécessaire en heures 2004
D 0207	2006	Lohnerhebung 2006 / Enquête sur les salaires 2006
D 0213	2005	Finanzkennzahlen für Immobilien / Ratios financiers pour les immeubles
D 0218	2006	Ermittlung der Gemeinkosten und der Arbeitsstunden 2005 / Enquête sur les frais généraux et les heures de travail 2005

Ingenieurbau / Génie civil

D 076	1991	Grundlagen und Annahmen für den Nachweis der Ermüdungssicherheit in den Tragwerksnormen des SIA
D 095	1992	Inspektion und Instandsetzung von feuchtem und salzgeschädigtem Mauerwerk
D 099	1993	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse / Maintenance des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0128	1995	Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen
D 0129	1996	Erhaltung von Brücken – Aktuelle Forschungsergebnisse / Conservation des ponts – Résultats actuels de la recherche
D 0133	1997	Ermüdung von Betonbauten
D 0141	1997	Bauwerkserhaltung und Wirtschaftlichkeit – Perspektiven einer modernen Aufgabe Conservation des ouvrages et économie – perspectives d'un domaine d'activité moderne
D 0143	1997	AlpTransit: Das Bauprojekt – Schlüsselfragen und erste Erfahrungen
D 0144	1997	Erhaltung von Betontragwerken – Einführung in die Empfehlung SIA 162/5 Conservation des structures en béton – Introduction dans la recommandation SIA 162/5
D 0147	1999	Brückenabdichtungssysteme mit Polymerbitumen-Dichtungsbahnen – Untergrundvorbereitung, Haftvermittler, Dichtungsbahnen Systèmes d'étanchéité de ponts avec lés d'étanchéité à base de bitume polymère – Préparation des supports, enduits d'apprêt, lés d'étanchéité
D 0149	1998	Überwindung von geologisch bedingten kritischen Ereignissen im Tunnelbau Maîtrise d'accidents géologiques dans la construction de tunnels
D 0159	2000	Instandsetzung von Tunneln
D 0169	2001	Risiko-Management im Untertagbau. Tunnelvortriebe im Raum Zürich
D 0173	2002	Neues aus der Brückenforschung / Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts
D 0177	2002	AlpTransit-Tagung 2002 – Fachtagung für Untertagbau (Band 1)
D 0180	2004	Fachbegriffe der Tragwerksnormen – Terminologie und Definitionen Termes techniques des normes sur les structures porteuses – Terminologie et définitions
D 0181	2003	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Einführung in die Normen SIA 260 und 261
D 0181	2003	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261
D 0182	2003	Betonbau – Einführung in die Norm SIA 262
D 0182	2003	Construction en béton – Introduction à la norme SIA 262
D 0183	2003	Stahlbau – Einführung in die Norm SIA 263
D 0183	2003	Construction en acier – Introduction à la norme SIA 263
D 0184	2003	Stahl-Beton-Verbundbau – Einführung in die Norm SIA 264
D 0184	2003	Construction mixtes acier-béton – Introduction à la norme SIA 264
D 0185	2003	Holzbau – Einführung in die Norm SIA 265
D 0185	2003	Construction en bois – Introduction à la norme SIA 265
D 0186	2003	Mauerwerk – Einführung in die Norm SIA 266
D 0186	2003	Construction en maçonnerie – Introduction à la norme SIA 266
D 0187	2003	Geotechnik – Einführung in die Norm SIA 267
D 0187	2003	Géotechnique – Introduction à la norme SIA 267
D 0188	2006	Wind – Kommentar zum Kapitel 6 der Normen SIA 261 und 261/1 (2003) Einwirkungen auf Tragwerke
D 0191	2004	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken – Einwirkungen auf Tragwerke – Bemessungsbeispiele zu den Normen SIA 260 und 261
D 0191	2004	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Exemples de dimensionnement selon les normes SIA 260 et 261
D 0192	2004	Betonbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262
D 0192	2004	Construction en béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 262
D 0193	2004	Stahlbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 263
D 0193	2004	Construction en acier – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 263
D 0194	2004	Stahl-Beton-Verbundbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 264
D 0194	2004	Construction mixte acier-béton – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 264
D 0195	2003	Holzbau – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 265
D 0195	2003	Construction en bois – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 265
D 0195	2004	Costruzioni di legno – Esempi di dimensionamento secondo la Norma SIA 265
D 0196	2004	Mauerwerk – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266
D 0196	2004	Construction en maçonnerie – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 266
D 0197	2004	Geotechnik – Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 267
D 0197	2004	Géotechnique – Exemples de dimensionnement selon la norme SIA 267
D 0198	2003	Aktuelle Probleme der Brückendynamik
D 0201	2003	AlpTransit-Tagung 2003 – Fachtagung für Untertagbau (Band 2)
D 0202	2004	AlpTransit-Tagung 2004 – Fachtagung für Untertagbau (Band 3)

D 0208	2005	Berechnung der Norm-Heizlast nach Norm SIA 384.201 – Leitfaden mit Anwendungsbeispiel
D 0208	2006	Calcul des déperditions calorifiques de base selon la norme SIA 384.201 – Guide avec exemple
D 0209	2004	Klebebewehrung – Einführung in die Norm SIA 166
D 0212	2005	Verbundbrücken Stahl-Beton – Dauerhafte und innovative Tragwerke Les ponts mixtes acier-béton – Des ouvrages durables et novateurs
D 0215	2005	AlpTransit-Tagung 2005 – Fachtagung für Untertagbau (Band 4)
D 0217	2006	Swiss Tunnel Congress 2006 – Fachtagung für Untertagbau (Band 5)
D 0219	2007	Stahl-Beton-Verbund im Hochbau – Dauerhafte und innovative Tragwerke Les bâtiments à ossature mixte acier-béton – Des ouvrages durables et novateurs
D 0222	2007	Swiss Tunnel Congress 2007 – Fachtagung für Untertagbau (Band 6)

Architektur / Architecture

D 077	1991	Bauen mit Lehm
D 0161	1999	Geschichte des Architekturwettbewerbs
D 0163	2000	Bauerneuerung – Projektieren mit Methode
D 0172	2002	Vers une architecture éphémère
D 0200	2004	SNARC – Systematik zur Beurteilung der Nachhaltigkeit von Architekturprojekten für den Bereich Umwelt
D 0200	2004	SNARC – Méthode pour l'évaluation de l'écologie dans les projets d'architecture

Ökologie und Nachhaltigkeit / Écologie et développement durable

D 093	1997	Deklaration ökologischer Merkmale von Bauprodukten nach SIA 493 – Erläuterung und Interpretation
D 093	2000	Déclaration des caractéristiques écologiques des matériaux de construction selon SIA 493 – Explication et interprétation
D 0118	1995	Ökologie in der Haustechnik – Eine Orientierungshilfe
D 0118	1996	L'écologie dans les installations techniques du bâtiment
D 0122	1995	Ökologische Aspekte des Bauens – Versuch einer gesamtheitlichen Betrachtung
D 0134	1996	Leben zwischen den Steinen – Sanierung historischer Mauern
D 0137	1996	Checklisten für energiegerechtes, ökologisches Planen und Bauen
D 0137	1996	Projeter et construire en assurant un développement durable: Catalogue de critères
D 0137	1997	Progettare e costruire con criteri garantiti di uno sviluppo durevole: liste di controllo
D 0146	1998	Umweltaspekte von Beton
D 0146	2001	Béton et environnement. Eléments d'appréciation de l'impact sur l'environnement
D 0146	2001	Environmental Aspects of Concrete. Information on environmental compatibility
D 0151	1998	Meliorationen im Einklang mit Natur und Landschaft
D 0151	1998	Les améliorations foncières en harmonie avec la nature et le paysage
D 0152	1998	Instrumente für ökologisches Bauen im Vergleich – Ein Leitfaden für das Planungsteam
D 0164	2000	Kriterien für nachhaltige Bauten
D 0164	2000	Constructions: Critères d'un développement durable
D 0167	2001	Landschaftsgerecht planen und bauen
D 0167	2001	Planifier et construire en respectant le paysage
D 0216	2006	SIA Effizienzpfad Energie – Ein Projekt von Swisenergycodes der KHE des SIA

Haustechnik und Energie / Installations techniques et énergie dans le bâtiment

D 035	1989	Demonstrationsprojekt Schulhaus Gumpenwiesen, Reihe "Planungsunterlagen zu Energie und Gebäude"
D 056	1990	Le soleil – Chaleur et lumière dans le bâtiment
D 088	1992	Kühlleistungsbedarf von Gebäuden
D 090	1992	Energiegerechte Schulbauten – Handbuch für Planer
D 090	1992	Constructions scolaires économes d'énergie – Manuel du concepteur
D 0115	1993	Integrale Planung II
D 0135	1997	Handbuch für Kommunikationssysteme – Teil 2: Wegleitung für Bauherren und Architekten
D 0170	2001	Thermische Energie im Hochbau. Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/1
D 0170	2002	L'énergie thermique dans le bâtiment. Guide d'utilisation de la norme SIA 380/1:2001
D 0179	2003	Energie aus dem Untergrund – Erdreichspeicher für moderne Gebäudetechnik
D 0190	2005	Nutzung der Erdwärme mit Fundationspfählen und anderen erdberührenden Betonbauteilen – Leitfaden zu Planung, Bau und Betrieb
D 0190	2005	Utilisation de la chaleur du sol par des ouvrages de fondation et de soutènement en béton – Guide pour la conception, la réalisation et la maintenance
D 0214	2006	Elektrische Energie im Hochbau – Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 380/4

Sicherheit und Schutz / Sécurité et protection

84	1998	Protection contre l'incendie dans la construction en bois
D 017	1987	Brandhemmende Textilien
D 030	1988	Korrosion und Korrosionsschutz, 3. Teil: Einsatz von «nichtrostenden» Stählen im Bauwesen
D 057	1990	Corrosion et protection contre la corrosion
D 065	1990	Korrosion und Korrosionsschutz, Teil 5: Elektrochemische Schutzverfahren für Stahlbetonbauwerke – kathodischer Korrosionsschutz, Dekontamination und Realkalisierung
D 097	1993	Verstärkungsmassnahmen für erdbebengefährdete Bauwerke
D 0110	1993	Symposium IDNDR – Prévention des catastrophes naturelles
D 0140	1996	Brandschutz und Rettungswesen auf Tunnelbaustellen
D 0145	1997	Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik
D 0150	1998	Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz
D 0153	2000	Produktedokumentation: Lärmschutzwände, Lärmschutzdämme und Absorptionsverkleidungen
D 0158	2001	Geländer und Brüstungen – Aspekte zur Anwendung der Norm SIA 358
D 0158	2001	Garde-corps et allèges – A propos de l'application de la norme SIA 358
D 0166	2001	Wärme- und Feuchteschutz im Hochbau. Leitfaden zur Anwendung der Norm SIA 180
D 0176	2002	Gebäude mit hohem Glasanteil – Behaglichkeit und Energieeffizienz
D 0189	2005	Bauteildokumentation Schallschutz im Hochbau – Zusammenstellung gemessener Bauteile
D 0211	2005	Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben
D 0211	2005	Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants – Introduction au cahier technique SIA 2018