

Lockergesteinsstrecke des Vedeggio–Cassarate Tunnels: Bauhilfsmassnahmen im Mittelpunkt des Bauvorhabens

1. Projektübersicht

Der Vedeggio–Cassarate Tunnel ist Teil des Verkehrsplans der Stadt Lugano und Umgebung (PTL) und gilt als das wichtigste unterirdische Bauwerk der ersten Phase dieses Projektes, welches das Konzept des öffentlichen und privaten Verkehrs dieser Region neu definieren will.

Der Zweispur-Tunnel mit Gegenverkehr weist eine Länge von 2'630 m auf und durchquert den Hügelszug der Gemeinden von Comano, Cureglia und Porza und verbindet das Vedeggio-Tal im Westen (beim Autobahnanschluss Lugano-Nord) mit dem Cassarate-Tal im Osten (Canobbio). Der Haupttunnel ist auf seiner ganzen Länge von einem Sicherheitsstollen begleitet, welcher sich auf der Südseite des Tunnels in einem Achsabstand von 30 m befindet.

Die verschiedenartigen geologischen und geomorphologischen Verhältnisse entlang des Tunnels kennzeichnen drei Hauptstrecken des Bauwerkes:

- Felsstrecke
- Lockergesteinsstrecke
- Tagbaustrecke

Die Felsstrecke beginnt direkt am Westportal Vedeggio und weist eine Länge von etwa 2'370 m auf. Der Ausbruch des Haupttunnels erfolgt in Sprengvortrieb in den Formationen des kristallinen-paläozoischen Sockels der südlichen Alpen. Der Sicherheitsstollen wurde bereits im Jahre 2006, mit einer offenen TBM, Durchmesser 4.50 m, bis etwa 15 m vor dem Übergang zwischen Fels und Lockergestein vorgetrieben.

Richtung Osten schliesst die Lockergesteinsstrecke mit einer Länge von knapp 200 m an. In dieser Strecke nähert sich der Sicherheitsstollen dem Haupttunnel bis auf einen Achsabstand von 15.5 m beim bergmännischen Portal Cassarate. Der Vortrieb erfolgt unter einem leicht bebauten Gebiet, mit einer Mittelschule und einigen Mehrfamilienhäusern innerhalb des Einflussbereiches der Arbeiten.

Die letzten 60 m des Tunnels bis zum Portal Cassarate werden im Tagbau erstellt. Das Bauwerk wird sich in der Portalbaugrube Cassarate befinden (Bild 1). Der Haupttunnel und der Sicherheitsstollen werden in dieser Strecke in einer einzigen Stahlbetonkonstruktion zusammengeschlossen.



**Bild 1: Portalbaugrube Cassarate mit bergmännischen Tunnelportalen.
Links Portal Sicherheitsstollen, rechts Portal Haupttunnel.**

2. Geologische und Hydrogeologische Verhältnisse in der Lockergesteinsstrecke

Die Geologie der Lockergesteinsstrecke bildet sich aus einer extrem heterogenen Reihenfolge von quartären glazialen See- und Flussablagerungen, bestehend vor allem aus einer Matrix von schwach verfestigten bis überkonsolidierten Feinsanden und Silten mit wenig Ton, mit eingelagertem Kies und Sand in veränderlicher Menge und Kornabstufung (Bild 2). Die Überlagerung variiert zwischen 5 m, in der Nähe des bergmännischen Portals und 40 m beim Übergang zur Felsstrecke.

Die Durchlässigkeit des Bodens ist gering, mit Ausnahme von "Kanälen" oder Schichten höherer Durchlässigkeit entlang der ehemaligen Mäandern und Flussbetten des Flusses Cassarate. Eine solche Bodenstruktur ist durch die Anwesenheit von mehrlagigen, voneinander getrennten, gespannten Grundwasserspiegeln gekennzeichnet. Die Porenwasserdrücke können bis zu 20 m über die Terrainoberfläche reichen.

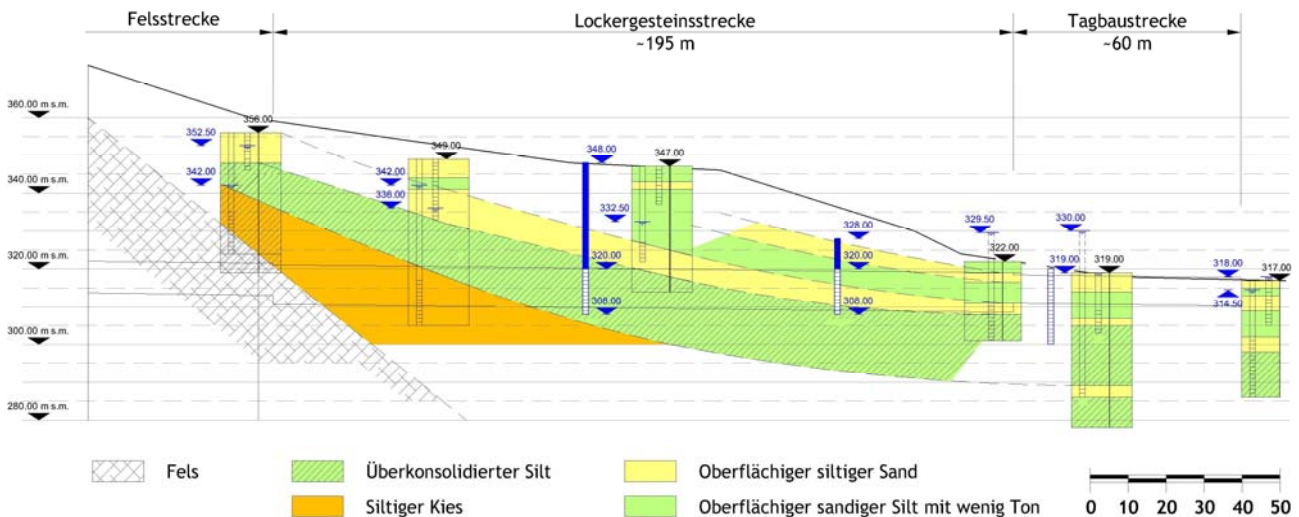


Bild 2: Vereinfachtes geologisches Längsprofil.

3. Geotechnische Beurteilung und Modellierung der Lockergesteinsstrecke

Auf Grund der Ergebnisse von mehreren Sondierkampagnen konnte die Struktur des Bodens entlang der Lockergesteinsstrecke in drei Homogenbereiche gegliedert werden, nämlich: die oberflächennahen siltigen Sande und sandigen Silte am Anfang der Strecke, die überkonsolidierten Silte in der Mitte und die siltigen Kiese vor dem Übergang zum Fels. In diesen Böden wurden folgende Hauptgefährdungsbilder für den Vortrieb erkannt:

- Verbruch / Tagbruch
- Instabilität der Ortsbrust
- Schlamm- und Wassereinbruch bzw. Auslaufen von wassergesättigten Sandlinsen
- Innere Erosion
- Hydraulischer Grundbruch
- Unzulässige Oberflächensetzungen.

Unter Berücksichtigung der geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten wurden die erforderlichen Bauhilfs- und Ausbruchsicherungsmassnahmen zur Verhinderung dieser Ereignisse untersucht und festgelegt. Die begrenzte Länge der vorzutreibenden Strecke schloss sofort die Anwendung einer Hydroschild- oder Erddruckschild-TBM aus. Demzufolge wurde zur Gewährleistung der Sicherheit während des Tunnelvortriebes die Konsolidierung des Bodens, in dem der Ausbruch erfolgen soll, in Betracht gezogen. Damit soll die Gesamtdurchlässigkeit des Bodens verringert und seine Festigkeit verbessert werden.

In diesem Zusammenhang ist die Frage der lokalen und globalen Stabilität der Ortbrust von zentraler Bedeutung. Lokale Instabilitäten der Ortbrust können die Arbeitssicherheit gefährden und sich ggf. ausweiten und progressiv zu einem Kollaps der Ortbrust führen. Eine Gesamtinstabilität der Ortbrust kann dazu grosse Verbrüche oder sogar einen Tagbruch verursachen. Zur rechnerischen Untersuchung der Ortbruststabilität wurden Grenzgleichgewichtbetrachtungen mit dem bekannten und in der Praxis weit verwendeten Bruchkörpermodell nach Horn (siehe [2]) durchgeführt. Das dreidimensionale statische System besteht aus zwei Bruchkörpern: ein Keil unmittelbar vor der Ortbrust, der bis zum Tunnelscheitel reicht und ein Prisma, das sich auf den Keil stützt. Die Bruchflächen werden als eben angenommen und reichen im Fall des Prismas bis zur Geländeoberkante. Die Auflast auf dem Keil (durch das Prisma eingeleitet) wird nach der Silotheorie von Janssen-Terzaghi ermittelt; die mobilisierbaren Scherwiderstände entlang der Bruchflächen werden auf Grund der Bruchbedingungen nach Mohr-Coulomb bestimmt.

Der Tunnelvortrieb unterhalb des Grundwasserspiegels verursacht eine gegen die Ortsbrust gerichtete Sickerströmung. Die sich daraus ergebenden Strömungskräfte haben eine destabilisierende Wirkung auf die Ortbruststabilität und sind deshalb bei der Dimensionierung von Bauhilfsmassnahmen zwingend zu berücksichtigen. Die Strömungskräfte wurden mit Hilfe von numerischen Berechnungen anhand eines dreidimensionalen Finiten-Elementen-Modells (FE-Modell) ermittelt (Bild 3) und im oben beschriebenen Bruchkörpermodell als zusätzliche „treibende“ Kräfte eingeführt. Die zur Stabilisierung der Ortbrust erforderliche Stützkraft hängt somit von der Ausbruchfläche, der Überlagerungshöhe, der Höhe des Grundwasserspiegels, den Bodenkennziffern (c , ϕ , γ_t bzw. γ') sowie den Seitendruckkoeffizienten vom Keil und Prisma ab.

Dieses Rechnungsvorgehen wurde an verschiedenen Baugrundmodellen mit unterschiedlichen Schichtungen und Überlagerungen (Homogenbereiche) durchgeführt, um Menge und Typ der erforderlichen Massnahmen zur Stützung der Ortbrust in allen erwarteten Bodenstrukturen zu ermitteln.

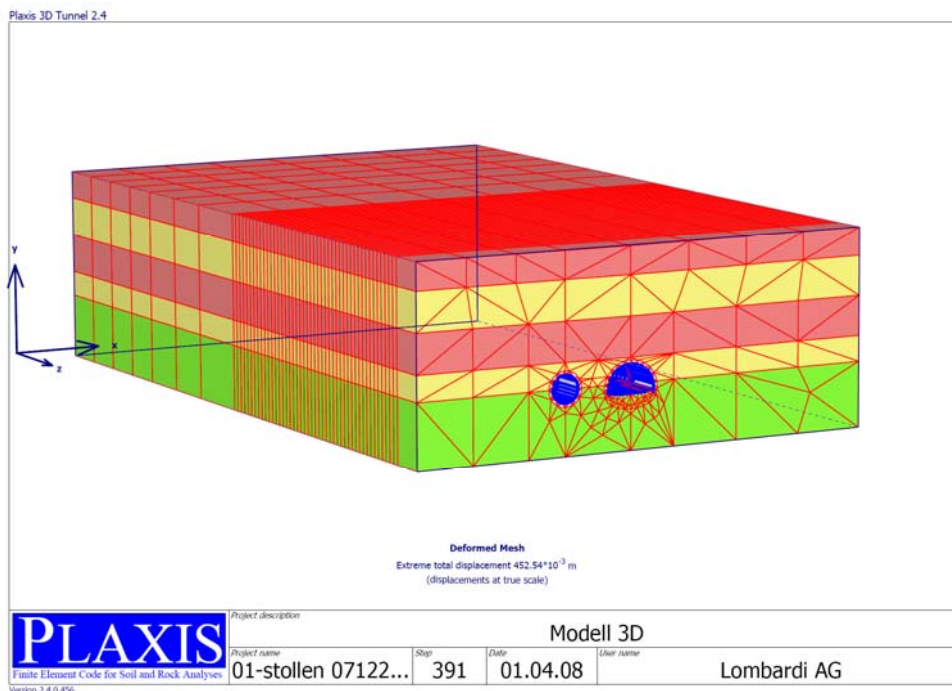


Bild 3: Dreidimensionales FE-Modell zur Berechnung der Strömungskräfte und der Oberflächensetzungen.

Mit demselben FE-Modell erfolgte eine hydraulisch-mechanisch gekoppelte Berechnung zur Abschätzung der zu erwartenden Setzungen an der Terrainoberfläche. Die gewählte Bau- und Betriebsweise (siehe Kap. 4) sowie der durch die vorgesehenen Bauhilfsmassnahmen erzeugte Stützdruck an der Ortbrust wurden im Modell berücksichtigt. Der Bauablauf sieht den vorausseilenden Vortrieb des Sicherheitsstollens und nachträglich denjenigen des Tunnels (Kalotte) vor. In den Berechnungen wurden die Einflüsse von unterschiedlichen hydraulischen Randbedingungen Rechnung getragen.

Eine Analyse der Setzungsempfindlichkeit quer und längs der Tunnelachsen wurde auf Basis unterschiedlicher Annahmen durchgeführt. Somit konnte die Bandbreite der zu erwartenden Oberflächensetzungen ermittelt werden. Die rechnerischen, für eventuelle Gebäudebeschädigungen massgebenden differentiellen Setzungen (Winkelverdrehungen) wurden für alle Gebäude im Einflussbereich der Tunnelvortriebe bestimmt und im Überwachungskonzept (siehe Kap. 5) eingetragen.

4. Bau- und Betriebsweise

Auf Grund der heterogenen und veränderlichen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse wurde bereits ab den ersten Projektierungsphasen das Bedürfnis nach einem äusserst flexiblen Vortriebsverfahren erkannt, welches unverzüglich den auftretenden Bedingungen des Bodens angepasst werden könnte und gleichzeitig die Sicherheit des Vortriebes gewährleisten, sowie die Einflüsse auf die Umgebung (z.B. Setzungen) begrenzen würde. Dies bedingt die gleichzeitige Ausführung einer systematischen Vorauserkundung während des Vortriebes.

4.1 Vortrieb mit Jetting

Die oben aufgeführten Ziele können durch die Konsolidierung des Bodens, in dem der Ausbruch erfolgen soll, erreicht werden. Damit wird die Gesamtdurchlässigkeit des Bodens verringert und seine Festigkeit verbessert, was, auf einer Seite, das unkontrollierte Drainieren des Grundwassers vermeidet und, auf der anderen Seite, das Deformationsvermögen des Bodens begrenzt.

Nach der Bewertung von verschiedenen möglichen Baumethoden, wurde die Anwendung einer Bodenverfestigung mittels Hochdruckinjektionen (Jettingverfahren) beschlossen. Unter Berücksichtigung der Bodenmorphologie, die auf den ersten Tunnelmetern einen relativ flachen Geländeanstieg aufweist und damit nur eine begrenzte Tunnelüberdeckung ergibt, wurde entschieden, die Bodenverfestigung auf der grösstmöglichen Länge von der Oberfläche aus auszuführen und auf der übrigen Strecke mit einer voraus-eilenden Behandlung ab der Tunnelbrust (als Bauhilfsmassnahme) vorzugehen. Bild 4 zeigt schematisch die Ausführung der Bodenbehandlung ab der Oberfläche bzw. ab Tunnelbrust.

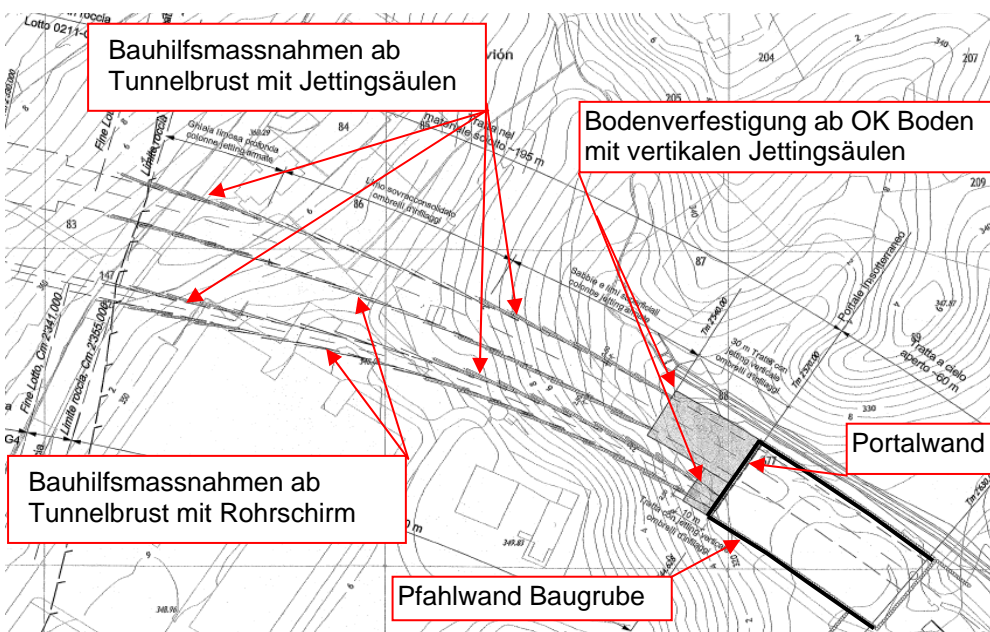


Bild 4: Situation Lockergesteinstrecke; Darstellung der angewandten Bauhilfsmassnahmen.

Die Bodenverfestigung von der Oberfläche aus wurde mit sich durchschneidenden Jettingsäulen (2-Phasen-Jetting) von ca. 1.50 m Durchmesser durchgeführt. In Längsrichtung konnte die Vorausbehandlung ab der bereits erstellten Portalpfahlwand der Baugrube (siehe Bild 1) auf einer Strecke von 30 m entlang des Tunnels ausgeführt werden, während beim Sicherheitsstollen, infolge der morphologischen Gegebenheiten, diese auf 10 m begrenzt werden musste. Die Ergebnisse dieser Anwendung waren äusserst befriedigend.

Im Anschluss dieses portalnahen Bereiches wird der Boden direkt ab der Ortbrust verfestigt. Sowohl für den Sicherheitsstollen als auch für den Haupttunnel, erfolgt dies durch das Erstellen eines Jettingschirmes entlang des Ausbruchsrandes und von Jettingsäulen in der Ortbrust. Dank des Jettingschirmes kann während der Ausbrucharbeiten der ungesicherte Bereich zwischen der Ortbrust und der noch nicht tragfähigen Ausbruchsicherung überbrückt werden. Die Jettingsäulen gewährleisten die Stabilität der Ortbrust durch die Erhöhung des Scherwiderstandes an den Keilgleitflächen (siehe Kap. 3).

Der Jettingschirm besteht aus sich überschneidenden sub-horizontalen, mit Stahlrohren armierten Jettingpfählen (1-Phasen-Jetting) von 0.80 m Durchmesser und 15 m Länge. Für den Sicherheitsstollen sind dafür 27 Pfähle, für den Haupttunnel 37 Pfähle notwendig. Die Ortbruststabilisierung erfolgt mit gleichen Jettingsäulen: i.d.R. sind 6 Stück für den Sicherheitsstollen und 10 Stück für die Kalotte des Haupttunnels erforderlich.

Der Ausbruch erfolgt in Abschlängen von je 1.0 m. Im gleichen Abstand werden Stahlträger versetzt und Spritzbeton aufgetragen. Für den Sicherheitsstollen besteht die Ausbruchsicherung aus Stahlbögen HEB 180 und ca. 20 cm stahlfaserbewehrtem Spritzbeton. Für den Haupttunnel kommen 4-Gurt-Gitterträger zum Einsatz mit 2-lagiger Netzbewehrung und ca. 35 cm Spritzbeton. Eine Vortriebsetappe ist 10 m lang, was eine Längsüberlappung der Jettingpfähle sowohl des Jettingschirmes als auch der Ortbruststabilisierung, von 5 m ergibt.

Beim Haupttunnel werden die beiden Kalottenfüsse systematisch mit sub-vertikalen armierten Jettingsäulen (Abstand 1.0 m) unterfangen. Diese dienen einerseits zur Einleitung der Auflagerkräfte in den Boden und andererseits zur Sicherung des Ausbruchrandes gegen lokale Materialeinbrüche während des Strassenabbaus.

Eine schematische Darstellung der Bau- und Betriebsweise ist dem Bild 5 am Beispiel des Sicherheitsstollens zu entnehmen.

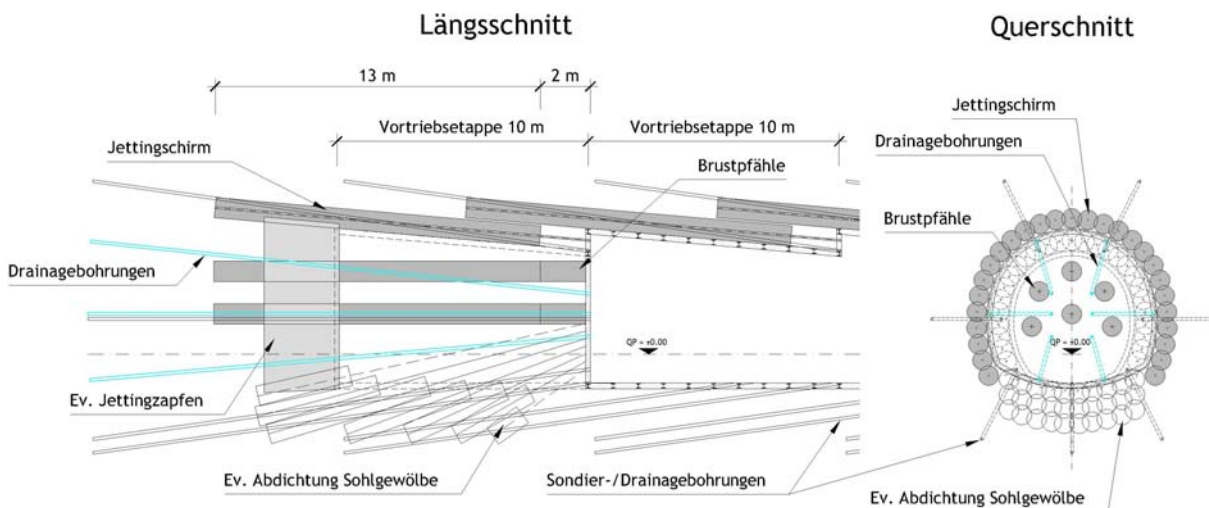


Bild 5: Schematische Darstellung der Bau- und Betriebsweise mit Jetting, am Beispiel des Sicherheitsstollens.

Vor Beginn der Verfestigungsarbeiten werden sowohl für den Sicherheitsstollen als auch für den Tunnelvortrieb systematisch 20 m lange Sondier-/Drainagebohrungen durchgeführt, um die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse des Bodens im Bereich der nachfolgenden Vortriebstappen zu untersuchen. Je nach Wasservorkommnissen können dieselben Bohrungen als gezielte Drainage von wasserführenden Linsen oder Schichten benutzt werden.

Auf Grund der Ergebnisse dieser Vorauserkundung kann die Anwendung von zusätzlichen Bauhilfsmassnahmen von Fall zu Fall entschieden werden. Zusätzliche Brustpfähle oder Drainagebohrungen können bei schlechteren geologischen Verhältnissen ausgeführt werden. Im Fall von Wasservorkommnissen aus dem Sohlenbereich können zusätzliche Jettingsäulen unterhalb des Sohlgewölbes zur vollständigen Abdichtung des Querschnittes erstellt werden. Werden zudem stark wasserführende Schichten vor der Tunnelbrust festgestellt, so kann der auszubrechende Bereich mit einem Jettingzapfen von 3 m Länge am Ende der bevorstehenden Vortriebsetappe vollständig abgedichtet werden. Im diesem Fall würde der Vortrieb unter einem praktisch voll abgedichteten Ausbruchrand erfolgen.

Je nach Bedürfnis und Beurteilung der örtlichen Verhältnisse können diese zusätzlichen Massnahmen nur teilweise angewendet und/oder untereinander beliebig kombiniert werden.

Nach der Ausführung der Jettingarbeiten und vor Beginn jeder Vortriebsetappe, werden immer, unabhängig davon ob die oben beschriebenen zusätzlichen Bauhilfsmassnahmen eingesetzt worden sind oder nicht, einige 20 m lange Drainagebohrungen innerhalb des auszubrechenden Bereiches erstellt. Bei der Ausführung des Jettingzapfens wird die Länge der Drainagebohrungen auf 10 m begrenzt. Auf diese Weise können evtl. vorhandene wassergesättigte Sand- oder Kieslinsen kontrolliert entwässert und der Porenwasserdruck lokal abgebaut werden, was sich günstig auf die Ortsbruststabilität auswirkt. Im Weiteren wird es damit möglich in einem nicht vollständig wassergesättigten Boden zu arbeiten. Dies erlaubt ausserdem eine grosse Erleichterung der Ausbruchtätigkeiten. Bild 6 zeigt eine Aufnahme der Ortbrust des Sicherheitsstollens im Bereich des Überganges zwischen den oberflächennahen siltigen Sanden und sandigen Silten und den grauen überkonsolidierten Silten (unterer Bereich des Querschnittes).

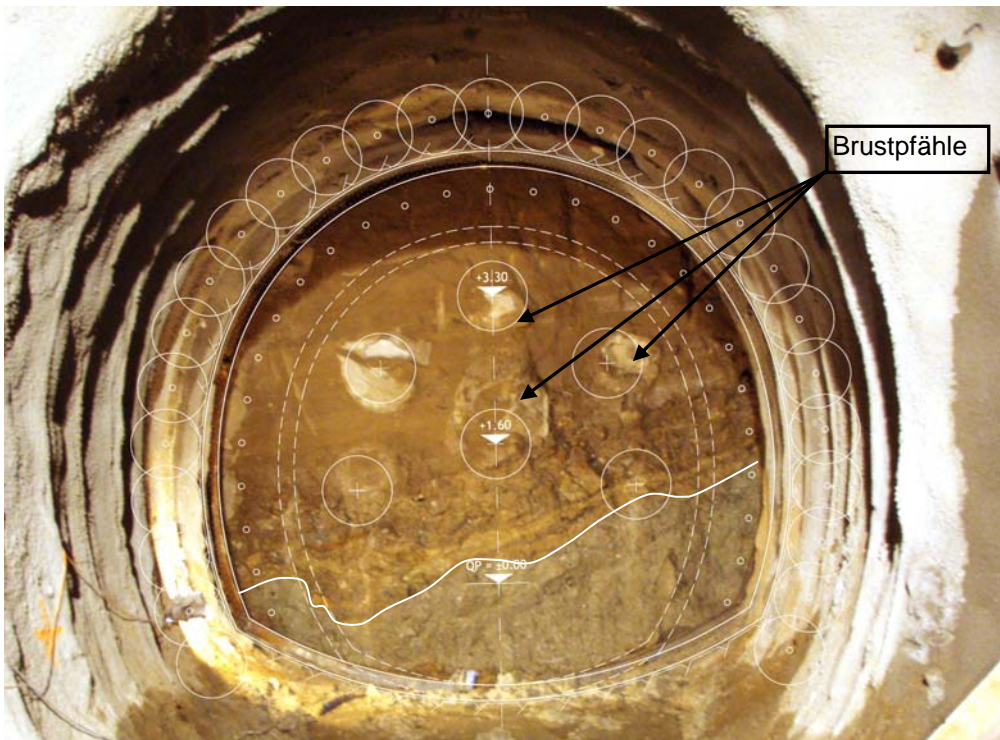


Bild 6: Ortbrust Sicherheitsstollen mit Bauhilfsmassnahmen. Das Auftauchen der überkonsolidierten Silte im unteren Bereich des Querschnittes (weisse Linie) ist festzustellen.

4.2 Vortrieb mit Rohrschirm

Im Bereich des mittleren Homogenbereiches (überkonsolidierte Silte) ist der Erfolg des Jettingverfahrens auf Grund der Beschaffenheit dieses Bodens in Frage gestellt. Es ist zu erwarten, dass hier der gewünschte Durchmesser der Jettingsäulen nicht erreicht werden kann, was die Wirkung dieses Verfahrens stark begrenzen würde. Aus diesem Grund wurden, sowohl für den Sicherheitsstollen als auch für den Tunnel, alternative Bauhilfsmassnahmen gezielt für diesen Bereich vorgesehen.

Als vorausseilende Gewölbesicherung ist ein Rohrschirm aus injizierten, 13 m langen Stahlröhren in radialem Abstand von 0.5 m vorgesehen. Zur Stützung der Ortbrust dienen 16 m lange GFK-Anker, welche auf ihrer gesamten Länge mittels Zementinjektionen verpresst werden. Ausbruchart und -methode, Länge der Vortriebsetappen, Zusammensetzung der Ausbruchsicherung sowie Vorauserkundungskonzept bleiben, im Vergleich zum Vortrieb mit Jetting, sowohl für den Sicherheitsstollen als auch für den Tunnel unverändert. Eine schematische Darstellung der Bau- und Betriebsweise für den Vortrieb mit Rohrschirm ist im Bild 7 am Beispiel des Haupttunnels dargestellt.

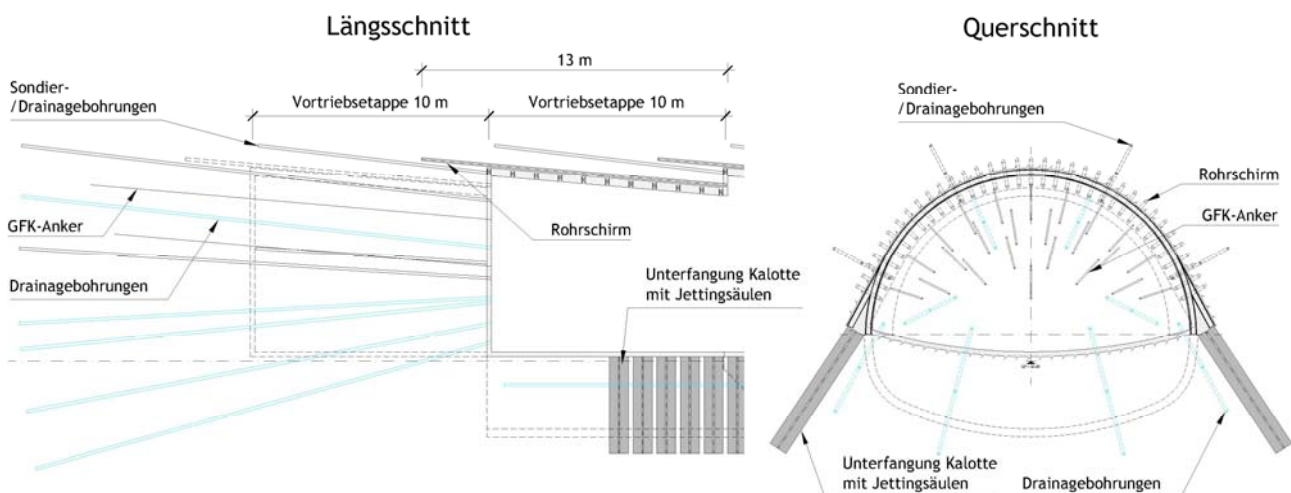


Bild 7: Schematische Darstellung der Bau- und Betriebsweise mit Rohrschirm, am Beispiel des Haupttunnels.

5. Überwachungskonzept und erste Messergebnisse

Der Tunnelvortrieb unterhalb von bebauten Gebieten bedingt die Einführung einer systematischen Überwachung der sich im Einflussbereich der Arbeiten befindenden Bauwerke. Bei schwierigen geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen sollte diese Tätigkeit ständig von einer Einsatzgruppe begleitet und koordiniert werden. Diese muss in der Lage sein, die vorgeplanten Eingriffe in Abhängigkeit der sich aus der Überwachung ergebenden Resultate fristgerecht zu beschliessen und in die Tat umzusetzen. In dieser Struktur sollen alle Beteiligten an den Bauarbeiten und an den Überwachungstätigkeiten miteinbezogen werden. Eine solche Organisation wurde für die hier betrachtete Baustelle eingeführt.

Das Überwachungskonzept bei der Lockergesteinstrecke des Tunnels Vedeggio-Cassarate wurde wie folgt eingerichtet:

- eine erste Gruppe von Messparametern ist für die Sicherheit des Vortriebes bestimmt,
- eine zweite Gruppe der Überwachung der bestehenden Bauwerke und folglich der Sicherheit von Dritten gewidmet.

Die Überwachung der einzelnen Parameter kann, je nach Ergebnis und Gruppenangehörigkeit – z.B. beim Überschreiten von vorbestimmten Alarmgrenzen – gezielte Eingriffe auslösen, welche in einem spezifischen Dokument, im Besitz aller Mitglieder der Einsatzgruppe, beschrieben sind.

Die kontinuierliche Überwachung der Gesamtheit der Messungen hingegen, liefert dem projektierenden Ingenieur wertvolle Hinweise zur Bewertung der bei den theoretischen Analysen getroffenen Annahmen und erhaltenen Resultate. Dies erlaubt die Entwicklung der beobachteten Bodenverformungen besser zu beurteilen und ihre weitere Entwicklung genauer prognostizieren zu können. Ausserdem erlaubt ein solcher Überblick ein umfassendes Bild der vorübergehenden Gesamtsituation, welches vor allem für die Plausibilitätsbeurteilung von ausserordentlichen Einzelwerten entscheidend ist.

Die erfassten Messparameter der einzelnen Gruppen sind unten zusammengefasst.

– Gruppe 1: Überwachung der Vortriebe

- Konvergenzen des Tunnelquerschnittes (1 Querschnitt alle 5 m)
- Nivellement im Tunnel (bei den Konvergenzquerschnitten)
- Vertikale, mehrfache Extensometer (ab OK-Terrain) zur Erfassung der Bodendeformationen vor der Ortsbrust (7 Stück)
- Nivellement der Terrainoberfläche entlang der Sicherheitsstollen- und Tunnelachse und quer dazu, in vorbestimmten Messquerschnitten (gekoppelt mit den Extensometern) (28 Punkte)
- Änderungen der Grundwasserverhältnisse (Piezometer) (9 Stück, z.T. mit mehreren Messzellen)

– Gruppe 2: Überwachung von bestehenden Bauwerken

- Setzungen von Gebäuden, Strassen usw. zur Erfassung von absoluten und differenziellen Setzungen mittels Nivellement (ca. 28 Punkte)
- Setzungen von Einzelpunkten an Gebäuden und kritischen Stellen mittels Theodolitstation (14 Punkte)
- Siegel an bestehenden Rissen von Gebäuden (13 Messpunkte)
- Bewegungen von Böschungen mittels Inklinometer (3 Stücke)

Die aus den Messungen gewonnenen Daten werden in einer Datenbank gespeichert und durch das Programm SISO© verwaltet.

Die Verantwortlichen der einzelnen Messungen können ihre Messergebnisse direkt in elektronischer Form der Datenbank zustellen, wenn diese nicht bereits automatisch vom Messinstrument dem Programm übertragen werden.

Nach einer ersten Plausibilitätsüberprüfung auf Grund von vorgegebenen Kriterien, wertet das Programm SISO© die Daten aus. Dies erfolgt einerseits durch den Vergleich mit vorprogrammierten Alarmwerten und andererseits, durch die Erstellung von übersichtlichen Diagrammen.

Beim Überschreiten der festgelegten Grenzwerte werden Warnungen ausgelöst, welche sich je nach Alarmstufe von Mailnachrichten bis zum Absenden von SMS an die einzelnen Mitglieder der Einsatzgruppe ausdehnen können. Das Verhalten der einzelnen Messparameter kann von den dazu berechtigten Personen jederzeit per Internet abgefragt werden.

Die ausserordentliche Flexibilität des eingeführten Systems erlaubt das Gesamtverhalten des Gebietes in reeller Zeit zu überwachen und dementsprechend schnell reagieren zu können. Gleichzeitig wird erlaubt, die Entwicklung der Bodenverformungen über längere Zeit und grossräumig unter Kontrolle zu halten. Dies ermöglicht das Bedürfnis von eventuell notwendigen Zusatzmassnahmen frühzeitig zu erkennen.

Die bisherigen Messergebnisse zeigen eine Situation, die innerhalb der Erwartungen liegt. Bis heute wurde keine Alarmgrenze erreicht und kein Eingriff sich als nötig erwiesen. Die gemessenen absoluten Setzungen an der Terrainoberfläche weisen Maximalwerte von knapp 80 mm auf. Die maximale Setzung an einem Gebäude unmittelbar in der Nähe des Tunnels beträgt ca. 50 mm, wobei die differentiellen Setzungen innerhalb aller Grenzwerte liegen.

Bild 8 zeigt eine typische Wiedergabe des Setzungsverlaufes eines automatisch überwachten Messpunktes.

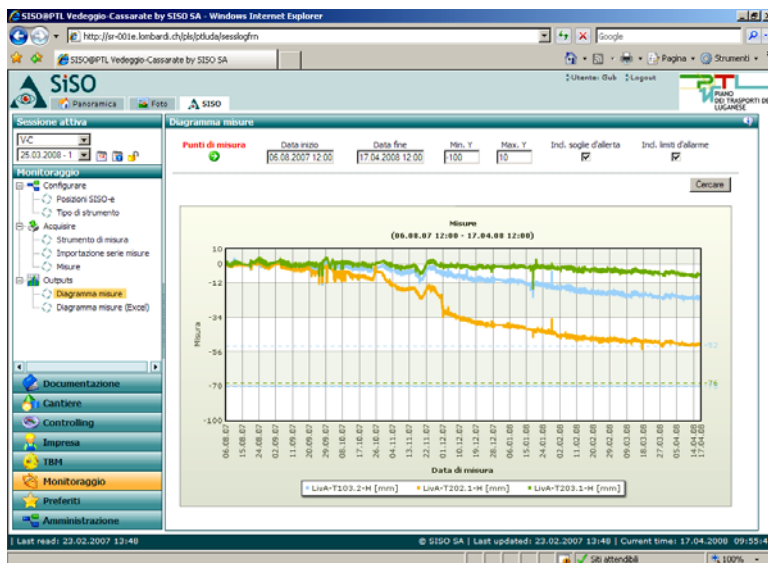


Bild 8: Typischer Setzungsverlauf eines Messpunktes

6. Stand der Arbeiten

Per Ende November 2008 wurden in der Felsstrecke des Haupttunnels knapp 2'000 m ausgebrochen.

In der Lockergesteinstrecke erfolgte der Durchschlag des Sicherheitsstollens am 26. November während im Haupttunnel die Ausbrucharbeiten der 16. Vortriebsetappe im Gang waren. Der aktuelle Vortriebsstand beträgt ca. Tm 160.

7. Literatur

- [1] Anagnostou, G. (2001): Standsicherheit im Ortsbrustbereich beim Vortrieb von oberflächennahen Tunneln. Symposium „Städtischer Tunnelbau: Bautechnik und funktionelle Ausschreibung“, Zürich.
- [2] Anagnostou, G.; Kovári, K. (1992): Ein Beitrag zur Statik der Ortsbrust beim Hydroschildvortrieb. Symposium „Probleme maschineller Tunnelvortrieben? – Gerätehersteller und Anwender berichten“, München.
- [3] Schneider, A. (2006): Vollausruch im Lockergestein: Erfolgreicher Tunnelbau in anspruchvollen Verhältnissen. „ETH Zertifikatslehrgang in angewandten Erdwissenschaften“, Ascona.
- [4] Vollenweider, U. (1988): Schwierigkeiten beim Schildvortrieb im Lockergestein. Erfahrungen beim Bau des N3-Quartentunnels. Symposium „Sicherungs-, Stütz- und Gebirgsverbesserungsmassnahmen im Untertagebau“, Zürich.

Autoren

Dipl. Ing. ETHZ Giovanni Como, Projektleiter
Dipl. Ing. ETHZ Alessandro Ferrari, Projektingenieur
Dipl. Ing. ETHZ Markus Sidler, Projektingenieur

Lombardi AG Beratende Ingenieure
Via R. Simen 19
CH-6648 Minusio

giovanni.como@lombardi.ch