Zeitschrift: Swiss bulletin für angewandte Geologie = Swiss bulletin pour la géologie appliquée = Swiss bulletin per la geologia applicata = Swiss bulletin for applied geology

Herausgeber: Schweizerische Vereinigung von Energie-Geowissenschaftern; Schweizerische Fachgruppe für Ingenieurgeologie

Band: 15 (2010)

Heft: 1

Artikel: Innerstädtischer Tunnelbau : Ingenieursgeologische Erfahrungen im Zürcher und Schaffhauser Untergrund

Autor: Frank, Stephan

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-227474

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 13.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Swiss Bull. angew. Geol. Vol. 15/1, 2010 S. 3-22

Innerstädtischer Tunnelbau – Ingenieurgeologische Erfahrungen im Zürcher und Schaffhauser Untergrund

Stephan Frank[1]

Stichworte: Schweizer Mittelland, Molasse, Quartärsedimente, Ingenieurgeologie, innerstädtischer Tunnelbau, Erkundung, geologische Prognose, geologische Baubegleitung.

Zusammenfassung

Innerstädtischer Tunnelbau stellt an die geologische Prognose spezielle Anforderungen, da neben der eigentlichen geologisch-hydrogeologischen Erkundung weitere, die Projektierung wie auch die Bauausführung beeinflussende Faktoren zu berücksichtigen sind. Weil eine Interaktion des Untertagebauwerks mit bestehenden Bauwerken (unterschiedlich fundierte Bauten, sensible Infrastrukturen) immer zu erwarten ist, stellt sich auch die Frage, ob und wie beim Bau der bestehenden Anlagen der geologische Untergrund verändert worden sein könnte (z. B. Änderung der natürlichen Durchlässigkeitsverhältnisse). Als zweiter, sehr wichtiger Aspekt sind die Anforderungen an die räumliche Prognosegenauigkeit der geologischen Verhältnisse zu beachten, was insbesondere in eiszeitlichen Lockergesteinen sehr anspruchsvoll ist. So beeinflusst die Lage einer geologischen Schichtgrenze sowohl bezüglich des geplanten Tunnels wie auch bezüglich der bestehenden Bebauung häufig massgeblich die Wahl des Bauverfahrens. Dabei wird die Linienführung auch von vielen weiteren, nicht geologischen Randbedingungen beeinflusst. Anhand von zwei vom Autor begleiteten Tunnelbauten (Nationalstrasse N4 Schaffhausen und die im Bau befindliche SBB-Durchmesserlinie Zürich) sollen gesammelte Erfahrungen und Spezialitäten veranschaulicht werden.

Abstract

Tunneling in urban regions in the Swiss midlands with thick quarternary unconsolidated rocks makes high demands on geological and hydrogeolocial investigations. Geotechnical and hydrological properties of geological formations are often altered by former man-made constructions (buildings and their basement, existing tunnels, underground lifelines and so on), which requires especially precise definitions of the spatial distribution of the even naturally complex geological bodies. Interactions between existing buildings, geological and groundwater conditions and the underground works planned have therefore to be seen as a whole. This requires also a good understanding of technical possibilties and risks by the geologist in charge. We wish to emphasize that the engineering geologist should be involved in all stages of the project development to achieve an optimized tunnel construction (costs, risk, time). Two examples of complex tunneling in Schaffhausen (suburban national highway N4) and Zurich (new national railway line below the main city, under construction), which were accompanied by the author, shall illustrate these special conditions.

1. Einleitung

Die verkehrsmässige Erschliessung des dicht besiedelten schweizerischen Mittellandes führt zu zunehmenden Konflikten bei der Raumnutzung sowie dem Umwelt- und Landschaftsschutz. Neue Verkehrswege sind daher meist charakterisiert durch lange Tunnelstrecken (Tagbau und bergmännisch). Die Erarbeitung geologischer Unterlagen im Rahmen der Projektierung von Untertagebauten in städtischen Gebieten stellt daher einige spezielle Anforderungen an die beauftragten Ingenieurgeologinnen und -geologen, die im folgenden in genereller Weise erläutert werden sollen. An den Beispielen der Tunnelbauten im innerstädtischen Raum von Schaffhausen und Zürich, die der Autor im Rahmen seiner Tätigkeit in einem geologischen Büro intensiv begleite-

[1] Stephan Frank, Dr. von Moos AG, Bachofnerstrasse 5, CH-8037 Zürich

te, sollen Erfahrungen und spezielle Problemstellungen diskutiert werden.

2. Geologische Grundlagen für Untertageprojekte in städtischen Gebieten

Die Erarbeitung der geologisch-geotechnischen Grundlagen für ein Tunnelbauprojekt in städtischem Gebiet stellt spezielle Anforderungen an einen den Planungsschritten gerecht werdenden Untersuchungsablauf. Verglichen mit der Planung von Untertagebauten in alpinen oder wenig besiedelten Arealen stehen bei untiefen Tunnelbauten in bebauten Zonen des schweizerischen Mittellandes z. T. andere Kriterien im Vordergrund. In diesem Zusammenhang soll die SIA-Norm 197 «Projektierung Tunnel» zitiert werden, die unter Abschnitt 3.1.2 Folgendes besagt: «Baugrunduntersuchungen, welche die wesentlichen geologischen Verhältnisse phasengerecht erfassen, sind schon in frühen Phasen der Projektierung erforderlich. Die Ergebnisse sollen phasengerecht und in geeigneter Form dargestellt und bewertet werden.»
Tab. 1 stellt vereinfachend wichtige Merkmale einer geologischen Tunnelprognose in alpinem Gelände jenen in städtischem Umfeld gegenüber:

In den *Vorstudien* geht es in erster Linie darum, bestehendes Wissen zu erfassen, einheitlich auszuwerten und zu interpretieren, um in einem frühen Planungsstand geologisch-geotechnische Problemstellen der Varianten erkennen zu können. Neben dem Erfassen von ungünstigen Kombinationen geologischer Schwachstellen (Grundwasservorkommen, sehr schlecht konsolidierte Lockergesteine etc.) mit z. B. empfindlicher Bebauung oder bestehenden Untertagebauten, sind auch Vorschläge hinsichtlich einer Reduktion der Varianten oder z. T. bereits einer Optimierung der Achse erforderlich, um Vor- und Nachteile einer Linienführung beurteilen zu können. Eine konstruktive Zusammenarbeit mit dem planenden Ingenieur ist schon in dieser Phase wichtig, was vom Geologen auch Grundkenntnisse der technischen Möglichkeiten und Kostenfolgen erfordert. Als Beispiel kann hier die Linienführung der neuen Bahnstrecke Zürich – Thalwil (Teilprojekt von Bahn 2000) genannt werden, wo aufgrund des geologischen Vorwissens bereits zu Beginn der Projektierung ein teures und umfangreiches Variantenstudium auf wesentliche Punkte reduziert werden konnte (Freimoser 1998). Zur Kosten- und Terminoptimierung für den 19 km langen Tunnel war eine möglichst lange Strecke im Fels anzustreben, die aufgrund einer fundierten Auswertung des Vorwissens schon ziemlich genau definiert werden konnte. Die weiteren Untersuchungen konzentrierten sich dann in Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen der Linienführung auf schwierige Abschnitte in den Lockergesteinsstrecken im Nordteil. Nur in Ausnahmefällen erfolgen in diesen Variantenstudien spezifische Feldarbeiten mit Sondierkampagnen.
In der *Vorprojektphase* werden die erkannten Problemstellen erkundet und eine erste geologische Beurteilung der Gesamtstrecke erarbeitet. Eine Optimierung der Linienführung aufgrund geologischer Kriterien ist oft nur noch in geringfügigem Masse möglich, da viele andere Randbedingungen wie Kurvenradien, Sicherheitsbestimmungen, Anschlüsse an bestehende Verkehrsbauten bereits fixiert werden mussten. Die Untersuchungen umfassen diverse Tests zur Charakterisierung der massgebenden Fels- und Lockergesteinseigenschaften (z. B. Sondierungen, Laborversuche, Geophysik) sowie Untersuchungen zu den Grundwasserverhältnissen (Durchlässigkeit, Fliessgeschwindigkeit, Variabilität hydraulischer Parameter, Chemismus).
Abklärungen im Rahmen des Vorprojekts führen in der Regel zu weiteren Fragestellungen respektive sie zeigen, wo der Kenntnisstand für eine zuverlässige Projektierung

Prognose für / Merkmal	alpines Gelände (z. B. NEAT)	städtisches Umfeld (z. B. DML Zürich)
Geologie an Oberfläche	Oft sichtbar, kartierbar	«unsichtbar» (Bebauung, Landwirtschaft, Wald), anthropogen überprägt
Vorkenntnisse Geologie im Tunnelbereich	«Neuland»	oft Erfahrungen in der Nähe vorhanden
Sondiermöglichkeiten	- z. T. eingeschränkt durch Gelände (hohe Überlagerung, erschwerte Zugänglichkeit), - geringe Sondierdichte möglich, - hohe Kosten	- z. T. eingeschränkt durch Bebauung (inkl. Untergrundnutzung), - generell hohe Sondierdichte möglich, - geringe bis mittlere Kosten
Grundwasserschutz	- Lockergesteinsgrundwasser: geringes Konfliktpotential - Quellwasservorkommen: mittleres bis hohes Konfliktpotential	- Lockergesteinsgrundwasser: hohes Konfliktpotential - Quellwasservorkommen: geringes Konfliktpotential
Planung Tunnellage in Abhängigkeit Geologie	relativ «frei», «Umfahren» kritischer Zonen besser möglich	sehr eingeschränkt (Lage und Höhe), geometrische Randbedingungen dominant
Erforderliche Prognosegenauigkeit	Dekameter-Bereich	Meterbereich
Vortriebserfahrungen	oft gering bis fehlend	vergleichbare oft vorhanden
Verständnis quartärgeologischer Prozesse	Wenig wichtig, auf Portalzonen beschränkt	Sehr wichtig, häufig von hoher Relevanz für geologische Prognose
Konsequenzen aus Fehlprognosen	Höhere Baukosten, Gefährdung Umwelt (z. B. Quellen) oder Staustellen	Höhere Baukosten, Gefährdung bestehende Infrastrukturen (Verkehrsunterbrüche, Leitungs- und Gebäudeschäden), Regressansprüche (Vermögensschäden) infolge Betriebsunterbruch, Personengefährdung etc.

Tab. 1: Generelle Unterschiede bei der geologischen Erkundung in alpinem Gelände und städtischem Umfeld.

(technische Machbarkeit, Kostensicherheit) noch verbessert werden muss. Diese Abklärungen erfolgen im Zuge der Erarbeitung des *Auflage- und Bauprojekts*, wo weitere Sondierungen wie Kernbohrungen mit Spezialtests (z. B. Flowmeterversuche, gezielte Probenahmen hinsichtlich bauwerkskritischer Zonen etc.) ausgeführt und vorteilhaft mit den Anforderungen aus dem Kontrollplan kombiniert werden. Dies erfordert, dass bereits Instrumentierungen zur Überwachung des Bauablaufs (Deformationen, Was-

serdrücke, Grundwasserchemismus) eingebaut werden. Ziel dieser Sondierungen ist oft auch die sehr genaue räumliche Erfassung im Dezimeter- bis Meterbereich (!) einer für die Wahl der Vortriebsmethode entscheidenden geologischen Schichtgrenze oder die Definition von Durchlässigkeitsbereichen zur Planung einer Grundwasserabsenkung. In städtischen Gebieten muss dabei der Fokus viel stärker als bei Tunnelbauten «unter der grünen Wiese» auf sehr präzisen Aussagen bezüglich des räumlichen Verlaufs von massgebenden Schichtgrenzen im Lockergestein und der Variabilität der geotechnischen Eigenschaften des Untergrunds liegen. Daraus werden wesentliche Schlüsse hinsichtlich der Wahl der Vortriebsmethoden und der notwendigen Bauhilfsmassnahmen abgeleitet, was auch grossen Einfluss auf die Risikobeurteilung hat (Kovari & Bosshard 2003).

Während der *Erstellung des Ausführungsprojekts* erfolgen häufig «nur» noch Instrumentierungsbohrungen oder Installationen weiterer Messgeräte zur Überwachung des Bauablaufs. Dabei besteht die Aufgabe des Geologen in einer weiteren Überprüfung und allenfalls Verfeinerung des ausgearbeiteten Baugrundmodells sowie der Beratung der Projektingenieure bei der Detaillierung der Vortriebsmethoden und der Planung von Bauhilfsmassnahmen. Erfahrungsgemäss sind dabei Diskussionen der möglichen Szenarien mit dem Geologen bei der Beurteilung der Gefährdungsbilder durch den Planer sehr wertvoll.

Trotz einer modernen, problemangepassten Erkundung ist jeder Tunnel mit kleineren oder grösseren Unbekannten behaftet, die erst während der Bauphase im Detail bekannt werden. Dies trifft im Speziellen auf Lockergesteinstunnel zu, da die räumliche Verteilung von Diskontinuitäten mit wesentlichen Wechseln der mechanischen und/oder hydraulischen Eigenschaften aufgrund der naturgegebenen Heterogenität sehr schwierig zu prognostizieren ist. Die Aufgabe des Geologen umfasst in dieser Phase die adäquate Dokumentation der Verhältnisse und insbesondere den laufenden Vergleich des Befundes mit der Prognose. Daraus sollen zuhanden der Bauleitung allenfalls notwendige Änderungen der Bauausführung abgeleitet oder Hinweise auf mögliche Gefährdungen während des weiteren Vortriebs gewonnen werden. Ein weiterer Nutzen dieser Baubegleitung durch den Geologen können Einsparungen (z. B. Reduktion der Sicherungsmittel) oder der Schutz des Bauherrn vor ungerechtfertigten Unternehmerforderungen sein. Zur seriösen Wahrnehmung dieser Aufgabe ist aber eine genügende Präsenz des Geologen auf der Baustelle unabdingbar, was heute leider unter dem Kostendruck oder aus projektorganisatorischen Gründen (Geologe als Subplaner in einer grossen Ingenieurgemeinschaft) nicht immer möglich ist.

Im übrigen dient die *geologische Schlussdokumentation* nicht nur der «Erinnerung», sondern bildet einerseits eine Basis für den Unterhalt des Bauwerks und andererseits ist sie sehr hilfreich für spätere Untertagebauten in der Nähe oder bei vergleichbaren geologischen Verhältnissen.

Aus den vorstehenden Schilderungen eines für Grossprojekte typischen Untersuchungsablaufs sollte unseres Erachtens – insbesondere auch aus Sicht eines hinsichtlich Kosten und Terminen optimierten Bauablaufs – unbedingt angestrebt werden, das gleiche Geologenteam mit der Bearbeitung aller Projektphasen zu beauftragen, um – unter Berücksichtigung der oft komplizierten Abhängigkeiten und übrigen Projektanforderungen – eine den geologisch-hydrogeologischen Verhältnissen optimal angepasste Lösung zu erreichen.

3. Beispiel 1: Erkundungen für die Tunnelbauten der N4 Schaffhausen – Flurlingen

3.1 Projektübersicht

Der zweispurige Stadttunnel in Schaffhausen, die Überquerung des Rheins auf einer prägnanten Brücke wenig über dem Wasser und die Umfahrung des Dorfes Flurlingen in einem weiteren Tunnel mit unterirdischer Verzweigungsstrecke/Ausfahrt sind das Resultat einer über 20-jährigen Planung der Nationalstrasse N4, die nicht nur zu einer Optimierung der Linienführung (z. B. Schonung des Dorfes Flurlingen und seiner Rebhänge), sondern auch zu einem deutlich verbesserten Verständnis der quartärgeologischen Geschichte des Schaffhauser Raums führten (vgl. Schindler 1985). Der zweispurige Fäsenstaubtunnel wurde grösstenteils bergmännisch von Norden nach Süden vorgetrieben, wobei je nach Geologie und Überdeckung verschiedene Vortriebsverfahren (Teilausbruch mit Sprengen und Spritzbetonsicherung, Vollausbruch mit offenem Bühnenschild und Tübbingsicherung) angewandt wurden. Im Mühletal wurde kombiniert mit der Lüftungszentrale ein kurzer Abschnitt im Tagbau erstellt. Der dreispurige Cholfirsttunnel auf Zürcher Gebiet wurde vom Rhein steigend gegen Süden im Teilausbruch (Vortrieb mittels Sprengen und Teilschnittfräse) aufgefahren. Die N4 Schaffhausen – Flurlingen konnte 1996 nach rund 8-jähriger Bauzeit dem Verkehr übergegeben werden.

3.2 Geologisch-hydrogeologische Verhältnisse

Der Raum Schaffhausen liegt geologisch gesehen an einer sehr interessanten Stelle, was sowohl den Felsuntergrund wie auch die eiszeitlichen Lockergesteinsabfolgen betrifft. Die gegen Südosten abtauchenden Malmkalke werden durch die Gesteine der Unteren Süsswassermolasse (USM) erosiv überlagert. Dazwischen sind als Lösungsrückstände einer über 100 Millionen Jahre langen Zeitspanne in der feuchtwarmen Kreide- und Tertiärzeit als Folge starker Verwitterung und Verkarstung die Bolustone mit den Bohnerzen («Siderolithikum») erhalten geblieben, welche massgeblich zur industriellen Entwicklung von Schaffhausen beitrugen und noch im 19. Jahrhundert ausgebeutet wurden. Diese geologische Abfolge wurde im Cholfirsttunnel besonders schön aufgeschlossen (Frank 1995). Die auffälligste «Spezialität» im Bereich des Fäsenstaubtunnels besteht im ausgeprägten Relief der Felsoberfläche. Von Norden (Gebiet Fulach-Herblingen) gegen Süden (Rhein) quert das Trassee zwei alte, in den Kalkfels eingetiefte und heute völlig verdeckte Täler eiszeitlicher Rheinläufe (Fig. 1). Der grössere Teil der Tunnelbauten auf Schaffhauser Gebiet war in den Lockergesteinsfüllungen dieser zwei zugeschütteten Felstäler zu erstellen (Fig. 2).

Die durch die Tunnelbauten der N4 tangierten Malmkalke (Plattenkalke) zeichnen sich durch eine deutliche Bankung aus. Lokal sind kleine Schwammriffkörper eingelagert, die eine deutlich erhöhte Härte im Felsverbund aufweisen. Schön sichtbar sind diese, selten Ammoniten und Belemniten enthaltenden, mikritischen Kalke am Südufer des Rheins in der Verankerungszone der Schrägseilbrücke der N4 oder auch am Rheinfall.

Die erosive Überlagerung durch das «Siderolithikum» (Bolustone mit Bohnerzen) wurde im Cholfirsttunnel (Fig. 3) südlich des Rheins sehr schön aufgeschlossen, wo beim Bau 1989 ein bis unter das Tunnelniveau reichender, schlotartiger Vererzungskörper angefahren wurde, der das grösste je im Schaffhauserraum entdeckte Eisenerzvorkommen darstellt (mindestens 3500 m^3 Roherz = circa 1400 Tonnen reines Eisen, vgl. Hofmann 1992). Die Untersuchungen zeigten

aber auch, dass diese reinen Tonsteine geotechnisch vergleichbar sind mit den Molassemergeln der Unteren Süsswassermolasse; in trockenem Zustand erwiesen sie sich im Ausbruch als gutmütig.

Über den Malmkalken und dem Boluston folgt im Cholfirsttunnel der rund 25 Mio. Jahre alte Fels der Unteren Süsswassermolasse, der hier überwiegend aus Sandsteinen, oft in Form von ineinander geschachtelten Flussrinnenkörpern, und Mergeln besteht. Diese Rinnensandsteine wiesen wegen der generell schlechten Zementation eine erhöhte Porenwasserdurchlässigkeit auf, was eine vorgängige Entwässerung für die Bauphase nötig machte.

Die eiszeitliche Landschaftsgeschichte Schaffhausens der letzten circa 2 Mio. Jahre ist geprägt durch die Lage im westlichsten Randbereich des von den Alpen vorstossenden Rheingletschers (Fig. 1). Das Erbe dieser Landschaftsentwicklung präsentiert sich einerseits in einem sehr ausgeprägten Relief der Felsoberfläche mit steil herausragenden Buckeln (z. B. beim ehemaligen städtischen Steinbruch beim Südportal des Fäsenstaubtunnels; Fig. 2) und andererseits in lockergesteinsgefüllten Rinnen, welche die bedeutendsten Grundwasserträger der Region beherbergen. Der «Ur-Rhein» erodierte in dieser Zeitperiode lage- und höhenmässig verschiedene Talläufe, deren Verfüllungen mit Moränen, eiszeitlichen Seeablagerungen sowie sandig-kiesigen Flussablagerungen im Schaffhauserraum in komplexem Wechsel zu beobachten sind. Ein älterer Rheinlauf ist von Buchthalen im Osten über das Mühletal in Schaffhausen gegen Westen in den Klettgau bis nach Walds-

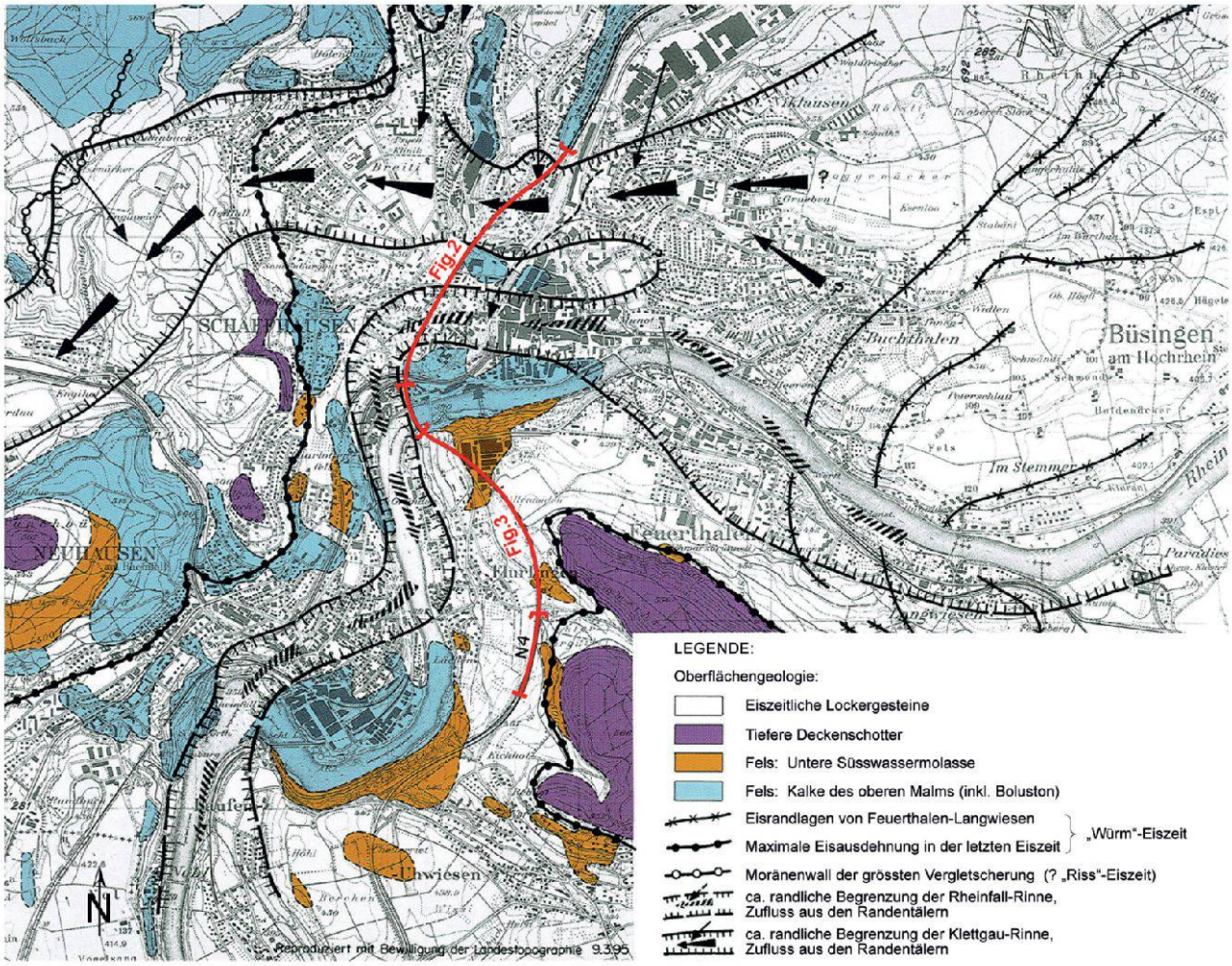

Fig. 1: Geologische Übersichtskarte von Schaffhausen mit Lage der Profile des Fäsenstaub- und Cholfirsttunnels (aus Frank 1995, ergänzt).

hut zu verfolgen. Gletschervorstösse in der vorletzten Eiszeit (vor circa 200'000 bis 130'000 Jahren) blockierten danach diese ursprünglich E-W-gerichtete Entwässerung via den Klettgau und lenkten den Rhein gegen Süden zum Thursystem hin um.

Die Rheinbrücke der N4 liegt genau über der östlichen Flanke dieser jüngeren, mit eiszeitlichen Kiesen gefüllten Felsrinne «Schaffhauser Altstadt – Rheinfall». Die Felsoberfläche taucht von einer nachgewiesenen Kote um 375 m ü. M. am Zürcher Ufer bis mindestens Kote 340 m ü. M. hinab und liegt an der Schaffhauserstrasse in Neuhausen westlich des Rheins bereits wieder an der Oberfläche (Kote 390 m ü. M.). Dieser enge Tallauf war auch in der letzten Zwischeneiszeit (Eem, circa 130'000 ÷ 115'000 Jahre vor heute) aktiv. Im Fäsenstaubtunnel wurden umgelagerte, mit feinen Holzresten durchsetzte Kiese und Sande angetroffen, die im oberen Teil auch mächtigere, glazial vorbelastete Silt- und Sandbänke enthielten. In diesen oft verbraunten Sedimenten traten vereinzelt stark entkalkte Gerölle auf; an einer Stelle wurden auch Reste von Mammutknochen entdeckt (Abschnitt Tannerberg). Die zeitliche Einstufung dieser Überreste einer oder mehrerer (?) Bodenbildungsphasen ist unklar (interglaziale oder interstadiale Fluss- und Hangschuttablagerungen). Denkbar ist ein Eemzeitliches und/oder interstadiales Alter (vergleichbar zu den Schieferkohlen von Gossau/ZH, Warmzeit um 45'000 – 28'000 Jahren vor heute).

Bevor diese alten Flussablagerungen vor circa 20'000 Jahren beim Maximalvorstoss des würmeiszeitlichen Rheingletschers bis westlich Schaffhausen ein letztes Mal unter dem Eis begraben wurden, bildete sich im Vorfeld der nahenden Gletscherfront im ganzen Gebiet ein grosser See, dessen Ablagerungen (eiszeitlicher Seebodenlehm) knapp über dem Fäsenstaubtunnel, z. T. auch im Tunnelprofil anzutreffen sind. Der grösste Teil des Tagbaus des Cholfirsttunnels (Fig. 3) liegt praktisch vollständig in diesem Seebodenlehm (Frank & Rey 1996).

Nach dem Rückzug des Gletschers in das Gebiet von Feuerthalen-Langwiesen vor circa 18'000 Jahren fand der Rhein seinen ursprünglichen Lauf nur stellenweise wieder, so zum Beispiel rheinabwärts der N4-Brücke. Zwischen der Feuerthaler Brücke und dem Kraftwerk Schaffhausen hingegen erodierte er sich einen neuen, dem heutigen Bett entsprechenden Lauf. Dabei fand der Fluss genau bei der N4-Brücke seine ältere, kiesgefüllte Rinne wieder (Fig. 1, 2). Später führte die rasche Tieferlegung der Erosionsbasis weiter rheinabwärts im Raum Eglisau zur Ausbildung der Rheinschleife im Fels

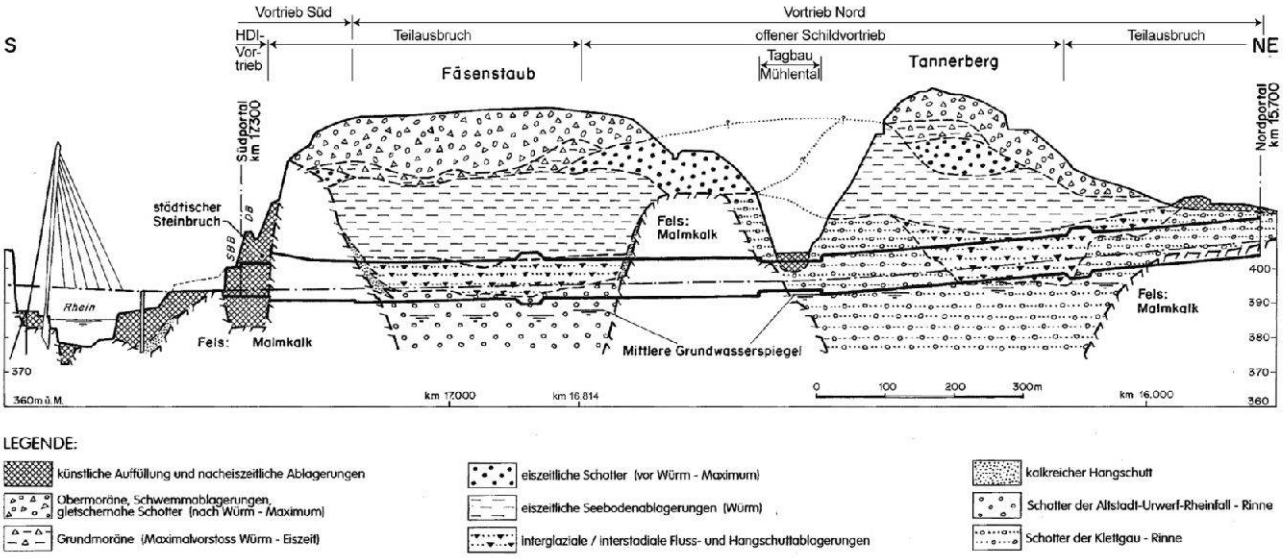

Fig. 2: Geologisches Befundprofil N4 Fäsenstaubtunnel, Schaffhausen, 5-fach überhöht.

südlich Neuhausen und damit schliesslich ab circa 16'000 Jahren vor heute zur Entstehung des Rheinfalls am zweiten «Treffpunkt» zwischen der alten Rinne und dem heutigen Rheinlauf.

Speziell zu erwähnen sind menschgemachte Erschwernisse für den Tunnelbau, d. h. die Auffüllungen im Bereich des ehemaligen städtischen Steinbruchs respektive der Bahndämme von SBB und DB beim Anschluss Schaffhausen Süd. Die genaue Ausdehnung des Steinbruchs respektive der Verlauf der Felsoberfläche sowie die Art und Lagerungsdichte der Auffüllungen wurden in mehreren Phasen detailliert abgeklärt. Kleinere Überraschungen hinsichtlich der Lage der Sohle des Abbaus blieben trotzdem nicht aus und erforderten eine intensivere Begleitung durch den Geologen und Anpassungen in der Bauausführung.

3.3 Bautechnische Herausforderungen

Beim Nordportal des Fäsenstaubtunnels waren in sauberen, sandigen Kiesen (Schotter der Klettgau-Rinne) Strassen und Gebäude bei sehr geringer Überdeckung bergmännisch zu unterfahren. Dank der generell guten Durchlässigkeit konnten die Schotter vorgängig von der Oberfläche und aus der Ortsbrust heraus mittels Zementinjektionen genügend verfestigt werden. Mit einem Teilausbruchverfahren in fünf Etappen (Spritzbetonbauweise) und raschem Ringschluss konnten die Setzungen im mm-Bereich gehalten werden, sodass praktisch keine Schäden an der Oberfläche entstanden (Andraskay 1989). Der weitere Vortrieb bei einer Überdeckung von 20 bis 45 m geschah mit einer offenen Schildmaschine mit fix montiertem Abbaugerät und Tübbingeinbau, was prinzipiell hohe Anforderungen an die Ortsbruststabilität stellt. Lagig bis wolkig sehr hart zementierte Schotter erforderten stellenweise sogar Lockerungssprengungen. Der enge Wechsel dieser Härtlinge mit rolligen Kieslagen führte im Nordteil des Fäsenstaubtunnels (Tannerberg) zu einigen Überprofilen, welche mit Injektionen ab der Ortsbrust beherrscht werden konnten. Dank der harten Vorbelastung der überliegenden Sedimente blieben die Setzungen an der Terrainoberfläche im Rahmen der Erwartungen (mm-Bereich).

Für die Planung der Bauabläufe waren die geologischen Verhältnisse laufend hinsichtlich des detaillierten Verlaufs der Felsoberfläche (Fig. 2) zu überprüfen, wofür sowohl im Vortrieb Süd wie Nord horizontale Kernbohrungen ausgeführt wurden. Der Vortrieb Süd im Fels hatte die unterirdische Verzweigung zu erstellen, was im Teilausbruchverfahren

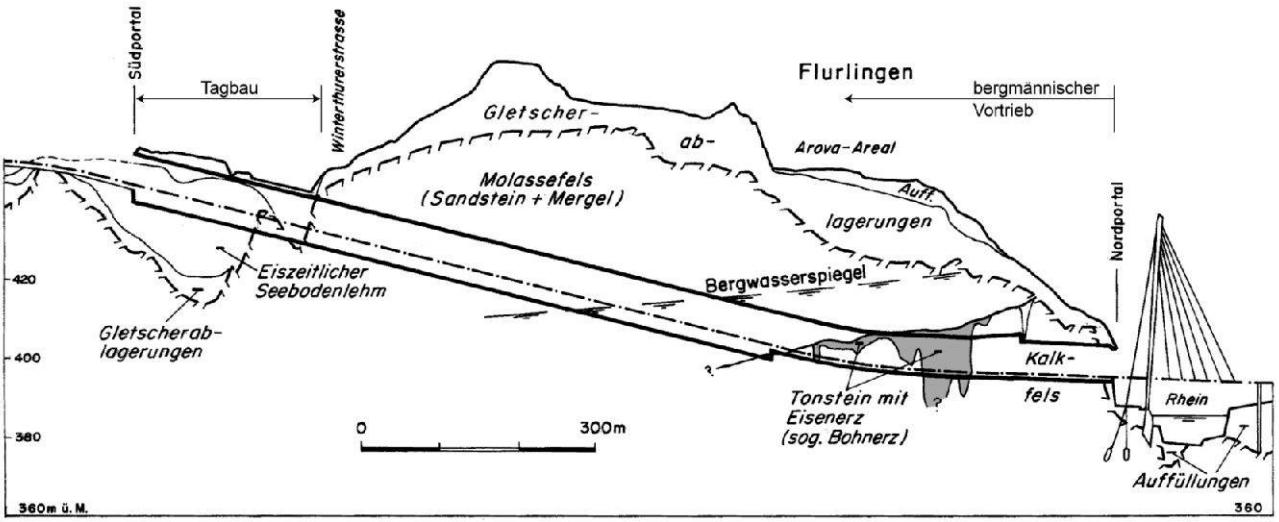

Fig. 3: Geologisches Befundprofil N4 Cholfirsttunnel, Flurlingen ZH, 5-fach überhöht.

mittels Sprengen ohne grössere Probleme geschah. Der Schildvortrieb erfolgte von Norden und geriet mit dem Erreichen der Lockergesteinsstrecke unter dem Fäsenstaub zunehmend in Schwierigkeiten, da Instabilitäten des Firstbereichs zu zahlreichen kleineren und grösseren Niederbrüchen von mehreren m^3 pro Ereignis führten. Am 18. September 1991 zwang ein Niederbruch von 40 m^3, der sich trotz vorgängiger systematischer Injektionen des Firstbereichs ereignete, zum Einstellen des offenen Schildvortriebs (Fig. 4); die restliche Tunnelstrecke musste von beiden Seiten im Teilausbruchverfahren fertig gestellt werden.

Die Gründe für die Vortriebsprobleme lagen in einer feinkörnigen Sandschicht genau im Firstbereich, deren Obergrenze bis circa 1.2 m über OK Tunnelausbruch lag. Darüber folgt eiszeitlicher Seebodenlehm, d. h. eine glazial hart vorbelastete Wechsellagerung im mm- bis cm-Bereich von tonigen Silten, Silten und siltigen Feinsanden. Die häufigen Ausbrüche der Sande führten zu einem progressiven Verbruch der «blätterteigartigen» Seebodenlehme (Fig. 6), welcher im Tübbingbereich wegen der rasch abnehmendem Vortriebsleistung (keine Verfüllung des technisch bedingten Ringspalts mehr möglich) nicht mehr gestoppt werden konnte.

Mit einigen Tagen Verzögerung erreichten die Setzungen trotz der 40 m dicken Überlagerung mit vorbelasteten Lockergesteinen die Oberfläche (Steigstrasse Schaffhausen). Die Setzungsmulde war relativ engräumig; das Setzungsausmass betrug schliesslich im Zentrum 170 mm. Als Folge der ausgeprägten differentiellen Setzungen traten schwere Schäden an einem denkmalgeschützten Haus auf (Fig. 5a), die mittels aufwändiger Unterfangungen und Hebepressen wieder ausgeglichen werden mussten (Fig. 5b).

Dieses Beispiel illustriert deutlich, wie entscheidend die genaue Raumlage einer geo-

Fig. 4: Fäsenstaubtunnel, Vortrieb Nord, km 16.814: Umstellung Schildvortriebsverfahren (zurückgezogene Brustsicherungsklappen am oberen Bildrand) auf Teilausbruchverfahren (3-teiliger Kalottenvortrieb) mit Spritzbetonsicherung (Foto S. Frank, September 1991).

Fig. 5a: Setzungsschäden und erste Sanierungsmassnahmen an einem denkmalgeschützten Haus, Steigstrasse, Schaffhausen (Fotos S. Frank).

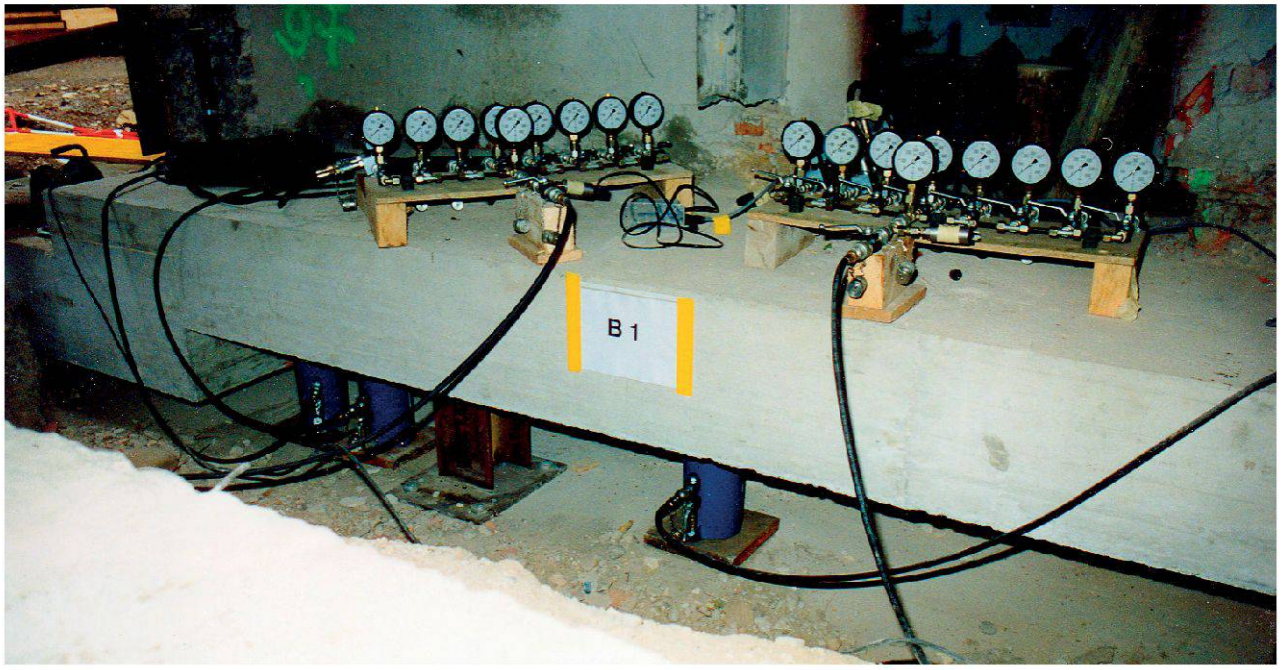

Fig. 5b: Unterfangung des Hauses Steigstrasse mit Bodenplatte und Anheben mit hydraulischen Pressen (Foto S. Frank).

technisch relevanten Schichtgrenze für das Ausbruchsverhalten und die Ausbruchssicherung speziell in Lockergesteinstunnels sein kann. Geologisch-genetisch musste diese Sandlage zu den darüber liegenden Seebodenlehmen gezählt werden, da eine kontinuierliche Sedimentationsabfolge offensichtlich ist (Fig. 6).

Das Verhalten im Ausbruch ist hingegen neben den geologischen von vielen anderen Faktoren abhängig wie der Vortriebsart und -geschwindigkeit, der Stützmöglichkeiten der Ortsbrust, der Injektionsmöglichkeiten (Lage, Art der Injektionsmittel in Abhängigkeit der Geologie) sowie der Lage und Grösse des technisch bedingten Überschnitts und dessen Verfüllungsmöglichkeiten (Lage bezüglich der Ortsbrust, Geschwindigkeit, Material etc.), um nur die wichtigsten zu nennen.

Bei der geologischen Prognose respektive einer vorgängigen Einschätzung des Ausbruchverhaltens und der -risiken kommt der Bestimmung der exakten Tiefenlage der Schichtgrenzen eine grosse Bedeutung zu. Dies wird jedoch aus dem Bohrbefund bei tieferen Lockergesteinsbohrungen in bohrtechnisch wechselhafter Geologie erschwert. Eine mm-genaue Beschreibung feinkörniger Sedimentabfolgen steht in kohäsionsarmen Lockergesteinen leider oft im Widerspruch zur maximal auf dm-genau möglichen Bestimmung der Tiefenlage eines Schichtwechsels. In der Zusammenstellung von Tunnelaufnahmen (Fig. 7) und der Angabe der oben erläuterten, entscheidenden Schichtgrenze gemäss Bohrbefund ist eine Diskrepanz von 80–100 cm erkennbar.

Im Bereich des Anschlusses Schaffhausen Süd (südlichster Teil des Fäsenstaubtunnels) war der ehemalige städtische Steinbruch (Kalk-Bausteingewinnung) zu queren, der im Wesentlichen mit grobem Bauschutt (v. a. Kalkstein- und Ziegelsteintrümmer) wieder verfüllt worden war und später für das Trasse der deutschen Bahn und einen Park genutzt wurde. In dem sehr locker gelagerten Schüttmaterial konnten die Tunnels nur dank der HDI-Technik («Jetting»: Zementdurchmischung des Bodens mittels Hochdruckinjektionen aus horizontalen Bohrlöchern) ohne Gefährdung des aufrecht zu erhaltenden Bahnbetriebs erstellt werden. Probleme boten allerdings z. T. hohe Injektionsverluste respektive dadurch bedingte, zu kleine Säulendurchmesser, da die Steinbruchfüllung zonenweise praktisch matrixfrei ausgebildet war.

Beim Bau des Cholfirsttunnels zeigten sich im südlichsten Teil (Tagbaustrecke) nach ersten Aushubarbeiten deutliche Hangbewegungen im mm-Bereich (max. 9 mm/Jahr). Eine vertiefte Analyse (Instrumentierungs-Kernbohrungen, Laborversuche, Bewegungsmessungen) belegte zwei tief liegende, alte Gleitflächen an der Basis derselben feinlaminierten Seebodenablagerungen wie im Fäsenstaubtunnel (vorwiegend tonige Silte

Fig. 6: Grenzbereich eiszeitliche Seebodenlehme/Sandlage; Verhalten des Lockergesteins beim Ausbruch der Sandlage (spontane, plattenartige Niederbrüche der Seebodenlehme innert einiger Minuten), Bildhöhe circa 1 m (Foto S. Frank).

mittlerer Plastizität). Im Aushubbereich und der zur Stabilisierung erstellten, verankerten Hangsicherungspfahlwand wurden mindestens zwei alte Scherflächen erkannt, die genetisch als «Produkte» von während des Hochwürms glazialtektonisch zerscherten Paketen aus hart vorbelasteten Seebodenlehmen gedeutet werden (Rey 1995, Frank & Rey 1996). Diese ursprünglich eher wirr auf verschiedenen Höhen angelegten Trennflächen haben sich vermutlich im Zuge der Eintiefung des Rheintals zu einigen wenigen, längeren Gleitflächen «vereinigt», die sehr sensitiv auf Lastumlagerungen reagieren.

4. Beispiel 2: Geologische Aspekte bei der Projektierung und Ausführung der SBB Durchmesserlinie Zürich

4.1 Projektübersicht

Die neue SBB-Linie von Zürich-Altstetten nach Zürich-Oerlikon (Kobel 2010) durchquert ein innerstädtisches Gebiet mit zahlreichen bestehenden Verkehrsträgern, von denen viele in Tunnels verlaufen (Fig. 8). Hervorzuheben sind die zwei schweizweit bedeutenden, neueren Bahnlinien: S-Bahn Zürich (Rohbauphase 1983–1988, vgl. Freimoser 1990) und Bahn 2000 Zürich – Thalwil (Rohbauphase 1997–2001, vgl. Rey 2003), die nun mit der Durchmesserlinie (DML, Rohbauphase 2007–2011) wesentlich ergänzt werden (vgl. Ceriani 2008, Frank 2010). Aus

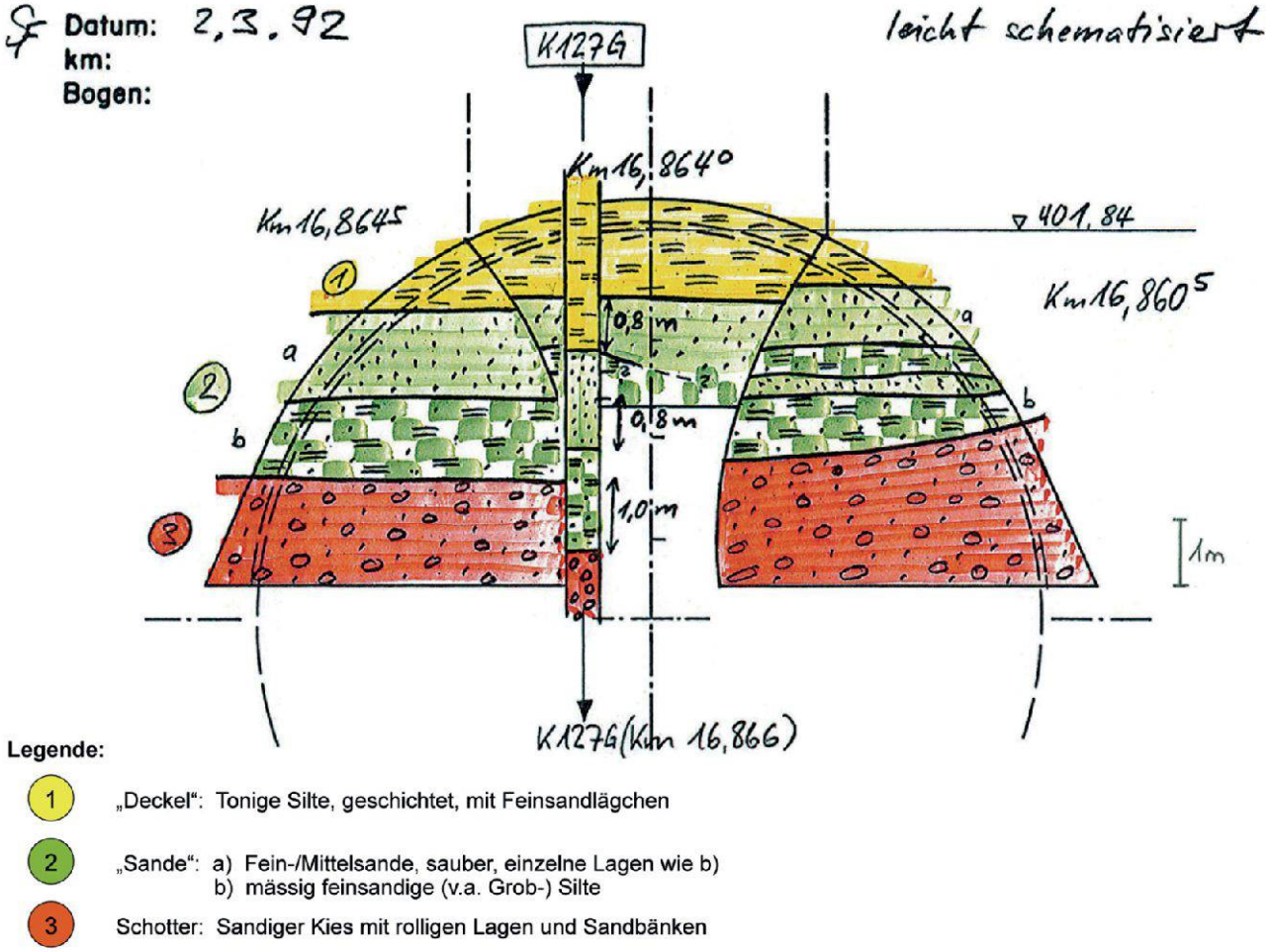

Fig. 7: Zusammenstellung von geologischen Tunnelaufnahmen im Fäsenstaubtunnel; Illustration der Genauigkeit von Schichtgrenzen in tieferen Lockergesteinsbohrungen.

diesen und weiteren Projekten (Stollenbauten für die Wasserversorgung und -entsorgung sowie für die Fernwärmeversorgung, Riesbachtunnel SBB, Verfüllung Lettentunnel SBB u. a.) ergibt sich ein grosser Erfahrungsschatz für den Tunnelbau im Raum Zürich. Aus diesem Grunde konnten sich die Untersuchungen für die DML auf die besonderen Problemzonen der Portalbereiche (insbesondere Limmat-Unterquerung) konzentrieren, d. h. für den zentralen Teil der DML (Weinbergtunnel) im Molassefels wurden keine zusätzlichen geologischen Untersuchungen durchgeführt. Im Portalbereich Oerlikon ergaben die ersten Bohrungen allerdings Hinweise auf eine Rinnenstruktur in der Felsoberfläche, welche vertieft untersucht werden musste (sogenannte «Felsdepression Buchegg»).
Ende März 2010 waren rund 4500 m des Flucht- und Rettungsstollens (FLRS ab Bahnhof Oerlikon) und 4300 m im Hauptvortrieb (Abschnitt 3) des Weinbergtunnels (WBT inkl. Gegenvortrieb ab bestehendem Bahneinschnitt Oerlikon) aufgefahren. Die Tunnelbohrmaschine wird aktuell auf flüssigkeitsgestützten Vortrieb für den Lockergesteinsabschnitt mit Unterquerung der Limmat umgebaut. Im Abschnitt 2 (neuer Bahnhof Löwenstrasse) sind die Arbeiten zur Unterfangung des bestehenden Bahnhofs (Südtrakt) und zur Erstellung des Deckels des neuen Bahnhofs in vollem Gange.

4.2 Geologisch-hydrogeologische Übersicht

Die DML tangiert von Altstetten bis Oerlikon die wichtigsten Elemente der jüngeren geologischen Geschichte von Zürich (Fig. 8). Die Abschnitte 1 und 2 (Bahnhof Altstetten bis neuer Bahnhof Löwenstrasse unter dem heutigen Hauptbahnhof) liegen vollumfänglich im Bereich der Sihl- respektive Limmattal-Schotter. Diese wurden während der letzten Eiszeit durch die randglaziale Entwässerung westlich des Linthgletschers, die «Ur-Sihl», sowie durch die frontalen und östlichen Entwässerungsströme des Gletschers geschüttet. Die Ablagerungen vereinigten sich je nach Gletscherstand und Wasserführung ungefähr in einem Abschnitt zwischen dem Hauptbahnhof und Altstetten weiter talabwärts. In einer ersten Phase wurden die Sedimente als Deltas in einen vor dem Gletscher bei Zürich bis Schlieren reichenden See geschüttet, der später verlandete. Entsprechend der Nähe zur pendelnden Gletscherstirn im Raum der Zürcher Altstadt sind die Schotter im Bereich Hauptbahnhof – Central (Abschnitt 2 und 3) lagenweise auch stark lehmig, d. h. moränenartig, ausgebildet und es kommen auch dickere Sandpakete vor. Die Limmattal-Schotter beherbergen einen mächtigen Grundwasserstrom, der durch Sihl und Limmat gespeist wird; für den Bau im Bereich Bahnhof Löwenstrasse ist daher eine grossräumige Grundwasserabsenkung notwendig (Angehrn & Labhart 2010).

Die unter den Schottern liegenden eiszeitlichen Seeablagerungen entstanden im erwähnten See, der durch die Endmoräne bei Schlieren gestaut wurde. Sie bestehen aus fein geschichteten Silten und Sanden mit wechselndem Tongehalt und enthalten v. a. in den tieferen Teilen häufig Kies- und Steinkomponenten («dropstones» von abschmelzenden Eisbergen). Näher zur damaligen Gletscherstirn im Bereich der Zürcher Altstadt treten in wechselhafter Lage auch sandig-kiesige Deltaablagerungen auf, sodass hier die Grenze zu den Sihlschottern nicht überall scharf erfasst werden kann. Die Seeablagerungen stellen aber doch grossräumig den Grundwasserstauer für das Limmattal-Grundwasser dar. Die entsprechende Grenzfläche ist daher von hoher Projektrelevanz und wurde zwischen der Sihl- und Limmat-Unterquerung (Abschnitte 2 und 3 «Weinbergtunnel») im Detail erkundet.
Im Bereich der Limmat-Unterquerung kommt die Moräne der letzten Eiszeit an die Oberfläche respektive bildet am rechten Ufer die Flusssohle. Es handelt sich um eine typische, glazial sehr hart vorbelastete

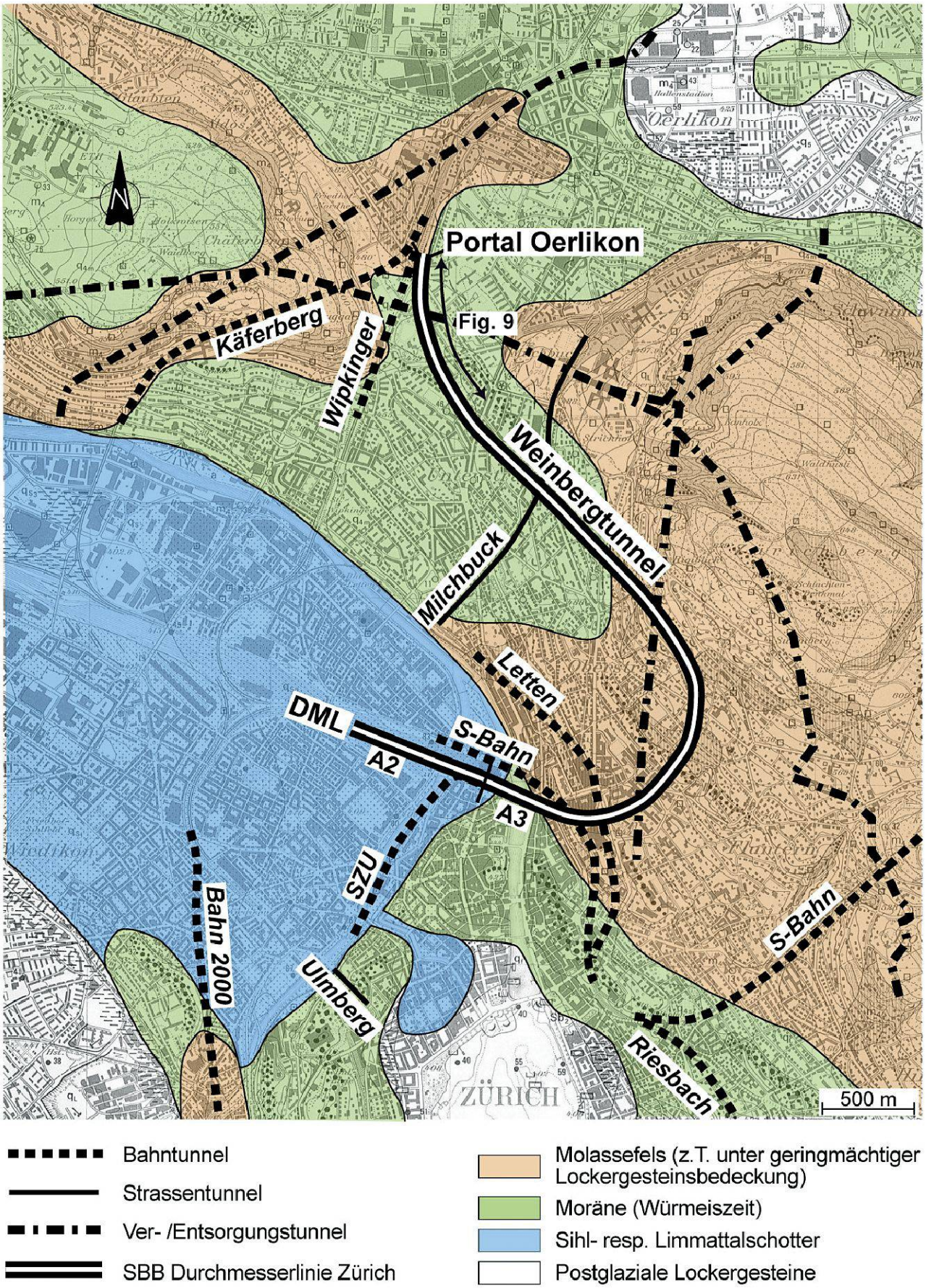

Fig. 8: Durchmesserlinie Zürich: Stark vereinfachte, geologische Übersichtskarte mit Neubaustrecke sowie älteren Untertagebauten.

Grundmoräne aus leicht tonigem Silt und Feinsand mit Kies und Steinen. Grössere Blöcke oder insbesondere Blocklagen, die beim Bau der S-Bahn einige Vortriebserschwernisse brachten, wurden in den zahlreichen Bohrungen in der Limmat sowohl innerhalb der Moräne wie auch an deren Obergrenze nicht angetroffen.

Auf der Seite Oerlikon (Hauptangriffsschacht «Brunnenhof» beim Radiostudio DRS und Tunnelstrecke bis etwa zur Schaffhauserstrasse, Fig. 9) spielt die eiszeitliche Lockergesteinsabfolge ebenfalls eine projektrelevante Rolle. Im Zuge der Sondierarbeiten wurden nämlich im Bereich der Bucheggstrasse eine zwischen zwei Moränen eingeschaltete Schotterlage von bis 10 m Mächtigkeit entdeckt. Die Felsoberfläche liegt in dieser gegen Oerlikon gerichteten, vollkommen mit Lockergesteinen verfüllten Rinne (sogenannte Felsdepression «Buchegg») rund 30 m tiefer als beim Portal Oerlikon respektive unter der Schaffhauserstrasse. Diese Schotterzwischenlage ist vollständig wassergesättigt und das Druckniveau (30 m Wassersäule über Tunnelfirst) subartesisch gespannt bezüglich der bis zum Terrain reichenden Moräne.

Diese bis anhin unbekannten geologischen Verhältnisse und ihre bautechnischen Konsequenzen führten in den Medien zur Schlagzeile «Unterirdischer See bedroht die Tunnelbauer», was natürlich der Sachlage nicht gerecht wird, aber eindrücklich zeigt, wie in der heutigen Informationsgesellschaft geologisch bedingte Projektanpassungen schnell und überzeichnet in die Öffentlichkeit getragen werden.

Unter den Moränen folgt der Fels der Oberen Süsswassermolasse (OSM), welcher den Hauptteil des Tunnelausbruchs ausmacht; auch der Fluchtstollen ab Oerlikon und der Abschnitt 4 «Einbindung Oerlikon» liegen

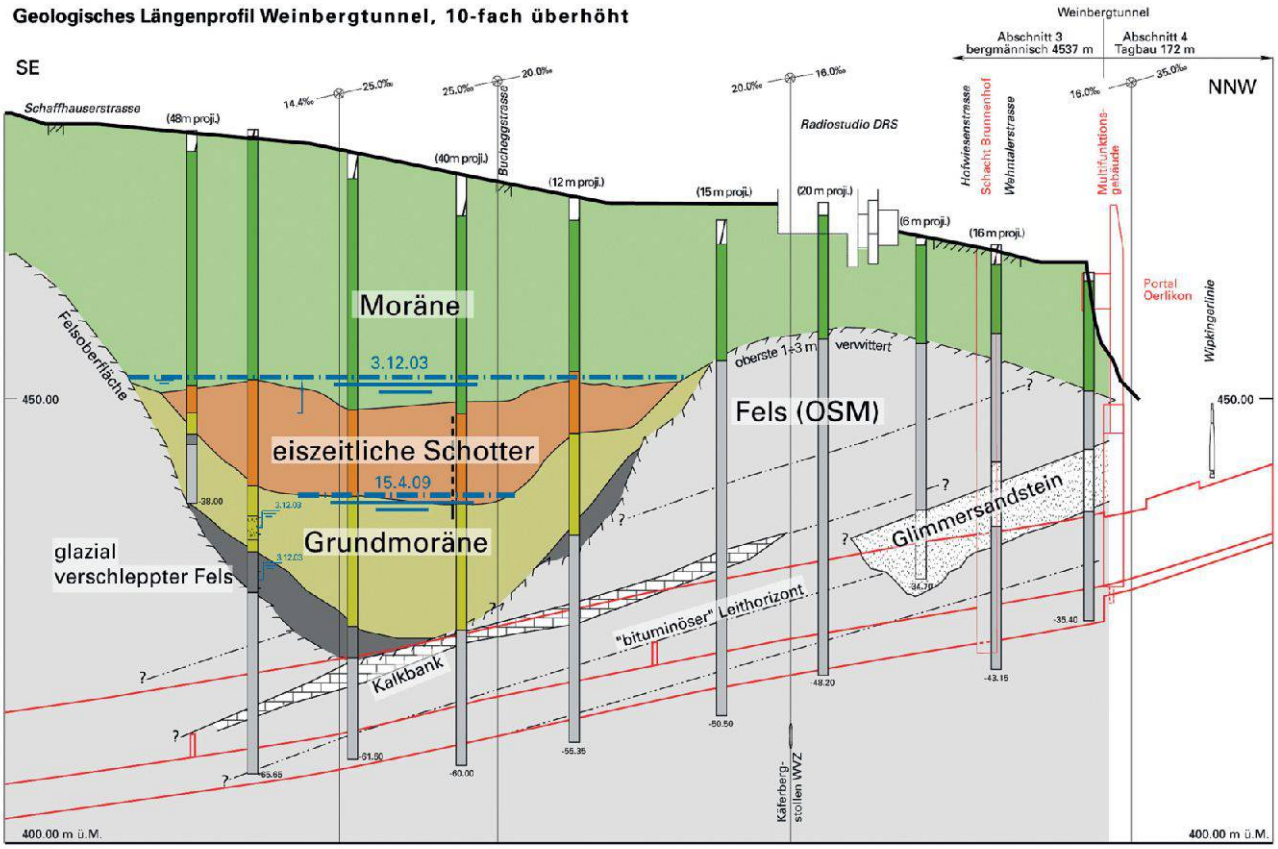

Fig. 9: Durchmesserlinie Zürich, Weinbergtunnel: Geologisches Längenprofil Portal Oerlikon – Felsdepression Buchegg – Schaffhauserstrasse mit Darstellung Grundwasserabsenkung (Geologie: Projektstand Ausschreibungsunterlagen), 10-fach überhöht.

grösstenteils im Fels. Die durch den Weinbergtunnel tangierte Felsabfolge ist vor rund 15.1 Mio. Jahren entstanden, was sich aus der Lage zwischen den zwei absolut datierten Schichten aus vulkanischer Asche (Urdorfer Bentonit unten und Küsnachter Bentonit oben) ableiten lässt. Die Gesteine bestehen überwiegend aus Mergeln, Silt- und Sandsteinen mit zahlreichen Übergängen. Als auch bautechnisch wichtige «Spezialitäten» kommen darin sogenannte bituminöse, oft nur wenige Zentimeter dicke Lagen aus grünlich-schwarzen, meist deutlich tonigen Mergeln vor. Sie besitzen die schlechtesten Schereigenschaften der gesamten Felsabfolge und stellen daher Schwächehorizonte dar, die insbesondere beim Anfahren im Tunnelfirst Erschwernisse (Niederbrüche) bringen können (vgl. auch Rey 2003). Im Bereich Central dominieren Rinnen-Sandsteine und es ist mit einer ausgeprägten Talklüftung zu rechnen.

Seit dem Bau des SBB Wipkingertunnels ist im Bereich Oerlikon eine weitere Spezialität in der Felsabfolge bekannt. Bei den sogenannten Glimmersandsteinen handelt es sich um meist nur schlecht zementierte, eher grobkörnige Sandsteine mit einem hohen Gehalt an Hellglimmer und sehr geringer Festigkeit. Diese Sande wurden zur Molassezeit – im Gegensatz zum Hauptanteil der Gesteine der OSM – nicht aus den Alpen, sondern aus Nordosten vom böhmischen Kristallinmassiv her geschüttet.

Im Zuge der Erkundung der Felsdepression Buchegg erbohrte man eine innerhalb der Molasseabfolge seltene Schicht aus sehr hartem Kalkstein (maximal bestimmte Würfeldruckfestigkeit von 62 MPa), die stratigraphisch dem Hombrechtiker Knollenkalk zugeordnet wird. Dabei handelt es sich um eine, das noch nicht verfestigte Nebengestein unter feucht-warmen Klimabedingungen verdrängende Kalkausscheidung aus dem Porenwasser. Dieser Prozess kann bei längerer Dauer zur Ausbildung von durchgehenden Kalkbänken führen. Im Laufe des Tunnelvortriebs wurde festgestellt, dass diese Lage lateral sehr rasch innert weniger Meter auskeilen kann respektive sich nur noch schwach in Form von einzelnen, feinsten Kalkknöllchen im normalen Gestein bemerkbar macht.

4.3 Bautechnische Herausforderungen

Die vorstehend erläuterten, geologisch-hydrogeologischen Verhältnisse im Bereich der DML stellen einige Herausforderungen an die Planung und den Bau der überwiegend unterirdisch zu erstellenden Bauwerke dar. Sie werden nachfolgend für den Weinbergtunnel (Abschnitt 3) in Vortriebsrichtung von Oerlikon zum Hauptbahnhof beschrieben; in Kapitel 4.4 werden die bisherigen Erfahrungen (Stand Ende März 2010) kurz kommentiert.

4.3.1 Bereich Oerlikon

Der Abschnitt 3 «Weinbergtunnel» beginnt beim bergmännischen Portal im bestehenden Bahneinschnitt von Oerlikon direkt neben dem Portal des Wipkingertunnels und unterquert dann das Radiostudio DRS.
Vom Bau des Wipkingertunnels vor über 100 Jahren war bekannt, dass die schlecht zementierten Glimmersandsteine im wassergesättigten Zustand zu grossen Vortriebsproblemen (Grundbruchphänomene mit Verlust der Festigkeit, Materialausbrüche) führen können. Die Bohrerkundungen und Messungen wie auch die Erfahrungen bei der Sohlabsenkung im Wipkingertunnel in den 80-iger Jahren zeigten, dass der Tunnel heute stark drainierend wirkt und daher die Glimmersandsteine nur noch in den basalen Teilen (Fig. 9) wasserführend sind. Dementsprechend war keine vorgängige Entwässerung geplant; falls notwendig wurden Drainage- und Stabilisierungsmassnahmen aus dem Vortrieb vorgesehen. Zudem konnten bezüglich Festigkeit und Ausbruchsverhalten der Glimmersandsteine (Problematik

von sehr harten Knauern innerhalb schlecht verfestigter Zonen) auch die Erfahrungen beim Abtiefen des Hauptangriffschachts für den Tunnelausbruch genutzt werden. Das Auskeilen der relativ weichen Glimmersandsteine direkt unter dem Radiostudio (Fig. 9) wurde als wenig bis nicht relevant für den Vortrieb wie auch bezüglich Setzungen eingeschätzt, da noch eine namhafte Überdeckung durch «normale» Molassegesteine vorhanden ist.

Die Unterquerung der rund 400 m langen Felsdepression Buchegg (Fig. 9) wurde – ohne Bauhilfsmassnahmen – aus folgenden Gründen als hohes Projektrisiko eingestuft:

- Der Tunnelfirst liegt im Bereich der Felsoberfläche, es kommen glazial verschleppte und/oder glazialtektonisch stark beanspruchte Felsbereiche vor.
- Genau im Firstbereich wird die gemäss Laborversuchen und Bohrbefund sehr harte Kalkbank angefahren, die von relativ weichen Molassegesteinen (Mergel, z. T. bituminös) unter- und überlagert wird.
- Das Grundwasservorkommen in den Schottern über der Grundmoräne stellt ein sehr hohes Risiko (Wassereinbruch) dar, sei es aus unprognostizierbaren geologischen Gründen (z. B. dickere Sandlagen innerhalb der Grundmoräne mit Tendenz zum Auslaufen und rückgreifender Erosion gegen hinten und oben) oder wegen technischer Probleme (längerer Stillstand der TBM mit instabiler Ortsbrust mit progressivem Verbruch der Grundmoräne gegen vorne und oben). Unter diesen Gesichtspunkten konnte als Kombination von geologischen Verhältnissen und Verhalten der Gesteinsabfolge im Ausbruch (grossblockig ausbrechende Kalkbänke als initialer Auslöser für eine rasch gegen oben progradierende Ortsbrustinstabilität) ein starkes Überprofil nicht ausgeschlossen werden.

Die Abwägung der Projektrisiken und -kosten führte schliesslich als Bauhilfsmassnahme zur Wahl einer Grundwasserabsenkung, um im Falle eines progressiven Ortsbrustversagens die Situation «im Trockenen» aus dem Tunnel heraus stabilisieren zu können. Zusätzlich wurde für diese kritische Zone ein unterbruchsloser Vortrieb vorgeschrieben und auch ausgeführt. Das Konzept einer möglichst vollständigen Grundwasserabsenkung entlang dieses Tunnelabschnitts erforderte umfangreiche Detailabklärungen (zusätzliche Brunnenbohrungen, Langzeitpumpversuch, Setzungsberechnungen, Grundwassermodell) für den Nachweis der Machbarkeit und als Basis für die Ausschreibung der Arbeiten.

4.3.2 Bereich Central – Hauptbahnhof mit Limmatunterquerung

Der Abschnitt vom Central bis zum Schacht Südtrakt beim Hauptbahnhof Zürich stellt im Abschnitt 3 die grössten Herausforderungen an den Tunnelbau. In diesem innerstädtischen Bereich ist die Limmat bergmännisch zu unterqueren und zahlreiche «Hauptschlagadern» des öffentlichen Verkehrs, Versorgungsleitungen und ältere Einbauten im Untergrund sind sicher zu unterfahren. Daher wurde dieser Abschnitt sehr engmaschig mit Bohrungen insbesondere in der Limmat erkundet (Fig. 10). Es gelangten 12 Kernbohrungen zur Ausführung, daneben konnten zahlreiche ältere Sondierungen mit in die Auswertung einbezogen werden.
Wie dem geologischen Längenprofil (Fig. 11) entnommen werden kann, liegt der Tunnel hier in gemischter Fels- und Lockergesteinsgeologie. In Vortriebsrichtung steigt der First nach der Unterfahrung des Hirschengrabentunnels der S-Bahn mit nur circa 6 m Vertikalabstand in jüngere Molassegesteine auf, die hier einen hohen Anteil an Sandsteinen aufweisen. Etwa ab dem Central liegt der Tunnel in der Grundmoräne der letzten Eiszeit und tritt dann schleifend in die siltig-sandigen, horizontal geschichteten Seeablagerungen ein, die auf der linken Limmatseite direkt dem Fels auflagern. Entlang einer erosiven, im Detail schwierig prognostizierba-

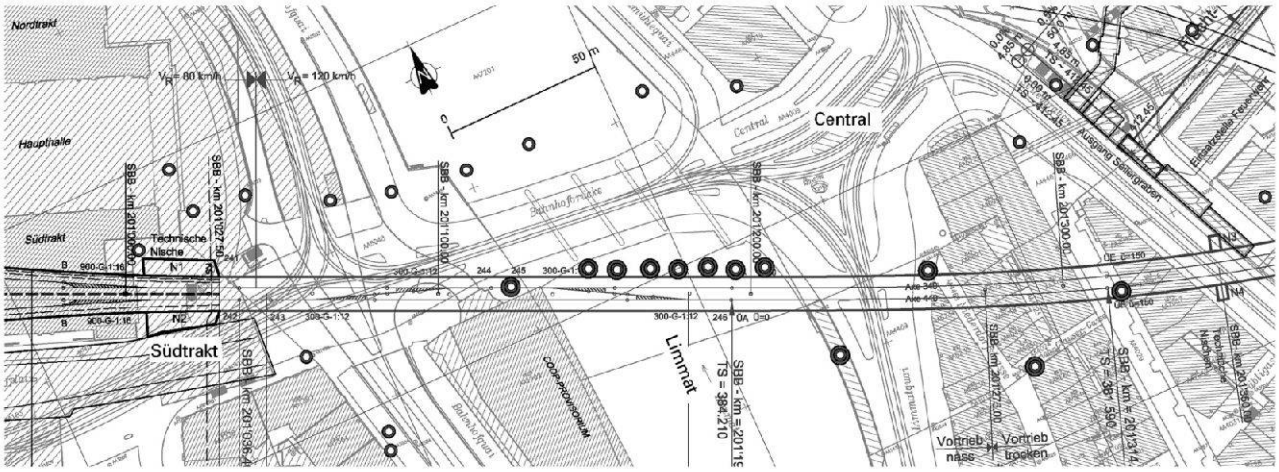

Fig. 10: Weinbergtunnel, Abschnitt Central (rechts) bis Schacht Südtrakt beim Hauptbahnhof Zürich: Zur Prognose verfügbare Kernbohrungen (dicke Kreise = erstellt für DML).

ren Grenze folgen über den Seeablagerungen die Sihl-Schotter, die eine wechselhafte, aber generell gute Durchlässigkeit aufweisen. Der Vortrieb erfolgt hier im Grundwasser, jedoch ist – wie einleitend erwähnt – für die Unterfahrung des Südtrakts des Hauptbahnhofs eine Grundwasserabsenkung notwendig, die sich bis an die das Grundwasser speisende Limmat auswirkt.

4.4 Bisherige Erfahrungen

Der Ausbruch (Abbau mit schwerem Rippergerät und Teilschnittfräse) und die Sicherung der Glimmersandsteine im Hauptangriffsschacht, im Verbindungsstollen sowie auch in der Startkaverne der TBM erfolgte weitgehend problemlos. Bei den gewählten Abschlagslängen von 1.2 m und sofortiger Sicherung mit Ankern, Netzen und Spritzbeton erwies sich die Standzeit als genügend; die Setzungen lagen mit wenigen Millimetern unter den prognostizierten Werten.

Die Unterquerung der Felsdepression Buchegg (Fig. 9) verlief sowohl im Flucht- und Rettungsstollen als auch im Hauptvortrieb des Weinbergtunnels ohne besondere Vorkommnisse; die Gesamtsetzungen lagen mit weniger als 10 mm klar tiefer als die rechnerisch abgeschätzten 15 mm. Die Tun-

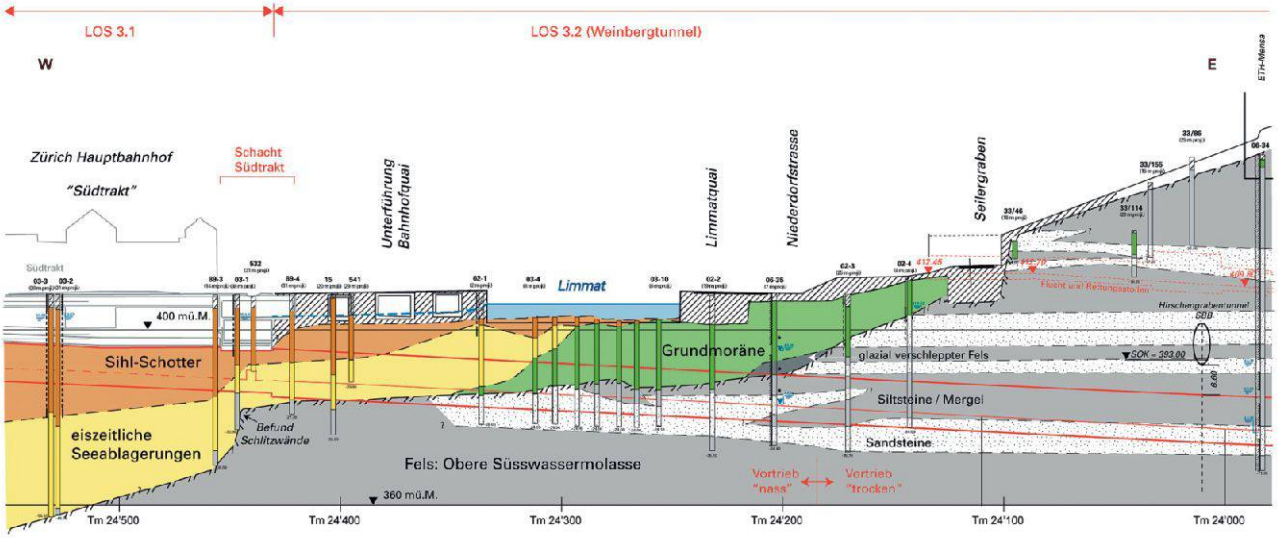

Fig. 11: Weinbergtunnel: Geologisches Längenprofil Abschnitt Central (rechts) bis Schacht Südtrakt beim Hauptbahnhof Zürich (Projektstand Ausschreibungsunterlagen), 2-fach überhöht.

nels waren im Ausbruch praktisch trocken. Die Grundwasserabsenkung mittels anfänglich 12 Brunnen bewirkte – bei einer Gesamtpumpmenge von nur rund 200 l/min im stabilen, abgesenkten Zustand – über Monate eine praktisch vollständige Entleerung des Schotters direkt über dem Tunnel. Der im Gange befindliche Wiederanstieg nach Abstellen der Pumpen im Oktober 2009 verläuft wegen des geringen Nachflusspotentials wie erwartet langsam.

Die Vortriebe im Molassefels stellten insgesamt keine nennenswerten Probleme. Im Flucht- und Rettungsstollen, der mit einer offenen Gripper-TBM aufgefahren wurde, führten auf Seite Oerlikon bei geringer Überdeckung angewitterte, tonige Mergellagen zu Überprofilen, die jedoch keine grösseren Setzungen an der Oberfläche (Hofwiesenstrasse mit Tramgleisen) bewirkten. Abschnittsweise erwies sich die systematische Ankerung (Swellex-Anker) im Firstbereich eher als ungünstig, da sie die Bildung von plattenartigen, kleinen Niederbrüchen tendenziell förderte.

Die Unterquerung der Limmat (Fig. 11) mit nur 10 bis 13 m Überdeckung ab der Flusssohle wird mittels eines Grossrohrschirms (Hydroschild-TBM mit 2 m Durchmesser, 8 Rohre à maximal 147 m Länge) ab dem Schacht Südtrakt beim Hauptbahnhof vorbereitet. Dieser Bauabschnitt stellt die grösste Herausforderung in der gesamten Tunnelstrecke dar. Nach Erstellung von rund 80 % der Rohre lässt sich sagen, dass die prognostizierten geologischen Schichtgrenzen keiner Revision bedürfen. Die in der nationalen Presse prominent erwähnten Komplikationen nahe beim Schacht Südtrakt mit einer Hohlraumbildung direkt unter einem zentralen Tramknotenpunkt von Zürich (Fig. 10) am 30. April 2009 (fast ein Tag Verkehrsunterbruch) waren durch ein technisches Problem an der Bohrmaschine und nicht geologisch bedingt.

Beim Abtiefen der Schlitzwände im Schacht Südtrakt (Seitenwände der Aufweitung für den zukünftigen Bahnhof) wurde eine Steilstufe in der Felsoberfläche (Fig. 11) angetroffen, die mit den spärlichen Sondiermöglichkeiten in diesem sehr intensiv genutzten Raum (Leitungen, Tramgeleise, Unterführungen, Bahnhof SZU, zentrale unterirdische Anlieferung für den Hauptbahnhof) vorgängig nicht detektierbar war. Die notwendigen Anpassungen konnten dank der Flexibilität in den Längen der Armierungskörbe ohne grössere Probleme vorgenommen werden.

5. Schlussbemerkungen

Die geologisch-hydrogeologisch-geotechnischen Verhältnisse des Gebirges inklusive der anthropogenen Vorgeschichte des Untergrundes haben einen entscheidenden Einfluss auf die Wahl der Vortriebsmethoden und damit letztendlich auf den Erfolg des Tunnelbaus. Die geologische Prognose bildet deshalb eine wesentliche Grundlage für das Tunneldesign. Die Komplexität der technischen Anforderungen insbesondere im städtischen Tunnelbau und die speziell in Lockergesteinen vorhandene Vielfalt der geologisch-geotechnischen Verhältnisse erfordern vom Planer eine methodische Analyse der Risiken. Bei der geologischen Beratung sind daher die Variabilität der Prognosegenauigkeit bzw. die Auftretenswahrscheinlichkeit einer bestimmten geologischen Situation (z. B. «Tunnel tangiert Grundwasserleiter sicher nicht oder nur um 1 bis 2 Meter nicht …») anhand von Szenarien aufzuzeigen. Der Beizug des Ingenieurgeologen über alle Projektphasen ist dabei für Planer und Bauherr von grossem Vorteil, da Prognoseunsicherheiten in Abhängigkeit der zur Verfügung stehenden Baumethoden angemessen gewichtet und das Vorwissen über die Projektierungsabläufe immer vorhanden ist. Meist kann so auch Optimierungspotential besser genutzt werden, was je nach Geologie, Erkundungsmöglichkeiten und Flexibilität des Bauherrn und der Unternehmung auch erst während der Bauausfüh-

rung aufgrund des systematischen Vergleichs von Prognose und Befund geschehen kann. Eine genügende Präsenz des Ingenieurgeologen auf der Baustelle kann auch mithelfen, bei der Ausführung eine verbesserte Sicherheit für die Vortriebsmannschaft zu erreichen. Unvorhergesehene Vortriebsprobleme können in städtischen Gebieten Auswirkungen mit sehr hohen Kostenfolgen und grossen Imageschäden für Planer und Bauherr zur Folge haben (vgl. Freimoser & Gautschi 1989: S-Bahn Zürich u. a.).

Literatur

Andraskay, E. 1989: Sicherheitskonzept und Überwachung beim Bau des innerstädtischen Tannerberg-Fäsenstaub-Tunnels. In: Tief- und Untertagebauten im Raum Schaffhausen, Mitt. Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik 120.

Angehrn, Ph. & Labhart, W. 2010 (im Druck): Bahnhof Löwenstrasse: Grundwasserabsenkung während der Bauphase und Ersatzmassnahmen im Endzustand. In: Durchmesserlinie SBB Zürich, Mitt. Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik 158.

Ceriani, M. 2008: Durchmesserlinie Altstetten – Zürich HB – Oerlikon. Der Bauingenieur 4/2008, 12–18.

Frank, S. 2010 (im Druck): Geologische und hydrogeologische Verhältnisse im Bereich der SBB-Durchmesserlinie Zürich: Spezialitäten aus der Zürcher Unterwelt und erste Erfahrungen beim Vortrieb. In: Durchmesserlinie SBB Zürich, Mitt. Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik 158.

Frank, S. 1995: Die geologischen Verhältnisse im Bereich der Rheinbrücke N4, Schaffhausen. In: Nationalstrassenbüro des Kantons Schaffhausen. (Hrsg.): Rheinbrücke N4. Meier, Schaffhausen, 98–111.

Frank, S. & Rey, R. 1996: N4 Flurlingen: Durch Tunnelbau beschleunigte Kriechbewegungen und deren Konsequenzen für die Bauausführung. In: Oddsson, B. (Hrsg.): Instabile Hänge und andere risikorelevante natürliche Prozesse. Birkhäuser Basel, 203–218.

Frank, S. & Rick, B. 1996: Tunnelvortrieb im Lockergestein: Stabilisierungsmassnahmen erläutert an den Fallbeispielen Habsburg-, Hirschengraben- und Fäsenstaubtunnel. Nachdiplomkurs in angewandten Erdwissenschaften ETHZ, September 1996.

Freimoser, M. 1998: Die Geologie im Bereich des Zimmerberg-Basistunnels Zürich – Thalwil. Mitt. Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik 137.

Freimoser, M. 1990: Die geologischen Verhältnisse entlang der Neubaustrecke. In: Fechtig, R. & Glättli, M. (Hrsg.): Projektierung und Bau der S-Bahn Zürich. Stäubli Zürich, 74–79.

Freimoser, M. & Gautschi M. A. 1989: Erfahrungen bei der geologischen Begleitung von Untertagebauten im Raum Zürich und Umgebung. Tunnel: Sonderausgabe zum Symposium «Vertragsgestaltung bei Untertagearbeiten», 2./3.März 1989, TU München.

Hofmann, F. 1992: Neuere Befunde zur Geologie, zur Lagerstättenkunde und zum historischen Abbau der Bohnerze und Bolustone der Region Schaffhausen. Beiträge zur Geol. der Schweiz, Kl. Mitt. 93.

Kobel, R. 2010 (im Druck): Übersicht Durchmesserlinie aus der Sicht des Bauherrn. In: Durchmesserlinie SBB Zürich, Mitt. Schweiz. Ges. für Boden- und Felsmechanik 158.

Kovari, K. & Bosshard, M. 2003: Risiken im Tunnelbau: Analyse und Handhabung am Beispiel Zimmerberg-Basistunnel. Tunnel 6/2003, 10–31.

Rey, R. 1995: Geotechnische Folgen der glazialen Vorbelastung von Seebodenablagerungen. Beiträge Geol. der Schweiz, Geotechnische Serie 89.

Rey, R. 2003: SBB-Zimmerberg-Basistunnel Teil 1: Geologie der Felsstrecke von der Kollerwiese (Zürich) bis Thalwil. Bull. angew. Geol., Vol. 3/2, 25–36.

Rick, B. 2006: Erarbeitung der geologischen Prognose im Tunnelbau, vom Baugrundmodell zur Baumethode. Zertifikationslehrgang in angewandten Erdwissenschaften ETHZ, September 2006.

Rick, B. 2008: Städtischer Tunnelbau in Lockergesteinen – Herausforderung für Geologen und Planer. Zertifikationslehrgang in angewandten Erdwissenschaften ETHZ, September 2008.

Rick, B. 2009: Innerstädtischer Tunnelbau in Zürich – Herausforderung für Ingenieurgeologen und Planer. In: 5. Freiberger Geotechnik-Kolloquium, Juni 2009.

Schindler, C. 1985: Geologisch-geotechnische Verhältnisse in Schaffhausen und Umgebung (Erläuterungen zur Baugrundkarte Schaffhausen 1:10'000, 1982), Beiträge zur Geol. der Schweiz, Kl. Mitt. 74.