

Bauhilfsmassnahmen beim Vollausbuch im Lockergestein am Beispiel des Wihaldentunnels der Umfahrung Bazenheid (SG)

A. Schneider, Dr. sc. techn.

Rothpletz Lienhard + Cie. AG, Projektierende Bauingenieure SIA, Olten

1. Einleitung

Verkehrswege, und damit auch Tunnelbauten, folgen immer weniger den geologisch günstigsten Wegen. Oftmals wird dem Verkehrswegebau durch Politik, Umweltbedürfnisse, Raumplanung und Bewilligungsverfahren eine Trassierung aufgezwungen, die den Tunnelbauer durch anspruchsvolle geotechnische Verhältnisse, wie beispielsweise Lockergesteine, führt.

Trotzdem sind die Erwartungen der Gesellschaft und damit der Bauherren an eine kurze Bauzeit hoch während die Kosten möglichst tief zu halten sind. Unter diesen Aspekten entwickelt sich die Tunnelbautechnik stetig weiter. Beispiele dafür sind einerseits der stetig erweiterte Einsatzbereich von maschinellen Tunnelvortriebsmaschinen (Hydro-Schilden, Erddruck- und Mixschilden) und andererseits effizientere Abläufe beim konventionellen Vortrieb im Lockergestein. Letztere werden auch ermöglicht durch den Einsatz grösserer und leistungsfähigerer Vortriebsgeräte und bilden die Grundlage für oft höhere Vortriebsleistungen als vergleichbare Konzepte mit Teilausbrüchen.

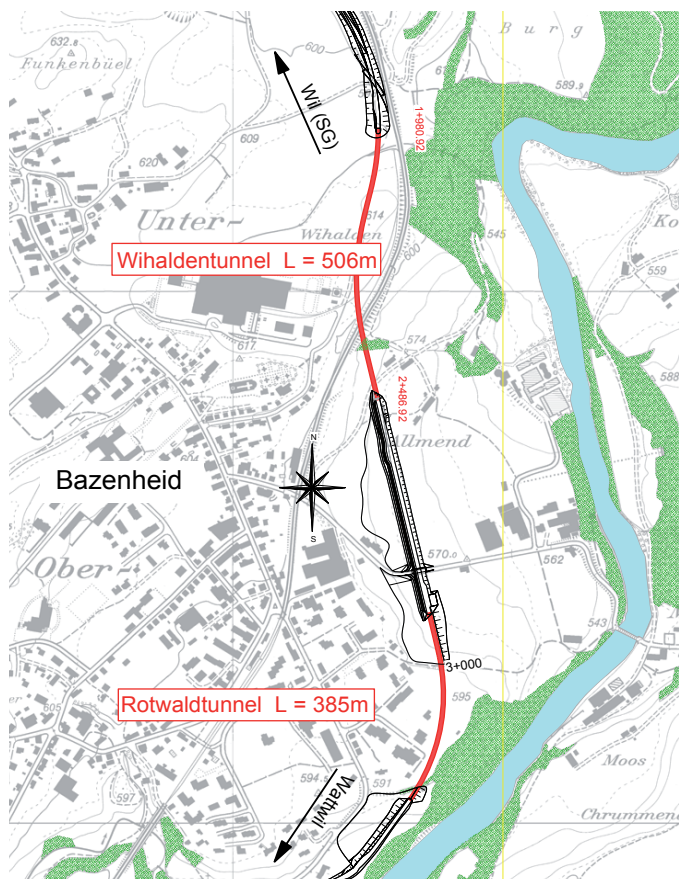


Fig. 2-1: Umfahrung Bazenheid, Übersicht mit Wihalden- und Rotwaldtunnel

Der im Jahr 2006 eröffnete Wihaldentunnel der Umfahrung Bazenheid, Kanton St. Gallen, dient als Beispiel für die Konzeption eines konventionellen Vortriebes im Vollausbuch im Lockergestein im Zusammenhang mit entsprechenden Bauhilfsmassnahmen (Rohrschirm, lange Ortsbrustanker, Hangentwässerung, Injektionen). Nach einer Projektübersicht inkl. der geologischen Verhältnisse im Kapitel 2 werden im Kapitel 3 die konzeptionellen Überlegungen zum Vortrieb und anschliessend Bauerfahrungen erläutert.

2. Projektbeschreibung

2.1 Übersicht

Der 506 m lange Wihaldentunnel ist zentraler Bestandteil der Umfahrung Bazenheid, die den Bazenheid vom Durchgangsverkehr zwischen dem Toggenburg und der Nationalstrasse A1 bei Wil entlastet (Fig. 2-1). Die rund 4 km lange Umfahrung ist als Hauptverkehrsstrasse im Gegenverkehr ausgebildet. Neben dem Wihaldentunnel sind der rund 300 m lange Rotwaldtunnel und zwei Brücken die wichtigsten Bestandteile der Umfahrungsstrasse. Die Gesamtbauzeit betrug rund 4 Jahre (2002 bis 2006).

Der Wihaldentunnel besteht aus einer Tunnelröhre mit einem Querschnitt von ca. 95 m². Der Tunnel verläuft vollständig in Lockergesteinen und erreicht eine maximale Überdeckung von 22 m. Er unterquert eine Bahnlinie, ein Industriegleis sowie zwei Bäche und liegt im Einflussbereich mehrerer Gebäude (Bauernhof, Industriebau).

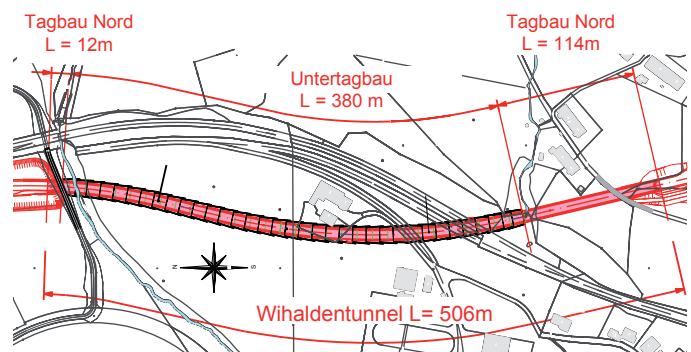


Fig. 2-2: Situation Wihaldentunnel

Die Tunnelachse verläuft S-förmig mit horizontalen Radien von 450 m (beim Nordportal) und 500 m (Tunnelmitte) und geht im Süden in eine Gerade über (Fig. 2-2). In der vertikalen Linienführung fällt der Tunnel von Norden nach Süden mit 3.5 % und erreicht beim Südportal seinen tiefsten Punkt.

Von Norden (Wil) in Richtung Süden (Wattwil) reihen sich folgende Bestandteile des Wihaldentunnels hintereinander:

- Tagbaustrecke Nord: 12 m
- Bergmännische Tunnelstrecke: 380 m
- Tagbaustrecke Süd: 117 m

Im Bereich des Nordportals ist zudem eine Zentrale angeordnet, in der die Apparate zur Energieversorgung sowie die Steuerungsanlagen für den Wihaldentunnel untergebracht sind.

Der Rohbau des Tunnels wurde im Sommer 2005 abgeschlossen. Die Kosten dafür belaufen sich auf CHF 38 Mio.

2.2 Geologie und Hydrologie

Geologische Verhältnisse

Bei den auf der ganzen Tunnelstrecke anfallenden Lockergesteinen handelt es sich um komplexe, gletschnahe Ablagerungen. Sie bestehen zu rund zwei Dritteln aus siltigen Seeablagerungen und Feinsanden sowie zu ca. einem Drittel aus Kiesen und gröberen Sanden. Darin eingebettet finden sich auch harte Moränenbänke (Fig. 2-3).

Der anstehende, feinkörnige Boden ist in der Regel gut vorbelastet und weicht bei Wasserzutritt rasch auf. Die Schichtabfolge ist, wie für derartige Ablagerungen charakteristisch, zuweilen chaotisch und im Einzelnen kaum vorhersehbar. In der Tendenz liegt im nördlichen Bereich des Tunnels ein höherer Anteil an kiesigem und sandigem Boden vor, während im südlichen Teil die tonig-siltigen Seeablagerungen einen höheren Anteil aufweisen. Kiesige Schichten befinden sich dort tendenziell im unteren Bereich des auszubrechenden Tunnelprofils.

Der darunter liegende Molassefels (Mergel, Sandstein und Nagelfluh) wird nur im Bereich der Baugrube des Tagbaues Süd tangiert. Die oberste Mergelschicht ist dabei jeweils ca. 2 bis 6 m tief verwittert.

Die Tabelle 2-1 fasst die geotechnischen Eigenschaften der verschiedenen Bodenschichten (Erfahrungswerte) zusammen.

Tab. 2-1: Geotechnische Eigenschaften der anstehenden Bodenschichten

Bodenschicht	ME	Kohäsion c	Reibungsw. ϕ
Siltige Seeablagerungen	20 – 30 MN / m ²	3 – 5 kN/m ²	27 °
Siltige Sande	20 – 30 MN / m ²	2 – 4 kN/m ²	34 °
Kies	25 – 40 MN / m ²	0 – 5 kN/m ²	35 °
Moräne	50 – 80 MN / m ²	10 – 20 kN/m ²	33 °

Hydrologie

Der Tunnel verläuft zu rund 60 % der Strecke oberhalb des Grundwassers. Beim Nordportal liegt der Wasserspiegel rund 13 m unterhalb der Tunnelsohle, gegen Süden hin taucht das Bauwerk allmählich in wasserführende Schichten ab. Das Wasser strömt im heterogen geschichteten Hang in etwa quer zur Tunnelachse in Richtung der Thur (Ost). Der prognostizierte Höchststand des Hangwasserstromes liegt beim bergmännischen Tunnelportal ca. 8 m über der Tunnelsohle. Er repräsentiert nicht einen eigentlichen Spiegel des Hangwassers im heterogenen Boden. Vielmehr war davon auszugehen, dass Wasser im Boden vorwiegend in einzelnen durchlässigen Schichten oder Linsen fliesst. Damit verlaufen 120 m der bergmännischen Tunnelstrecke im Einflussbereich von Wasser. In sehr feinkörnigen Linsen kann ein leichter Porenwasserdruck (bis ca. 0.8 bar) auftreten.

Eine in der Nähe liegende Quelle dient der Speisung der Brauchwasser-versorgung der Industrie Bazenheid. Gemäss Markerversuchen liegt sie nicht eindeutig im Einflussbereich des tangierten Hangwasserstromes. Das Wasser weist keine erhöhte Mineralisierung von Sulfaten und Chloriden auf.

2.3 Normalprofile

Der bergmännische Tunnel verläuft in einheitlich heterogenen geotechnischen Verhältnissen, so dass die ganze Strecke mit einem einzigen Typ Normalprofil ausgeführt ist. Das Profil ist zum Ring geschlossen und weist die Verkleidung eine Gewölbstärke von 40 cm in der Firste und 50 cm in der Sohle auf (Fig. 2-4).

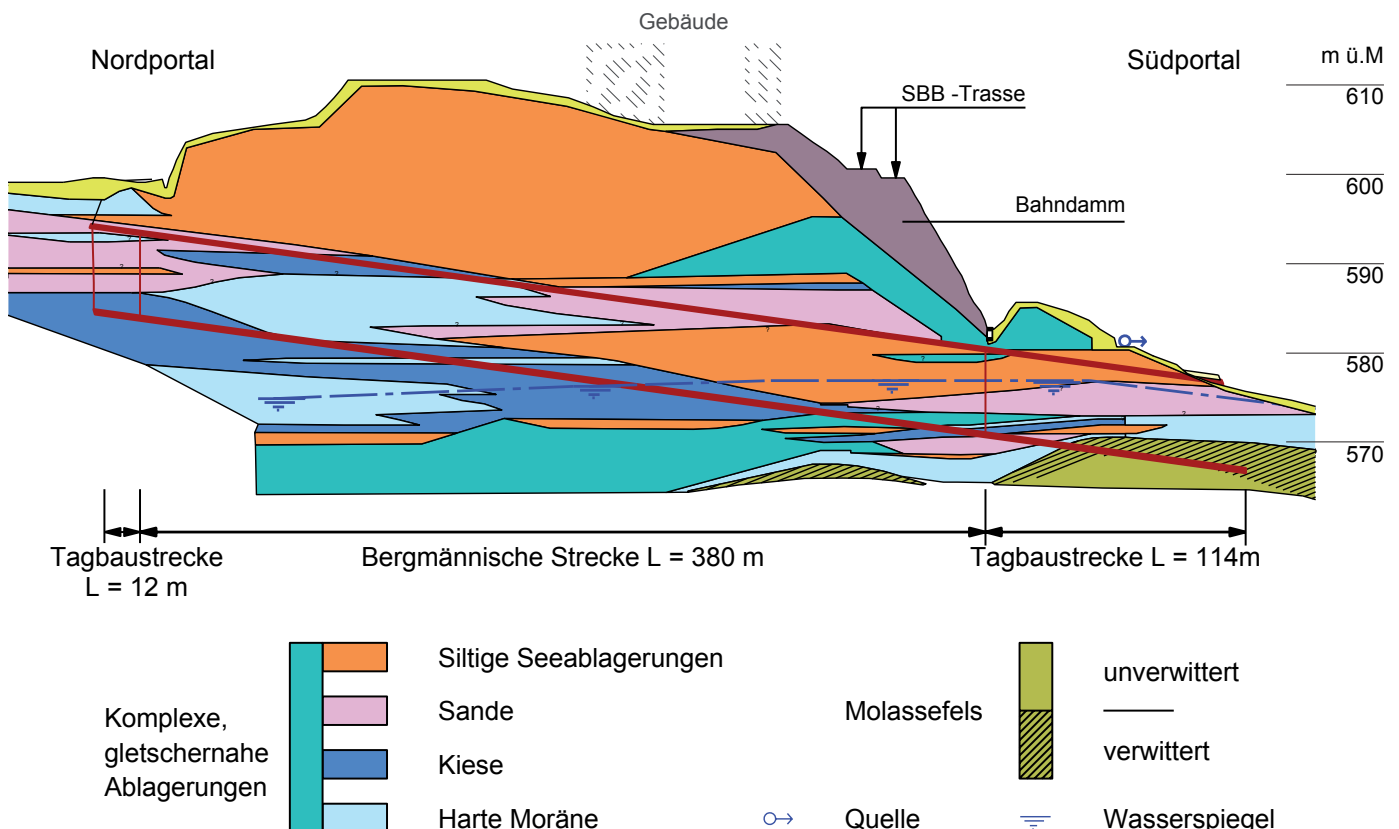


Fig. 2-3: Geologisches Längenprofil Wihaldentunnel

Der Innenradius des Tunnelgewölbes beträgt 5.25 m und wird vom quer geneigten Lichtraumprofil, der Toleranz sowie den Leitungen im Bankett vorgegeben. Der Radius des Sohlgewölbes beträgt 8 m und ergibt sich aus statischen Überlegungen. Die Höhe des Profils, bzw. die Krümmung der Innenschale im Bereich der Paramente wird insbesondere von den wechselnden hohen Quergefällen (+7 bzw. -6.5 %), sowie den erforderlichen Elementen des Innenausbau (unterhaltsfreundliche und leicht zugängliche Fahrbahntwässerung, Löschwasserversorgung, etc.) bestimmt.

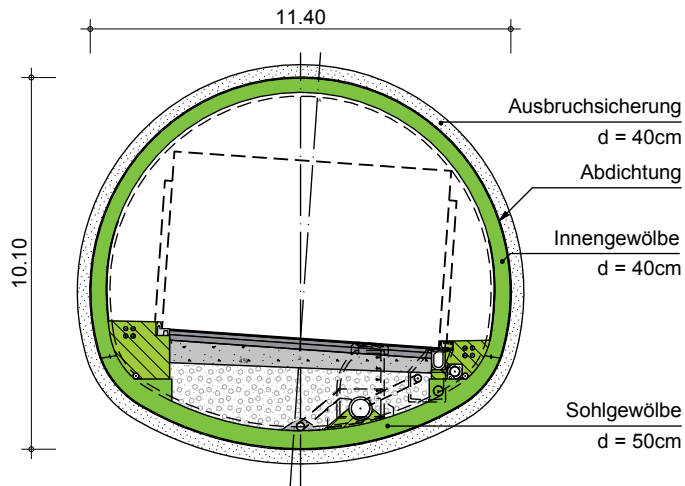


Fig. 2-4: Normalprofil (ohne Hangwasserdüker)

Das Tunnelgewölbe ist auf der ganzen Strecke druckhaltend voll abgedichtet. Die Abdichtung besteht aus PVC-Dichtungsbahnen mit Stärke 3 mm. Im Bereich mit anstehendem Hangwasser (Druckwasser) wird infolge der erhöhten Qualitätsanforderungen ein Prüf- und Injektionssystem eingesetzt. Zum Schutz der Folie auf der Spritzbetonoberfläche ist eine feinkörnige Mörtelschicht aufgetragen und ein Schutzvlies verlegt. Wo das Tunnelgewölbe bewehrt wird, ist die Abdichtungsfolie zudem mit einer Matte geschützt.

Für die Bemessung des Tragsystems (Innenschale) wurde massgeblich der Gebirgsdruck (Auflockerungsdruck), das Verformungsverhalten des Bodens und die Einwirkungen infolge des Hangwassers berücksichtigt. Dabei wurde ein Scheibenmodell unter Anwendung der Methode der Finiten Elemente verwendet. Die Berechnungen wurden mit dem Programm Z-Soil des Herstellers ZACE, Lausanne ausgeführt. Die Sohle und das Parament sind durchgehend bewehrt. In vollem Umfang ist das Profil nur im Bereich der bergmännischen Portale, im Bereich des Hangwassers sowie bei den 3 Blöcken mit SOS- und Hydrantennischen bewehrt.

Die bis 2.5 m unterhalb der Fahrbahn liegende Sohle ist nach Einbau der Entwässerungs- und Werkleitungen sowie der Schächte aufgeschüttet. Seitlich sind Konsolen auf dem Sohlgewölbe angeordnet, die zunächst als Auflager für den Schalwagen, im Endzustand als Träger der Bankette mit den Versorgungsleitungen des Tunnels sowie den Randabschlüssen der Fahrbahn dienen.

2.4 Hangwasserdüker

Der Umweltverträglichkeitsbericht des Projektes formuliert die Anforderung, dass die Strömung des Hangwassers, bzw. die Grundwasserverhältnisse insgesamt durch den Bau des Wihaldentunnels langfristig nicht beeinträchtigt werden soll. Damit sind die Ziele der Hangwasserdükerung eine ausreichende Umströmung des Bauwerkes in Querrichtung zu gewährleisten und eine Längsdrainage im Baugrund entlang des Tunnels so weit wie möglich zu unterbinden.

Im bergmännischen Teil des Tunnels wird ein Düker auf dem ca. 175 m langen Abschnitt im Hangwasser erstellt. Dazu wird das anfallende Wasser seitlich im Parament in Drainagematten, in der Sohle in einem Kiessandkoffer geführt (Fig. 2-5 und 2-6).

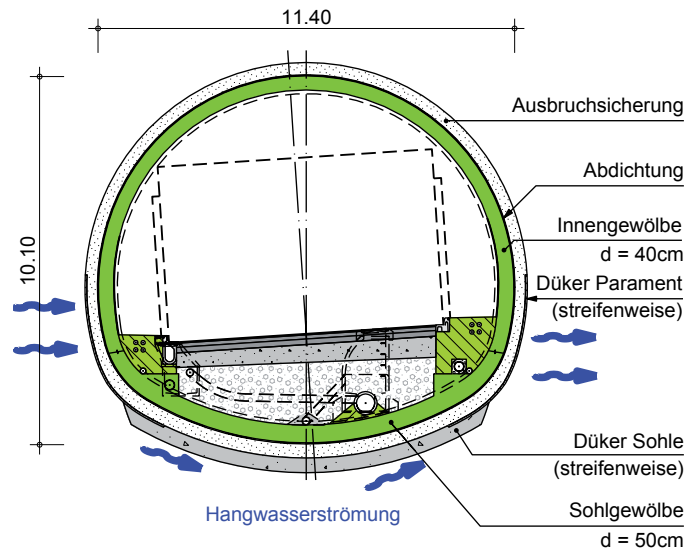


Fig. 2-5: Normalprofil mit Hangwasserdüker

Die Drainagematten werden beim Ausbruch direkt auf den Baugrund verlegt. Die Matten dienen dazu, bergseitig das anfallende Wasser zu sammeln und talseitig an den Baugrund zurückzugeben. Als Anforderungen an die Matte wurde eine minimale Transmissivität bei einer bestimmten Normalspannung (Pressung) definiert. Mittels eines Vlieses wird eine Ausfiltration von Feinanteilen im Baugrund verhindert. Die Höhe im Parament wird mit dem erwarteten maximalen Hangwasserspiegel variiert und beträgt max. 5 m über der Sohle. Die Drainagematte wird profilsteitig für den nachfolgenden Einbau von Spritzbeton mit einer Folie geschützt.

Der Koffer mit dem Leitermaterial in der Sohle weist eine Stärke von ca. 40 cm auf und gewährleistet die Durchströmung von 90 % des bergseitig anfallenden Wassers. Der Düker wird streifenweise mit Breiten bis zu 5 m eingebaut. Unterbrüche von mindestens 3 m Länge dienen zur Reduktion der Längsläufigkeit des Wassers (Fig. 2-6). In wenig durchlässigen Bodenschichten kann davon ausgegangen werden, dass zwischen Spritzbetonschale und Baugrund kaum Wasser fließen kann.

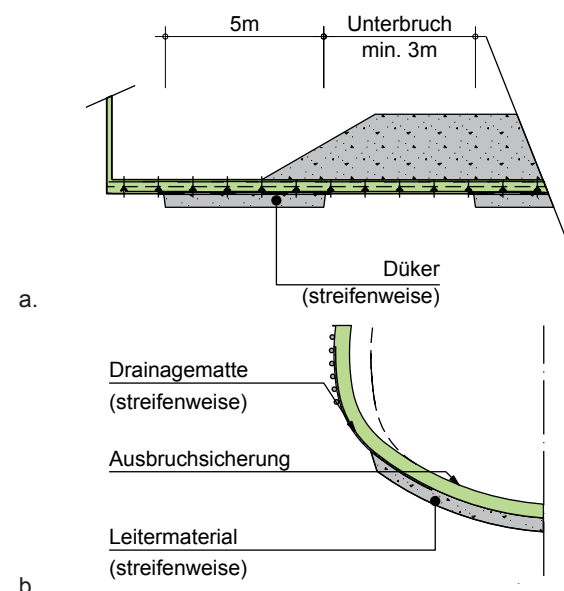


Fig. 2-6: Einbau des Dükers im Ortsbrustbereich a. Längsschnitt, b. Querschnitt

In Sonderfällen (z.B. bei einer durchlässigen Linse, die in diesem Bereich oberhalb einer undurchlässigen Schicht liegt) wird die Wasserwegigkeit zum Düker hin im Rahmen der üblichen Sicherungsarbeiten mittels Drainageröhren oder Halbschalen hergestellt. Schliesslich werden zusätzliche

Drainagerohre lokal angeordnet, wo beim Vortrieb Zonen mit ungewöhnlich hohem Wasseranfall angetroffen werden. Damit wird die Umströmung auch in Gebirgsbereichen gewährleistet, die lokal eine höhere Durchlässigkeit aufweisen.

Mit dem gewählten System ist die Längsläufigkeit des Wassers entlang des Bauwerkes soweit möglich verhindert.

3.6 Tunnelsicherheit, Lüftung, Brandschutz

Der Wihaldentunnel mit Länge von rund 500 m und Längsgefälle von 3.5 % wurde zunächst zusätzlichen Fluchtweg (z.B. Fluchtstollen) ausgeführt. Nachträglich wurde im Tagbaubereich ein zusätzlicher Fluchtweg (Aufgang) erstellt.

Der Tunnel kommt ohne mechanische Lüftung aus. Die sicherheitstechnischen Einrichtungen beinhalten SOS- und Hydrantennischen alle ca. 130 m, Brandnotleuchten sowie eine Bankettbefuerung.

3. Vortrieb

3.1 Konzept

Mit dem Vollausbuch wird das Ziel verfolgt, bereits kurz hinter der Ortsbrust eine tragfähige Ausbruchsicherung für den Vollquerschnitt zu erstellen. Dadurch entstehen tendenziell geringere Setzungen als bei Teilausbrüchen. Probleme der Standsicherheit oder der Gebirgsverformung von Bauzuständen können eliminiert werden.

Diese Vorteile werden dadurch erkauft, dass sämtliche Baumassnahmen beim Vortrieb konzentriert an der Ortsbrust getroffen werden und tendenziell ein höherer Aufwand für die Bauhilfsmassnahmen (Stützung der Ortsbrust sowie – in geringerem Mass – vorausseilende Gewölbesicherung) erforderlich ist. Diese zentralen Bestandteile des Vortriebskonzeptes sind in der Fig. 3-1 schematisch dargestellt und werden nachfolgend vertieft erläutert.

Die Ausbruchsicherung wurde als zum Ring geschlossene, mit Netzen bewehrte Spritzbetonschale (Stärke 35 bis 40 cm) ausgeführt. Alle 1 m wurde ein Gitterträger versetzt. Der Ringschluss wurde nach spätestens ca. einem halben Ausbruchdurchmesser (ca. 5 m) eingebracht. Dies setzt voraus, dass die Schale in Längsrichtung bewehrt ist und die Festigkeitsentwicklung des Betons beschleunigt wird.

Der Ausbruch wird dabei in Etappen von ca. 1 m Länge ausgeführt und danach jeweils die Ausbruchsicherung unmittelbar nachgezogen. Je nach Bodenverhältnissen wird die Ortsbrust über den ganzen Ausbruchquerschnitt sehr steil oder aber abgestuft ausgeführt. Dadurch kann die Ortsbruststabilität günstig beeinflusst werden und es entstehen insbesondere im Zusammenhang mit der Arbeitssicherheit günstigere Verhältnisse. Der eigentliche Ringschluss der Ausbruchsicherung in der Sohle wurde in der Regel in Etappen von 1 bis max. 2 m erstellt.

Die mehr als 10 m hohe Ortsbrust stellt Anforderungen an die Gerätewahl des Unternehmers. Mit einer provisorischen Aufschüttung aus Ausbruchmaterial kann die Arbeitshöhe reduziert werden und die Reichweiten der Abbau und Montagegeräte ausgenutzt werden.

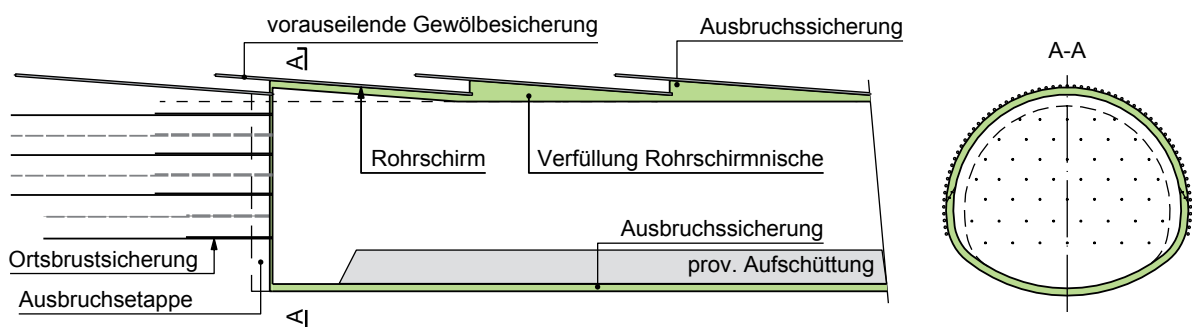
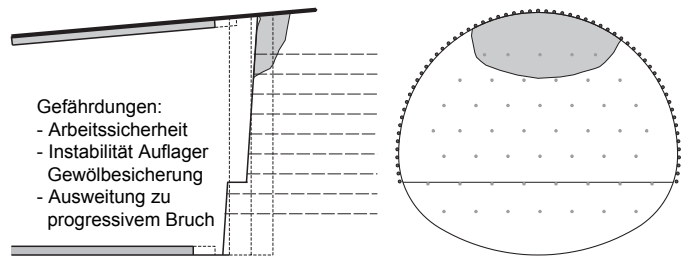
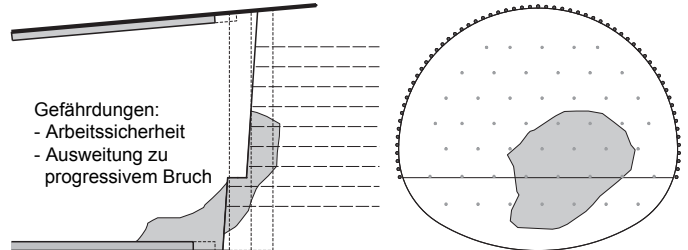


Fig. 3-1: Bestandteile des Konzeptes Vollausbuch im Lockergestein (Schema)

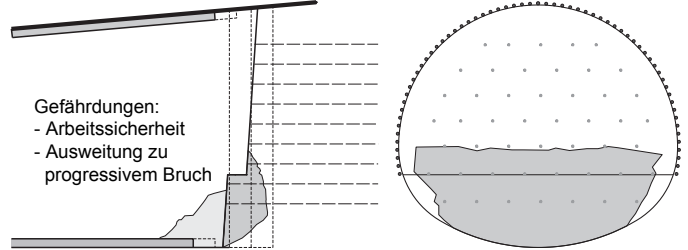
Ausbrüche im Scheitelbereich



örtlich kleinere Ausbrüche



örtlich grössere Ausbrüche



progressiver Bruch

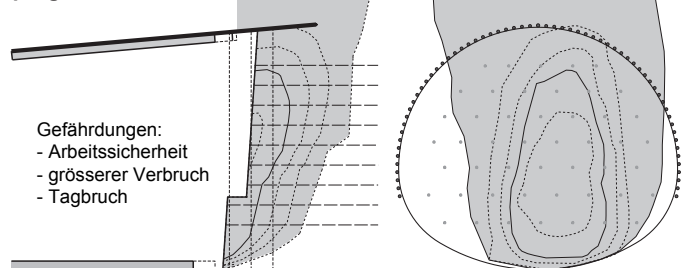


Fig. 3-2: Gefährdungsbilder

Eine besondere Herausforderung für den Unternehmer stellte sich beim Einbau des Dükers, bestehend aus streifenweise verlegten Drainagematten (Noppenfolien) und dem Koffer aus Leitermaterial in der Sohle (vgl. Fig. 2-6). Diese Arbeiten waren unmittelbar an der Ortsbrust im Zuge der Erstellung des Ringschlusses auszuführen.

3.2 Stützung der Ortsbrust

Die Beherrschung der Ortsbrust ist zentrale Voraussetzung bei jedem Vortrieb im Lockergestein. Je nach Bodenverhältnissen erfordert der Vortrieb in einem Querschnitt ab ca. 12 bis 40 m² systematische Stützmassnahmen an der Ortsbrust, die in zwei Aufgaben zu erfüllen haben. Zum einem ist die **Gesamtstabilität** im Hinblick auf einen Kollaps sicher zu stellen, zum andern die **Arbeitsicherheit** im Ortsbrustbereich zu gewährleisten. Die massgebenden Gefährdungsbilder sind in Fig. 3-2 schematisch dargestellt. Im Hinblick auf die Gesamtstabilität ist es das Ziel, bereits kleinere Ausbrüche an der Ortsbrust zu verhindern. Dies vor dem Hintergrund der Sicherstellung des Auflagers für die vorausseilende Gewölbesicherung (vgl. Ziff. 3.3) und dem Verhindern einer Ausweitung lokaler Ausbrüche zu einem progressiven Bruch bzw. einem Kollaps.

Für den Vortrieb im Wihaldentunnel wurde zur Stützung der Ortsbrust die folgenden Massnahmen angewendet:

- lange, über die ganze Länge verpresste **Anker**, in der Regel aus zer-spanbarem Kunststoff (GFK). Konkret wurden 16 bis 18 m langen Lamellenanker (3-Lamellen) ausgeführt. Der Bohrdurchmesser betrug > 120 mm. Die Anker wurde mehrfach, durch Einlegen von mehreren Injektions-schläuchen, und mit einem Druck bis zu ca. 15 bar verpresst. Mittels an die SIA-Norm 267 angelehnten Ankerversuchen wurde der geforderte Tragwiderstand der Anker geprüft.
- **Versiegelung** der Ortsbrustfläche mit Spritzbeton, d = 5 bis 15 cm, in der Regel nach jeder Ausbruchetappe.

Alternative Massnahmen wie das Versetzen von horizontalen Säulen nach dem Jet-Grouting Verfahren (Jetsäulen) oder Selbstbohrinjektionsanker (Bohrdurchmesser < 50 mm, Länge bis ca. 15 m) wurden geprüft und verworfen. Gegen das Jet-Grouting sprach im Wesentlichen die Heterogenität des Bodens (Anteil feinkörniger Boden). Die Selbstbohrinjektionsanker wurden aufgrund des im Vergleich zu den langen GFK-Ankern für gleiche Sicherheit erforderlichen höhere Bohraufwandes verworfen.

Der etappierte Abbau der Brust, z.B. in der Form einer „Schiefstellung“ (max. ca. 1:10) oder einer abgestuften Ortsbrust, beeinflusst die Stabilität günstig und wird in der Regel eingeplant. Dabei ist ein Kompromiss zu finden zur Forderung nach raschem Ringschluss der Ausbruchsicherung sowie zur Reichweite der Abbau- und Sicherungsgeräte des Unternehmers. Mit einem eigentlichen Stützkeil an der Ortsbrust kann das Ausmass der erforderlichen Stützmassnahmen in Form von Ankern oder Jetsäulen in der Regel nur unwesentlich reduziert werden.

Überlegungen zur Statik

Die Stabilität der Ortsbrust wird anhand von Bruchkörpermodellen untersucht. Fig. 3-3 zeigt vereinfachend ein Silo im Ortsbrustbereich über dem Tunnelscheitel, der sich auf einen Bodenkeil vor der Ortbrust absetzt [1,2]. Die Bruchflächen sind in dieser Betrachtung als eben angenommen, die Grösse des Silos bzw. des Keils (Winkel ω) wird insbesondere von der Scherfestigkeit des Bodens bestimmt. In der Figur sind die am Keil vor der Ortsbrust wirkenden Kräfte als Resultierende eingetragen. Diese sind zum einen die Auflast aus dem darüber liegenden Silo V und das Eigengewicht des Keils G . Zum anderen sind dies die Kontaktkräfte S und N an der schiefen Gleitfläche sowie R , an den Seitenflächen des Keils. An der Ortsbrustfläche wirkt die Stützkraft T .

Die Stabilität der Ortsbrust ist erschöpft, wenn am betrachteten Keil kein Kräftegleichgewicht mehr vorhanden ist. Die Stützkraft T ergibt sich für lange Ortsbrustanker aus der Summe der Stützkräfte jedes einzelnen Ankers. Die maximale Stützkraft eines Ankers hängt dabei vom Verbund zwischen Verpresskörper und Boden ab und wird bestimmt aus dem kürzeren der Ankerabschnitte innerhalb bzw. ausserhalb des Keils.

Die auf die gesamte Ortsbrustfläche bezogene Ankerdichte beträgt nach den Erfahrungen des Verfassers zwischen 0.5 und 0.8 Anker / m². Die Anker wurden dabei jeweils verpresst ausgeführt und ein über die Ankerlänge durchschnittlicher Verbund von min. 125 bis 150 kN/m (Kiese, Sande, Silte, teilweise tonige Ablagerungen, keine reinen Tone) erreicht. In grobkörnigen, locker gelagerten Böden sind tendenziell weniger Anker, dafür

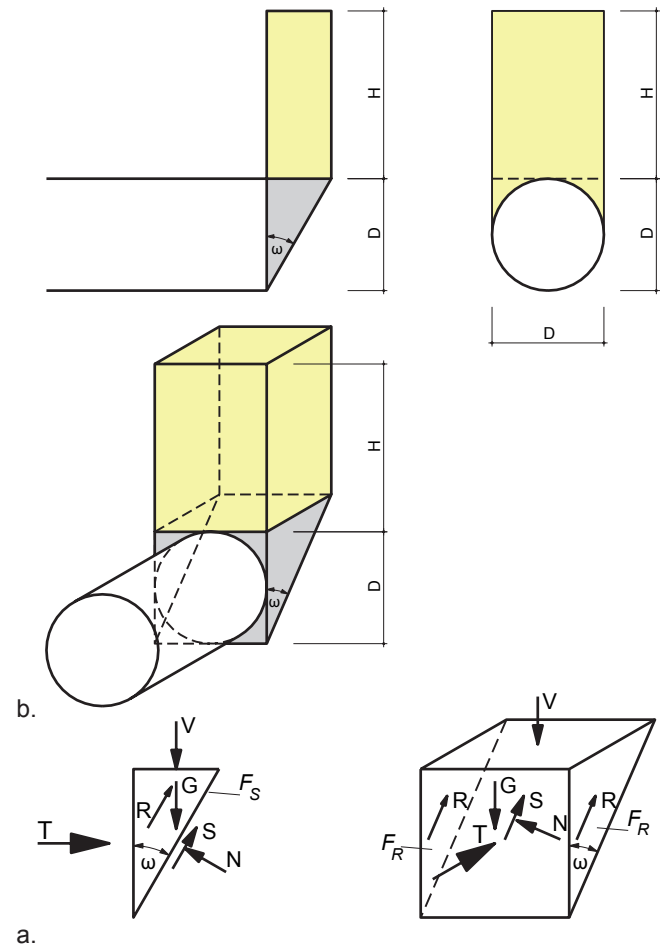


Fig. 3-3: Bruchkörpermodell für die Beurteilung der Ortsbruststabilität
a. Geometrie, b. Kräfte am Keil

für deren Verpressung mehr Zement erforderlich. Umgekehrt dagegen sind in feinkörnigeren, bindigen Böden tendenziell mehr Anker und ein geringerer Zementverbrauch für gleiche Sicherheit erforderlich. Die Längen der Anker sind abhängig von der Etappierung des Vortriebes.

3.3 Vorausseilende Gewölbesicherung

Aufgabe der vorausseilenden Gewölbesicherung ist es, den ungesicherten Bereich zwischen Ortsbrust und noch nicht tragfähiger Ausbruchsicherung zu überbrücken. Für die vorliegenden heterogenen Gebirgsverhältnisse erwiesen sich Rohrschirme als Bestlösung. Insgesamt wurden die Rohrschirme wurden für Etappen à 11 m Ausbruch mit 14 m langen Rohren ausgelegt. Im Querschnitt wurden je Etappe mehr als 60 Rohre (Rohrabstand ca. 35 cm) versetzt und mit Druck bis ca. 15 bar injiziert.

Für die Auslegung der Rohre wurde davon ausgegangen, dass je steifer die Ortsbrust ausgebildet wird (z.B. hohe Intensität der Ankerung), desto kleiner die zu überbrückende Spannweite der Rohre und deren Beanspruchung bzw. Verformungen ist (vgl. auch [2]).

3.4 Zusatzmassnahmen

Ungünstig beeinflusst wird die Ortsbruststabilität durch Wasser. Der ungünstige Einfluss entsteht dabei durch die Verringerung der effektiven Spannungen im Boden vor der Ortsbrust (Reduktion der Scherfestigkeit des Bodens) sowie durch Strömung zum Hohlraum hin (Strömungsdruck, evtl. innere Erosion). Im Bereich mit Hangwasser sowie unter dem Bahndamm wurde ein Konzept von Zusatzmassnahmen angewendet. Dieses bestand einerseits aus einer vorgängigen, vom Vortrieb unabhängigen, Absenkung des Wasserspiegels mittels langen subhorizontalen Saugbrunnen ab dem Portal Süd. Andererseits wurde die Ortsbrustankerung verstärkt und durch systematische, bis zu 18 m lange Entwässerungsbohrungen in der Ortsbrust ergänzt.

Für das unverhoffte Anfahren von rolligem Material, beispielsweise linsenförmig angeordnet, waren für eine rasche Intervention Massnahmen zur Verfestigung (z.B. Injektionen mit Kunstharz) während dem Vortrieb vorzuziehen. In Bezug den Rohrschirm war vorgesehen, auf das Vorkommen von Fehlstellen auch mit rasch erstarrenden Injektionen reagieren zu können.

3.5 Bauablauf

Bedingt durch die Vorgaben der Bauherrschaft, die Transporte durch das Dorf zu minimieren sowie das Ausbruchmaterial nördlich von Bazenheid zu deponieren, wurde der Hauptteil des Tunnels fallend vom Nordportal her vorgetrieben. Nach Fertigstellung der über 100 m langen und bis zu ca. 17 m tiefen Baugrube beim Südportal wurden die bis zu 100 m langen Entwässerungsbohrungen ausgeführt und die Saugbrunnen in Betrieb genommen. Der Erfolg der Massnahme konnte anhand von Piezometern entlang der Tunnelachse geprüft werden. Auf Vorschlag der Unternehmung wurde von Süden her ein Gegenvortrieb im Bereich des Hangwassers und unter dem Bahndamm ausgeführt. Der Durchschlag erfolgte damit rund 90 m vom Südportal entfernt.

Die Vortriebsarbeiten waren im 2 Wochen-Takt organisiert, wobei zunächst während einer Woche die Bohrungen und Injektionen von Rohrschirm und Ortsbrustanker ausgeführt wurden (total ca. 1'600 bis 1'800 m Bohrungen). In der anschliessenden Woche erfolgte der eigentliche Vortrieb von 11 m Rohrschirmetappe. Daraus resultierte eine durchschnittliche Vortriebsleistung von 1.1 m / AT (3 Schichten, 5 AT / Woche).

3.6 Überwachung

Die Überwachung des Rohrschirmvortriebes besteht aus

- Inklinometer in Rohrschirmrohren
- Überwachung der räumlichen Bewegung der Ausbruchssicherung an jeweils 5 Messpunkten pro Querschnitt
- vertikale Gleitdeformeter in 3 Messquerschnitten entlang des Tunnels mit Inklinometern seitlich

Im Südteil des Tunnels für die Unterquerung der Bahnlinie wurden Nivellements der Bahngeleise sowie von Punkten an der Oberfläche des Bahndammes durchgeführt. Die Intensität der Messungen wurde auf die Vortriebstätigkeit angepasst und variierte je nach Phase zwischen wöchentlich und 3 mal pro Woche. Bei besonderen Ereignissen und unter dem Bahndamm wurde die Intensität erhöht.

3.7 Erfahrungen beim Vortrieb

Der Vortrieb kann insgesamt als Erfolg gewertet werden. Nach einer kurzen Startphase, bei der der geplante Takt à 2 Wochen für die vorausseilende Sicherung und den Vortrieb einer Rohrschirmetappe infolge Verzögerungen beim Einbau von Rohrschirm und Ortsbrustanker nicht erreicht werden konnte, wurde der Vortrieb weitgehend planmässig ausgeführt. Es zeigte sich, dass in den lockerer gelagerten, kiesigen und sandigen Abschnitten im Nordteil des Tunnels die Anzahl der Ortsbrustanker auf ca. 45 bis 50 Stk. pro Rohrschirmetappe (ca. 800 m Anker) reduziert werden konnte. Der Zementverbrauch betrug hier zwischen ca. 30 und 50 kg pro Meter Anker. Dagegen waren in den feinkörnigeren Ablagerungen im Südteil des Tunnels deutlich mehr Anker erforderlich (ca. 65 bis 75 Stk. bzw. ca. 1250 m Anker pro Rohrschirmetappe). Dafür wurde hier tendenziell weniger Zement pro Anker verbraucht.

Die einzige geotechnische Überraschung ereignete infolge einer unerwarteten Strömung von Hangwasser beim Vortrieb in der Nähe des Südportals. Bereits in den ersten beiden Rohrschirmetappen zeigte sich, dass Wasser nicht wie aufgrund der geologischen Prognose und der getroffenen Massnahmen erwartet im unteren Drittel des Querschnittes anfiel, sondern an wenigen Stellen und örtlich konzentriert im Scheitelsbereich. Nach ca. 25 m Vortrieb ereignete sich eine „fensterförmige“ Instabilität der Ortsbrust mit einer flächigen Ausdehnung von 1.0 x 1.5 m unmittelbar unterhalb des Scheitels.



a.



b.



c.

Fig. 3-4: a. Rohrschirm und Versetzen Ortsbrustanker, b. Ausbruchssicherung Sohle, c. Ausbruch fertiggestellt, prov. Aufschüttung

Durch dieses „Fenster“ strömten in ca. 45 Minuten derart viel mit Wasser vermischtes Bodenmaterial ein, dass an der 8 m über dem Scheitel liegenden Geländeoberfläche ein Tagbruch mit einem Krater von 2 m Durchmesser entstand. Der in unmittelbarer Nähe des Fusses des Bahndammes gelegene Schlot wurde daraufhin sofort mit Zement und Beton gefüllt, während im Tunnel mit verschiedenen Mitteln der anhaltende, nun zunehmend mit weniger Bodenmaterial versetzte Wasserstrom erfolgreich gestoppt werden konnte.

Die Ursache der ungünstigen Strömung konnte nicht im Detail erfasst werden. Als eine mögliche Quelle kommen Leckstellen im in der Nähe gefassten Bach in Frage. Durch die neu erstellte Tunnelröhre wurde das Wasser aufgestaut und so die ungünstige Strömung verursacht. Auch die Rohrschirminjektion wurde beeinträchtigt, indem das Injektionsgut durch die Strömung verfrachtet wurde. Für den Weitervortrieb wurde ein Konzept von Zusatzmassnahmen ausgearbeitet (systematische Injektionen zwischen den Rohrschirmrohren mit thixotropiertem Mörtel), in Situ geprüft und anschliessend der Vortrieb unter dem Bahndamm erfolgreich ausgeführt (Fig 3-5).

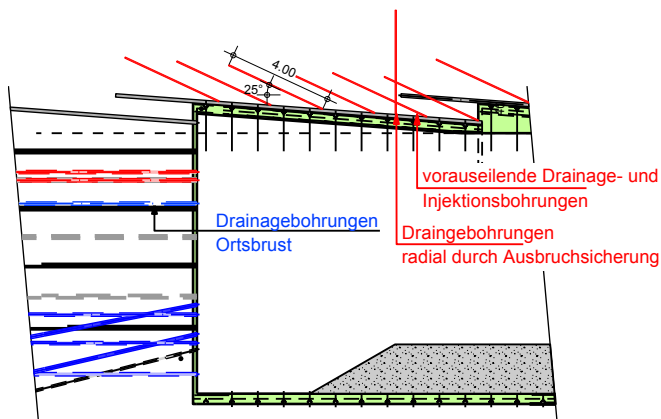


Fig. 3-5: Zusatzmassnahmen beim Vortrieb nach einem unerwünschten Ereignis infolge fehlender (verfrachteter) Injektion des Rohrschirmes: systematische Drainage und Injektion mit thixotropiertem Mörtel

4 Folgerungen

Der Vortrieb des Wihaldentunnels ist eine der ersten Anwendungen des Vollaussbruches im Lockergestein im Schutze von Rohrschirmen in der Schweiz. Das Konzept hat sich als erfolgreich für den Tunnelbau auch in den angetroffenen, heterogenen Lockergesteinen gezeigt.

Die Investition in die Bauhilfsmassnahmen, insbesondere der systematischen Stützung der Ortsbrust mit langen Ankern, erlaubt auch bei wechselnden Baugrundverhältnissen einen regelmässigen Bauablauf (Takt mit Sicherungs- und Vortriebsarbeiten) zu erreichen und den Vortrieb insgesamt mit hoher Sicherheit durchzuführen. Die Bauhilfsmassnahmen können mit entsprechender Auslegung der Geräte mit hoher Leistung gefertigt werden.

Aus tunnelstatistischer Sicht ergeben sich beim Vollaussbruch wesentliche Vorteile gegenüber den Konzepten mit Teilausbrüchen. Es entfallen Zwischenzustände nach Teilausbrüchen, aus denen örtlich eine höhere Beanspruchung des Bodens hervorgeht, als dies im Endzustand der Fall ist. Dadurch entstehen tendenziell geringere Setzungen.

Durch eine systematische Auswertung der beim Vollaussbruch übersichtlichen Gefährdungsbilder und der entsprechenden Auslegung von systematischen Bauhilfs- sowie von Zusatzmassnahmen können die Risiken beim Vortrieb auf ein überschaubares und akzeptables Mass reduziert werden. Ein besonderes Augenmerk gilt der Arbeitssicherheit bei den händischen Arbeiten im unmittelbaren Ortsbrustbereich (z.B. Einbau der Bogen, Einbringen der Bewehrung der Spritzbetonschale insbesondere im Sohlbereich). Die Versiegelung der Brust, deren Schiefstellung und Abtreppung sind wertvolle Beiträge zur deren Gewährleistung.

Unternehmerische Herausforderungen stellen auch die Gerätewahl und die optimale Einregelung der Arbeitsabläufe dar. Übliche Bohr- und Abbaugeräte

decken Arbeitshöhen von ca. 9.50 m ab weshalb der Wahl der Höhe der Arbeitsschüttung grosse Bedeutung zukommt. Logistisch anspruchsvoll ist auch die Konzentration aller Arbeiten am Ausbruch an einem Ort.

Insgesamt besteht mit dem Vollaussbruch die Möglichkeit, bei gleichen Baugrundverhältnissen gegenüber einem Vortrieb mit Teilausbrüchen eine bezogen auf den Gesamtquerschnitt höhere mittlere Vortriebsleistung zu erreichen. Es zeigt sich zudem, dass die Kosten für den zusätzlichen Aufwand an der Ortsbrust und der vorausseilenden Gewölbesicherung durch die Aufwendungen für die Teilausbrüche und deren Sicherung in der Tendenz zumindest aufgewogen werden, wodurch dem Bauherrn im Mindesten keine Mehrkosten infolge der Konzeptwahl anfallen.

Das Projekt wurde unter der Leitung des Tiefbauamtes Kanton St. Gallen durchgeführt.

- Projektverfasser bergmännischer Tunnel: Rothpletz, Lienhard + Cie AG (in IG mit Locher AG für das Gesamtprojekt)
- Baumeisterarbeiten: Arbeitsgemeinschaft aus G. Lazzarini & Co. AG, Baresel AG, A. Pitsch AG.

Literatur

- [1] Anagnostou, G.; Kovári, K. (1992): Ein Beitrag zur Statik der Ortsbrust beim Hydroschildvortrieb. *Beiträge zum Symposium „Probleme maschineller Tunnelvortriebe ? – Gerätehersteller und Anwender berichten“*, 175-196, München.
- [2] Anagnostou, G. (2001): Standsicherheit im Ortsbrustbereich beim Vortrieb von oberflächennahen Tunneln. *Städtischer Tunnelbau: Bautechnik und funktionelle Ausschreibung*. Internationales Symposium ETH Zürich.
- [3] Jannsen, H.A. (1895): Versuche über Getreidedruck in Silozellen. *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure*, 1045-1049.
- [4] Kovári, K.; Kradolfer, W. (1997): Innerstädtischer Tunnelbau unter schwierigen Verhältnissen. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Nr. 21.
- [5] Kovári, K. und J. Weber (1991). Risikoverminderung bei der Spritzbetonbauweise im U-Bahnbau München. *Sicherheit und Risiken im Untertagebau, ETH Symposium*, Zürich.