

Erfahrungen bei Tunnelvortrieben im Lockergestein im Münchner Raum

Experience with Tunnel Excavations in Soft Soil around Munich

Jochen Fillibeck¹

¹ Dr.-Ing. habil. Jochen Fillibeck, Zentrum Geotechnik TU München, j.fillibeck@bv.tum.de.

Zusammenfassung

Die Entwicklung der modernen Spritzbetonbauweise führte im Großraum München insbesondere für den U-Bahn-Bau seit den 60-er Jahren zu einem rasanten Anstieg der in bergmännischer Bauweise aufgefahrene Tunnel. Dabei wurden immer wieder Neuerungen erprobt, um diese Bauweise noch sicherer und effektiver zu gestalten. Im Rahmen des Beitrags werden 3 für den Spritzbetonvortrieb wichtige Aspekte behandelt: Zunächst wird auf die Ortsbruststandsicherheit eingegangen, die im Wesentlichen die Größe der Abschlagsfläche an der Ortsbrust und damit das gesamte Vortriebsgeschehen vorgibt. Es werden diverse Maßnahmen diskutiert, mit denen die Ortsbruststandsicherheit positiv beeinflusst werden kann. Weiterhin werden verschiedene Methoden der Schirmgewölbesicherung (Vereisungs-, Düsenstrahl- und Rohrschirm) beschrieben und deren Anwendungsmöglichkeiten und Grenzen diskutiert. Schließlich wird auf das Thema Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb eingegangen. Es wird ein empirisches Prognoseverfahren zur Bestimmung von Setzungen beim Vortrieb im Lockergestein vorgestellt, welches aus über 350 ausgewerteten Messquerschnitten sowie ergänzenden FE-Berechnungen abgeleitet wurde.

Schlüsselworte: Tunnelbau, Spritzbetonvortrieb, Ortsbruststandsicherheit, Schirmgewölbesicherung, Setzungen

Abstract

In the area of Munich the new shotcrete excavation method (NATM) led, since the 60s, to a rapid increase of mechanically excavated tunnels for the subway. Thereby again and again innovation have been proved in order to make the excavation method still safer and more effective. In the context of this publication three important aspects will be highlighted. At first the tunnel face stability is regarded, which mainly defines the size of the tunnel face and therefore the whole excavation evolution. Several measures will be discussed, which can improve the tunnel face stability. Furthermore different tunnel roof support measures will be described and their application possibilities and limitations will be discussed. Finally the topic tunnel induced surface settlements will be regarded. The empirical method of Fillibeck is introduced, which allows to determine tunnel induced settlements and is based on data obtained from more than 350 measuring cross sections and additional FE-calculations.

Keywords: tunneling, shotcrete excavation, safety of the tunnel face, tunnel roof support

1 Einleitung

Insbesondere durch die vielen Vortriebe für den U-Bahn-Bau im Münchner Untergrund, der mit seinen Kiesen, Sanden, Tonen und Schluffen nahezu die gesamte Bandbreite des Lockergesteins aufweist, wurden in den letzten Jahrzehnten in München viele Erfahrungen mit der Spritzbetonbauweise im Lockergestein gesammelt. Nachfolgend werden anhand von 3 für den Spritzbetonvortrieb ganz wesentlichen Aspekten einige Erfahrungen aus Münchner Vortrieben dargestellt. Zunächst werden gängige Methoden zum Erreichen der Ortsbruststandsicherheit diskutiert. Anschließend werden die Erkenntnisse aus der Anwendung von Vereisungs-, Düsenstrahl- und Rohrschirmen beschrieben. Schließlich wird ein empirisches Prognoseverfahren zur Ermittlung von Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein vorgestellt, welches im Vergleich zu aufwändigen FE-Berechnungen einfach zu handhaben ist und,

da die Auswertung anhand einer großen Anzahl von mehr als 350 ausgewerteten Setzungsmessquerschnitten beruht, auch Aussagen über die Auftretenswahrscheinlichkeit zulässt.

2 Geologische Verhältnisse in München

Die geologischen Verhältnisse in München sind im Schnitt in Abb. 1 dargestellt. Westlich und östlich der Isar stehen unter meist geringmächtigen Auffüllungen, Mutterboden und feinkörnigen Deckschichten die quartären Kiese an, die in der Eis- und Nacheiszeit durch mehrmaligen Wechsel von Aufschotterung und Erosion entstanden sind. Sie besitzen überwiegend eine mitteldichte bis dichte Lagerung, sind geschichtet und weisen je nach Ablagerungsbedingungen und Alter einen sehr unterschiedlichen Sand- und Feinkornanteil auf. Die mittlere Durchlässigkeit der quartären Kiese kann mit etwa $k = 5 \cdot 10^{-3}$ m/s angenommen werden. Der



Flurabstand des quartären Grundwasserhorizonts, der im Münchner Norden nur wenige Meter beträgt, steigt im Südwesten bis auf 18 m an.

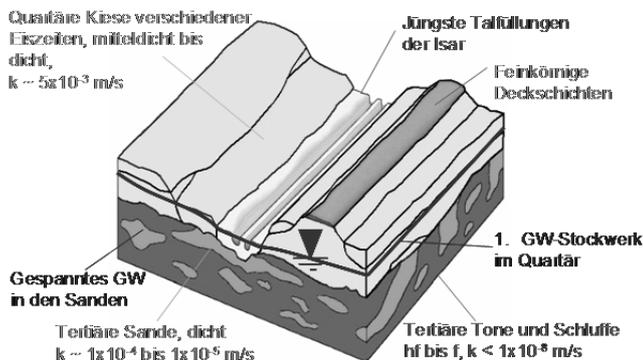


Abb. 1: W-O-Schnitt durch den Baugrund Münchens.
Fig. 1: W-E-cross-section through the subsoil of Munich.

Unter dem Quartär folgen die tertiären Schichten. Sie bestehen überwiegend aus Wechsellagerungen dicht gelagerter Fein- bis Mittelsande mit Tonen bzw. Schluffen in halb-fester bis fester Konsistenz. Diese Schichten weisen engräumig teils stark unterschiedliche Mächtigkeiten auf. Die Sandschichten führen meist gespanntes Grundwasser mit einem Druckwasserspiegel, der an den Quartärgrundwasserstand heranreichen kann. Die Durchlässigkeit der tertiären Sande beträgt im Mittel etwa $1 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-5}$ m/s.

3 Spritzbetonvortriebsweisen

Entsprechend den geologischen Verhältnissen wird in München zwischen Vortrieben im Quartär und Tertiär unterschieden. Nachfolgend wird am Beispiel des U-Bahn-Baus in München das Vorgehen beim: 1) atmosphärischen Spritzbetonvortrieb in quartären Kiesen über dem Grundwasser, 2) atmosphärischen Spritzbetonvortrieb im Tertiär mit Entwässerung der Tertiärsande und 3) Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung im Tertiär, ggf. mit Entspannungswasserhaltung erläutert.

Abb. 2 zeigt beispielhaft den Quartärvortrieb oberhalb des Grundwassers im Längsschnitt. Bei einer Gesamtquerschnittsfläche der Streckentunnel von ca. 35 m² bis 42 m² wird im Quartär zunächst die Kalotte aufgefahren. Markant sind der große Stützkern im Kies zur Ortsbrustsicherung sowie das Einschlagen von Pfändblechen im Firstbereich.

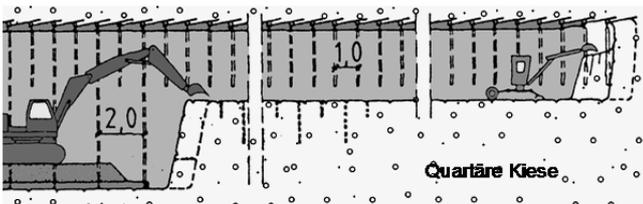


Abb. 2: Kalottenvortrieb im quartären Kies.
Fig. 2: Top heading in the quarternary gravel.

Der Tertiärvortrieb ist durch den anstehenden Wasserdruck in den tertiären Sanden geprägt. Können die tertiären Sande entwässert werden, so ist ein atmosphärischer Vortrieb möglich. Überwiegend wurden in München Vortriebe mit kurz vorseilender Kalotte (abgestufter Vollaussbruch)

aufgefahren (s. Abb. 3). Können die Sande nicht entwässert werden, besteht die Möglichkeit eines Vortriebs mit Druckluftstützung, wobei der Luftüberdruck im Vortrieb an jeder Stelle des Querschnitts größer sein muss als der maximale Wasserdruck. Damit der erforderliche Luftüberdruck nicht zu groß wird, kann es zweckmäßig sein, den Wasserdruck in den relevanten Sandschichten durch Bepumpen zu entspannen.

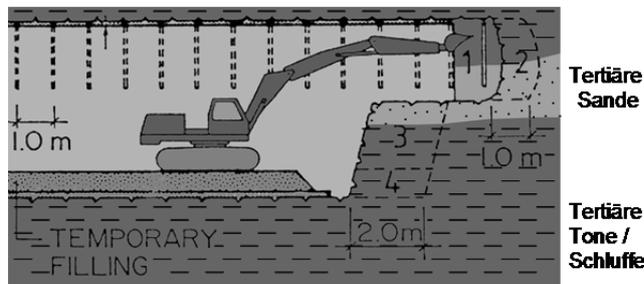


Abb. 3: Abgestufter Vollaussbruch im Tertiär.
Fig. 3: Heading in the Tertiary.

Das Auffahren größerer Querschnitte, wie beispielsweise für Bahnhöfe, erfolgte überwiegend in gleicher Vortriebsweise, allerdings in mehreren Teilausbrüchen, wobei der Querschnitt jedes Teilausbruchs grob wieder dem des Streckenvortriebs (ca. 40 m²) entsprach.

3.1 Maßnahmen zur Beeinflussung der Ortsbruststandsicherheit

Nachfolgend soll nicht auf Gleitkörpermodelle zum rechnerischen Nachweis der Ortsbruststandsicherheit eingegangen werden, es wird auf die einschlägige Literatur verwiesen (siehe z.B. BERGMEISTER & WÖRNER 2005; VERMEER & RUSE 2001). An dieser Stelle sei nur erwähnt, dass sich die Ortsbruststandsicherheit verschiedener Gleitkörpermodelle ganz wesentlich davon unterscheidet, welcher Seitendruck auf die Seitenflächen des Gleitkörpers angesetzt wird. Hierzu gibt es noch keine allseits anerkannten Vorgaben.

Beim Quartärvortrieb ist die Ortsbruststandsicherheit entscheidend durch die geringe Kohäsion der Kiese gekennzeichnet. Problematisch ist weniger die Gesamtstandsicherheit des Gleitkörpers als vielmehr die senkrechte Ortsbrustfläche direkt beim Abbau. Wird keine Kohäsion berücksichtigt, lässt sich rein rechnerisch keine senkrechte Ortsbrust nachweisen. Im erdfeuchten Zustand „kleben“ die Kiese mit relevantem Sand- und Feinkornanteil jedoch durch kapillare Wirkung zusammen, man spricht von einer Kapillarkohäsion im teilgesättigten Zustand. Je kleiner die Körner sind, umso größer ist die kapillare Wirkung, so dass in erdfeuchten, feinkornreichen Kiesen die Kalotte mit Stützkern ohne Probleme senkrecht ausgebildet werden kann.

Schwieriger wird die Situation bei geringem Sand- und Feinkornanteil, was in den geschichteten quartären Kiesen durchaus häufiger vorkommt. Im Extremfall kann die kapillare Wirkung bei sogenannten Rollkieslagen auf 0 absinken, wobei allerdings die Schichtmächtigkeiten dieser Rollkiese erfahrungsgemäß meist recht gering sind. Bei geringer Kapillarkohäsion muss die Ortsbrust in Teilflächen geöffnet werden (siehe Abb. 4), wobei die Anzahl der Teilflächen von der Größe der vorhandenen kapillaren Wirkung ab-

hängt. Nach dem Öffnen und dem Ausbruch einer Teilfläche wird sie sofort wieder mit Spritzbeton versiegelt.

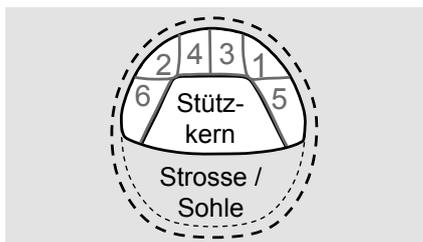


Abb. 4: Beispiel eines Kalottenvortriebs im Quartär mit 6 Teilflächen um den Stützkern.

Fig.4: Example of a top heading in Quarternary gravel with 6 excavation segments around the support core.

Da das Öffnen in Teilflächen und die ständige Anpassung an die geologischen Gegebenheiten aufwändig ist, wird bei geringer Kapillarkohäsion häufig vorab von der Ortsbrust aus eine Verkittungsinjektion durchgeführt. Dabei werden Lanzen in das Gebirge gerammt oder gebohrt und beim Zurückziehen der Lanze die Porenräume der sand- und feinkornarmen Kiese mit Zementsuspension verfüllt. Da die feinkornreicheren erdfeuchten Kiese bereits eine ausreichende Kapillarkohäsion besitzen, ist es nicht relevant, dass sie mit diesem Injektionsverfahren nicht injiziert werden können. Die Anwendung von Ortsbrustankern ist, sofern es nur um die senkrechte Ortsbrust geht, nur begrenzt geeignet. Sie führen nur in Verbindung mit vergleichsweise aufwändig einzubauenden Ankerplatten zu einer Verbesserung der Situation. Ganz wesentlich ist, dass bereits bei der Ausschreibung die Verkittungsinjektion und das Öffnen in Teilflächen berücksichtigt werden, da die Maschinenauswahl dieser Situation angepasst werden muss.

Im Gegensatz zum Quartärvortrieb ist in den tertiären Tonen und Schluffen die Kohäsion meist ausreichend, um die Kalotte beim normalen U-Bahn-Streckenvortrieb ($D \sim 6,8$ bis $7,2$ m) senkrecht ausbilden zu können, auch wenn geringmächtige Sandzwischenlagen auftreten. Wesentlich ist, dass die Sande beim atmosphärischen Vortrieb entwässert sind bzw. dass beim Druckluftvortrieb der noch vorhandene Entspannungswasserdruck geringer ist als der Luftüberdruck und das Gebirge das Wasser auch aufnehmen kann. Ist dies, wie beispielsweise bei von feinkörnigem Boden umgebenen Sandlinsen, nicht der Fall, muss durch Vakuumlanzen oder Brunnen von GOK entwässert werden. Der durch Vakuumlanzen hervorgerufene Unterdruck im Porenwasser erhöht zudem die Kapillarkohäsion, wodurch sich die Ortsbruststandsicherheit verbessert.

Bei Ortsbruststandsicherheitsberechnungen zum Druckluftvortrieb wurde der Überdruck bisher nicht angesetzt, da davon ausgegangen wurde, dass dieser nur das Wasser von der Ortsbrust fern hält. Allerdings haben Messungen gezeigt (siehe Abschnitt 5.3), dass bei Druckluftvortrieben die Setzungen an der Oberfläche nur etwa halb so groß sind wie bei atmosphärischen Vortrieben. Man kann also davon ausgehen, dass die Druckluft auch auf das Korngerüst stützend wirkt. Unter gewissen Umständen erscheint sie daher auch bei Ortsbruststandsicherheitsberechnungen ansetzbar. Bei großen Vortriebsquerschnitten und / oder mächtigeren Sandschichten wurde beim Münchner U-Bahn-Bau der

Tunnel überwiegend in Teilvortriebe unterteilt. Beispielsweise ist in Abb. 5 der Vortrieb für den Bahnhof Theresienwiese mit einem Ausbruchsquerschnitt von ca. 175 m^2 dargestellt, der in 10 Teilvortrieben hergestellt wurde.

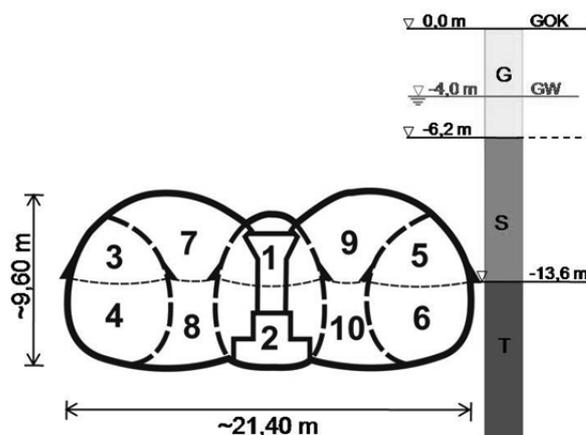


Abb. 5: Reihenfolge beim Auffahren des Bahnhofs Theresienwiese, München.

Fig.5: Excavation order at station Theresienwiese, Munich.

Bei derart großen Querschnittsflächen ist ein Vortrieb in Einem mit senkrechter Ortsbrust nur möglich, wenn die Ortsbrust - gegebenenfalls zusätzlich zu einer Schirmgewölbesicherung - durch Ortsbruststützelemente wie beispielsweise Ortsbrustanker aus Stahl bzw. Glasfaser oder aber Düsenstrahlkörper (siehe Abb. 6) gestützt wird.

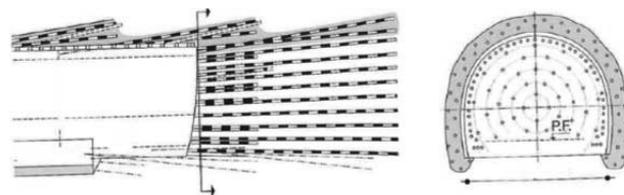


Abb. 6: Beispiel einer Ortsbrustverankerung (aus LUNARDI 2012).

Fig.6: Example of anchoring a tunnel face (from LUNARDI 2012).

Bezüglich des rechnerischen Nachweises ist zu berücksichtigen, dass mit steigender Vortriebshöhe der rechnerisch nachzuweisende Gleitkörper tief in das Gebirge hinein reicht. Die zusätzlichen Stützelemente müssen über den Stützkörper hinaus ragen und sich zusätzlich überlappen, können allerdings herstellungsbedingt nur eine begrenzte Länge aufweisen. Zudem errechnen sich beim Nachweis häufig sehr große Stückzahlen an Ankern bzw. Düsenstrahlkörpern. Weitere Einschränkungen ergeben sich dadurch, dass das horizontale Bohren oder Düsen nur bis in gewissen Höhen möglich ist, will man nicht temporär wieder auffüllen. Daher hat sich die Herstellung von Ortsbrustankern bzw. Düsenstrahlkörpern zum Vortrieb großer Querschnitte bisher in München nicht durchgesetzt. Dagegen hat sich der Einsatz von Schirmgewölben ohne zusätzliche Ortsbruststützelemente bereits häufig bewährt, wie nachfolgend anhand von 3 Beispielen aus dem Münchner U-Bahn-Bau dargestellt werden soll.



4 Einsatz von Schirmgewölbesicherungen

4.1 Vereisungsschirm unter dem Rathaus in München

Die Erweiterung des Bahnhofs Marienplatz der U-Bahn Linien U3 / U6 unter dem Münchner Rathaus wurde im Schutze eines Vereisungsschirms ausgeführt, der von einem vorab hergestellten Vereisungsstollen aus hergestellt wurde (Abb. 7).

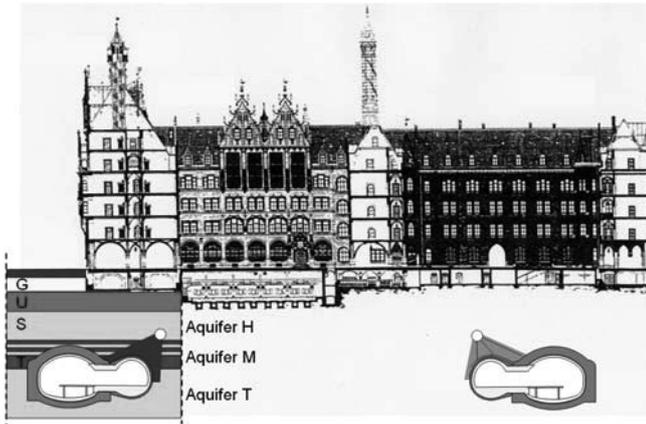


Abb.7: Querschnitt mit Rathaus, Tunnelbauwerken, Vereisung und geologischen Verhältnissen.

Fig.7: Cross section with City Hall, tunnel ground freezing and geologic situation.

Um Schäden am denkmalgeschützten Rathaus zu vermeiden, mussten die zu erwartenden Verformungen streng begrenzt werden. Zur Sicherung der Firste und zum Fernhalten von Restwässern wurde daher im Rahmen eines Sondervorschlags der Fa. Bögl ein Vereisungsschirm vorgesehen. Die fachtechnische und wissenschaftliche Begleitung des Sondervorschlags seitens des Bauherren erfolgte durch das Zentrum Geotechnik der TU München (KELLNER 2008). Für die erfolgreiche Umsetzung des Sondervorschlags war es entscheidend, die bei der Herstellung und dem Betrieb des Vereisungsschirms entstehenden Frosthebungen so zu begrenzen, dass daraus keine Schäden am Rathaus entstehen. Frosthebungen können im Wesentlichen auf zwei Ursachen zurückgeführt werden, zum einen durch die 9%-ige Volumenzunahme bei der Entstehung von Eis aus Wasser (Δh_{vol}) und zum anderen durch die Bildung von Eislinsen mit entsprechenden Frosthebungen ($\Delta h_{eisl.}$). Eislinsen entstehen durch das Bestreben von Eiskristallen, weitere Wassermoleküle anzulagern und dazu an der Grenze vom gefrorenen zum ungefrorenen Boden Wasser aufzusaugen. Diese Hebungen nehmen mit der Zeit stetig zu.

Die im Labor des Zentrum Geotechnik durchgeführten Frost-Hebungsversuche zeigten, dass die feinkörnigen tertiären Schichten auch noch bei Auflasten über 400 kN/m² mit der Zeit zunehmende Frosthebungen $\Delta h_{eisl.}$ erfahren, wenn sie in der Nähe zu durchlässigeren Sanden freies Wasser anziehen können. Daher enthielten die Wechsellagerungen aus durchlässigen Sanden und frostempfindlichen Tonen ein besonderes Risiko hinsichtlich Frosthebungen. Um die Frosthebungen im Rahmen der Ausführung möglichst klein zu halten, wurden folgende Maßnahmen vorgesehen:

- Kontrolle und Steuerung der Temperaturverläufe im Boden durch 5 Messquerschnitte mit je 18 Messpunkten.
- Reduzierung der Vorhalte- und Betriebsdauer des Vereisungsschirms durch Teilung der Vereisungskörper in drei Abschnitte Nord - Mitte - Süd.
- Weitere Unterteilung innerhalb der Vereisungsabschnitte durch gruppenweise Installation von Vereisungsbohrungen mit getrennter Steuerung.

Nach der Inbetriebnahme der Vereisungsanlagen im Kern des Vereisungskörpers folgte nach ca. 20 Tagen die Beschickung der Lanzen im Randbereich des Eiskörpers. Nach Erreichen einer Temperatur von ca. - 22 °C im Kernbereich, sowie 0 °C im Randbereich wurden die Vereisungsanlagen nur noch intermittierend betrieben. Dadurch wandert die Nullgradisotherme nicht nach außen (Vergrößerung des Frostkörpers), sondern verbleibt in einem engen Bereich, der immer wieder gefroren und aufgetaut wird. Die Frosthebungen reduzieren sich dadurch deutlich. Nach etwa 90 Tagen konnte der Betrieb eines Abschnittes nach entsprechendem Vortriebsfortschritt eingestellt werden.

Die während der Baumaßnahme eintretenden Verformungen wurden durch ein Schlauchwaagenmesssystem im 2. Kellergeschoss des Rathauses erfasst. Abb. 8 zeigt den zeitlichen Verlauf der gemessenen Setzungen und Hebungen der 3 Messstationen S03, S06 und S09, die sich in den Vereisungsbereichen Nord, Mitte und Süd befinden und nacheinander vereist und dann unterfahren wurden.

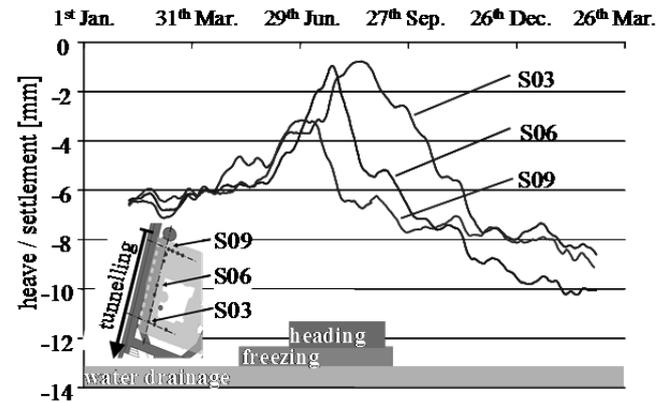


Abb. 8: Vertikalverformungen der Messstellen S03, S06 und S09.

Fig. 8: Vertical displacements of the measuring points S03, S06 and S09.

Die zu Beginn der Vereisung zu verzeichnenden Setzungen von ca. 6 mm resultierten aus der Grundwasserabsenkung. Mit Beginn der Vereisung setzten die erwarteten Frosthebungen ein. Diese erreichten ca. 3 bis 5 mm. Nachdem der Tunnelvortrieb die Messaufnehmer unterfahren hatte, kam es zu Setzungen, die auch nach dem Abschalten der Vereisung anhielten. Sie verlangsamten sich stetig, so dass ca. 3 Monate nach dem Abschalten der Vereisung insgesamt ca. 10 bis 12 mm Absolutsetzungen erreicht wurden. Deutlich ist in Abb. 3 der entsprechend des Tunnelvortriebs zeitlich versetzte Eintritt der Setzungen zu erkennen. Der Vortrieb erreichte die Aufnehmer in absteigender Reihenfolge, was in der Grafik zu dem zeitlich versetzten Eintreten der Hebungsspeaks führt. Die gemessenen Verformungen blieben

insgesamt in dem durch FE-Berechnungen prognostizierten Bereich. Dabei sind etwa die Hälfte der Setzungen auf die Wasserhaltungsmaßnahmen zurückzuführen, die zu großflächigen Setzungen führen und daher keine Setzungsschäden bewirken. Auch wurden am Rathaus keine Setzungsschäden festgestellt. Zum Erfolg des Projekts hat dabei wesentlich beigetragen, dass durch den Frostkörper ein sicherer, setzungsarmer Vortrieb gewährleistet wurde und durch die vorgenannten Maßnahmen größere Frosthebungen durch Eislinnenbildung verhindert werden konnten.

4.2 Düsenstrahlschirm für einen Großquerschnitt beim Vortrieb U3 Nord Los1

Als weiteres Beispiel für eine Schirmgewölbesicherung wird nachfolgend die Erfahrung mit einem beim U-Bahn-Los U3 Nord-1 hergestellten Düsenstrahlschirm vorgestellt. Die Vortriebe in den Abschnitten W3 und W4 mit einer Querschnittsfläche von bis zu 200 m² erfolgten ausgehend vom Startschacht mit vorausseilender Kalotte im Schutze eines dichten Schmaldichtwandtrogs, der in das feinkörnige Tertiär einbindet. Zur Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit wurden von der Ortsbrust aus insgesamt 13 Düsenstrahlschirme (ca. 15,5 m Gesamtlänge, 4,30 m Überlappung) sowie weitere Düsenstrahlkörper von der Ortsbrust aus im Quartär hergestellt (Abb. 9).

Das Aufschneiden des Bodens beim Düsenstrahlverfahren erfolgte im Quartär mit Suspension (Simplex-Verfahren) mit einem Druck an der Düse von bis zu 400 bar. Damit im Boden kein derartiger Verpressdruck entsteht, muss jederzeit ein kontrollierter Abfluss (Druckabbau) aus dem Bohrloch gewährleistet sein. Im Anschluss an die jeweilige Herstellung des Düsenstrahlschirms erfolgte der Kalotten- und dann der Strossen / Sohlvortrieb. Abb. 9 zeigt die geodätisch sowie durch Gleitmikrometer gemessenen vertikalen Verformungen direkt nach der Düsenstrahlschirmherstellung im Messquerschnitt MQ 8.

Die Hebungen im MQ 8 betragen über der Firste bis zu 140 mm und maximal bis zu 250 mm. Da sich in der Umgebung keine Bebauung befand, waren die Hebungen zunächst als unkritisch eingestuft worden. Allerdings resultieren sie insbesondere aus Dehnungen unmittelbar über der Schichtgrenze zum Tertiär (Abb. 9). Da die Schmaldichtwand lediglich einen geringen Abstand zum Düsenstrahlschirm besaß, führten die Hebungen dazu, dass die Schmaldichtwand in einem Bereich riss und undicht wurde.

Die Hebungen sind dadurch begründet, dass bei der Herstellung des leicht nach oben gerichteten Düsenstrahlkörpers der erforderliche Rückfluss im Ringraum zwischen Boden und Bohrgestänge nicht geeignet gesteuert werden kann. Durch mangelnden Rückfluss konnte sich im geschichteten Boden mit stark unterschiedlicher Durchlässigkeit der Überdruck flächig verbreiten und hat damit den Boden insgesamt angehoben. Die großen Hebungen konnten nur dadurch begrenzt werden, dass für den Druckabbau von GOK aus Zusatzbohrungen zum Schirm abgeteuft wurden, was mit zusätzlichem Aufwand verbunden war. Für zukünftige Projekte, bei denen eine verformungsarme Herstellung eines Düsenstrahlschirms in schwierigen Untergrundverhältnissen mit geringer Oberflächenverformung erforderlich

ist, erscheint es zweckmäßig, der gezielten Steuerung des Suspensionsrückflusses beim Düsen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Neben bohr- oder maschinentechnischen Verbesserungen, können gegebenenfalls auch vertikal oder horizontal angeordnete Zusatzbohrungen geeignet sein, um Hebungen zu vermeiden oder zumindest zu reduzieren.

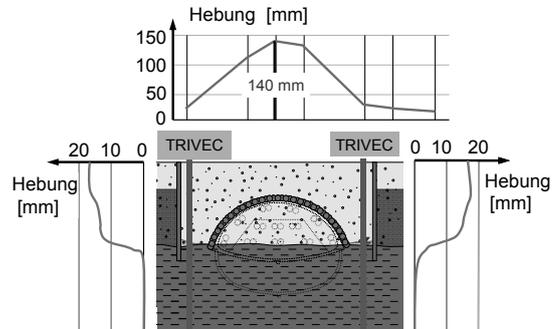


Abb. 9: Vertikalverformungen im MQ 8 direkt nach der Herstellung des Düsenstrahlschirms.

Fig. 9: Deformations in cross section MQ 8 after constructing the jet grout face support.

Der im Anschluss an die Düsenstrahlschirmherstellung erfolgte Vortrieb ergab im Bereich des MQ 8 maximal 26 mm und bei größerer Überdeckung zwischen 30 und 40 mm Setzungen. Um die Messergebnisse beurteilen zu können, sind sie in Tabelle 1 mit denen atmosphärischer Spritzbetonvortriebe in München verglichen, die etwa gleiche Überdeckung besaßen, allerdings in Teilausbrüchen und ohne Schirmgewölbesicherung aufgefahren wurden.

Tab. 1: Vergleich verschiedener Spritzbetonvortriebe mit großem Ausbruchquerschnitt.

Tab. 1: Comparison of different shotcreted tunnels with large cross section.

	U5/9 Ostbahn- hof	U5/9 Theresien- wiese	U3N1 W4 / W3
Art des Ausbruchs			
Querschnittsfläche [m ²]	200	175	170 - 200
Überdeckung [m]	9,3	9,6	6,5 / 11
Max. Setzungen [mm]	36	38	26 / 40

Insgesamt ergaben sich Setzungen in der gleichen Größenordnung, was bedeutet, dass mit dem Düsenstrahlschirm die Setzungen gegenüber Vortrieben in Teilausbrüchen nicht reduziert wurden. Wie die Gleitmikrometermessungen zeigen, werden die Kräfte über das Schirmgewölbe konzentriert in den Boden unter der Schirmaufstandsfläche eingeleitet. Durch die Spannungskonzentration entstehen in diesem Bereich vergleichsweise große Stauchungen und Setzungen in einem eng begrenzten Bereich. Demgegenüber kommt es beim Spritzbetonvortrieb in Teilausbrüchen zwar je Teilausbruch zu großräumigeren Gewölbebildungen im Gebirge über der Firste, beim zeitversetzten Auffahren der Teilausbrüche jedoch mehrfach zu Lastumlagerungen und damit an der Oberfläche insgesamt zu etwa gleichen Verformungen.



Als Fazit lässt sich festhalten, dass beim Vortrieb mit dem Düsenstrahlschirm die Setzungen gegenüber Vortrieben im Teilausbruch nicht reduziert wurden, allerdings bietet der Düsenstrahlschirm eine zusätzliche Sicherheit.

4.3 Rohrschirmsicherung beim Vortrieb U3 Nord Los1

Ebenfalls beim Vortrieb der U-Bahn U3 Nord Los1 wurden im Bereich W1 zwei parallele Tunnelröhren unter dem 12-stöckigen, durch hohe Fundamentlasten charakterisierten Gebäudekomplex „Werner-Friedmann-Bogen“ aufgeföhren. Die Querschnittsfläche der atmosphärischen Tertiärvortriebe mit Tertiärsandentwässerung betrug jeweils ca. 41 m². Aufgrund der geringen Tertiärüberdeckung von 4 m bei vollem Wasserdruck im Quartär wurde als zusätzliche Sicherungsmaßnahme ein Rohrschirm eingesetzt (Abb. 10). Je Schirm wurden insgesamt 38 Rohre hergestellt. Die Rohrlänge betrug 12 m bei 4 m Überlappung. Der Bohrdurchmesser (Bohrkrone) betrug 146 mm bei 6 mm Ringspalt.

In Abb. 10 sind die Messergebnisse der Setzungsmessungen längs des Werner Friedmann-Bogens in Abhängigkeit von der Vortriebsentwicklung dargestellt. Bereits durch die Wasserhaltung (Entwässerung der tertiären Sande) kam es zu Setzungen von etwa 5 mm bis 7 mm. Durch die Herstellung des Rohrschirms sowie vorausseilende Setzungen in Folge des Vortriebs Gleis 2 erhöhten sich die maximalen Setzungen vor Aufföhren der Querschnitte auf ca. 10 mm. Der größte Setzungsanteil resultiert anschließend aus dem eigentlichen Vortrieb. Nach den Vortrieben betrug die maximale Setzung 25 mm.

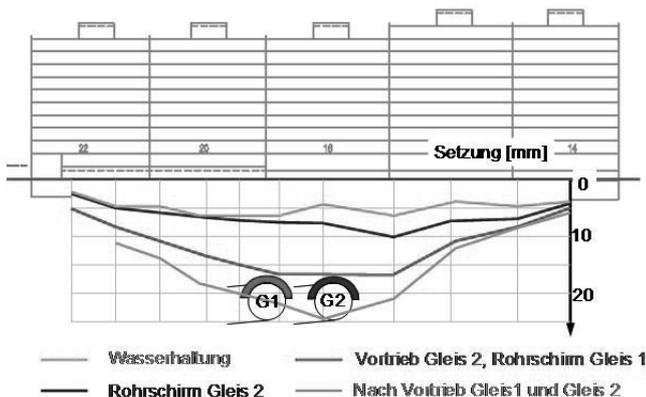


Abb. 10: Setzungen des Gebäudes Werner-Friedmann-Bogen beim Vortrieb (Querschnitt).

Fig. 10: Settlements of Werner-Friedmann-Bogen during tunnelling (cross section).

Wie ein Vergleich mit den weiteren Messquerschnitten ohne Rohrschirmsicherung zeigt, sind im Bereich der Rohrschirme die Vertikalverformungen mit am größten. Einerseits wirken unter dem Gebäude die größten Fundamentlasten und durch die verminderte Überdeckung ist nur eine begrenzte Gewölbebildung möglich. Außerdem führt auch die Schirmgewölbeherstellung zu herstellungsbedingten Verformungen. Letztlich ist aber hinsichtlich der entstandenen Verformungen mit entscheidend, dass sich der Rohrschirm und nachfolgend der Boden während des Vortriebs zunächst verformen muss, damit er seine Tragwirkung in Längs- und Querrichtung entwickeln kann. Daher entstehen

die überwiegenden Verformungen auch während des Vortriebs bzw. unmittelbar vorausseilend.

Als Fazit lässt sich festhalten, dass der Rohrschirm mit dem hier verwendeten, üblichen Durchmesser primär die Ortsbruststandsicherheit erhöht und allenfalls sekundär eine Reduzierung der Verformungen bewirkt. Die Wirkungsweise wurde auch durch numerische Berechnungen am Zentrum Geotechnik von Eckl (2012) umfassend untersucht. Er kommt zu dem gleichen Ergebnis.

5 Empirisches Verfahren nach Fillibeck zur Prognose von Setzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein

5.1 Allgemeines

Die realistische Vorhersage von Setzungen beim innerstädtischen Tunnelbau ist heutzutage ganz wesentlich um die Akzeptanz der Baumaßnahme in der Bevölkerung zu sichern. Neben numerischen Berechnungen eignen sich hierbei insbesondere empirische Verfahren, deren Eingangsgrößen sich aus früheren Erfahrungen ableiten. Das nachfolgend vorgestellte empirische Prognoseverfahren nach Fillibeck ist das Ergebnis von Forschungen, welche im Rahmen einer Habilitation am Zentrum Geotechnik der TU München zusammengestellt wurden (FILLIBECK 2011). Dort sind die Auswertungen auch im Detail beschrieben und erläutert sowie die Vorgehensweisen begründet.

5.2 Definitionen zur Setzungsmulde

Betrachtet wird die Setzungsmulde senkrecht zum Vortrieb. Wie Vergleiche gezeigt haben, kann die Setzungsmulde geeignet durch die Normalverteilungsfunktion nach Gauß beschrieben werden (z.B. PECK 1969). Die Setzung $s(x)$ an der Stelle x wie auch das Volumen der Setzungsmulde V_s an der Geländeoberfläche je m Vortrieb sind durch 2 Parameter, die maximale Setzung s_{max} sowie den Abstand des Wendepunkts der Gaußfunktion von der Tunnelachse i bestimmt (Gl. 1 und Abb. 11). Der Wendepunktabstand i entspricht nach Gauß der Standardabweichung.

$$s(x) = s_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

Die Querschnittsfläche der Setzungsmulde V_s kann als Volumen je m Vortrieb verstanden werden und wird gemäß Abb. 11 bestimmt. Definiert man den Volumenverlust VL_s als das Verhältnis zwischen der Querschnittsfläche der Setzungsmulde V_s und der des Tunnels A_t , so kann die Unbekannte s_{max} alternativ auch durch VL_s ausgedrückt werden (Gl. 2). VL_s wird nachfolgend, wie in der Literatur üblich, als Volume loss bezeichnet und an Stelle von s_{max} neben i als zweiter Parameter zur Beschreibung der Setzungsmulde verwendet.

$$s_{max} = VL_s \cdot \frac{A_t}{\sqrt{2 \cdot \pi} \cdot i} \quad (2)$$

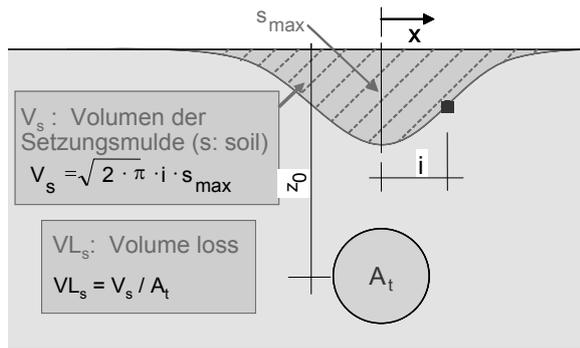


Abb. 11: Definitionen zur Beschreibung der Setzungsmulde.
Fig. 11: Definition and description of the settlement trough.

5.3 Allgemeine Angaben zur Auswertung der Messergebnisse

Die ausgewerteten Tunnelvortriebe umfassten in der Regel zwei parallel liegende Tunnelröhren. Bei Parallelvortrieben ergibt sich die Gesamtsetzungsmulde aus der Summe der beiden Einzelsetzungsmulden der Tunnelröhren. Sie wird demnach durch die 4 Parameter $VL_{s,1}$, $VL_{s,2}$, i_1 und i_2 beschrieben. In Abb. 12 ist beispielhaft die Auswertung zweier Spritzbetonvortriebe beim U-Bahn-Vortrieb U8, Los 14 in München mit den Einzelsetzungsmulden, der Gesamtsetzungsmulde (Addition der Einzelsetzungsmulden) und den Messwerten (Kreuze) dargestellt. Durch mathematische Variation der 4 zunächst unbekannt Parameter wurde nach dem Prinzip der kleinsten Fehlerquadrate die Gesamtsetzungsmulde ermittelt, die sich am besten an die Messwerte anschmiegt (mathematische Optimierung). Daraus ergaben sich die Parameter $VL_{s,1}$, $VL_{s,2}$, i_1 und i_2 .

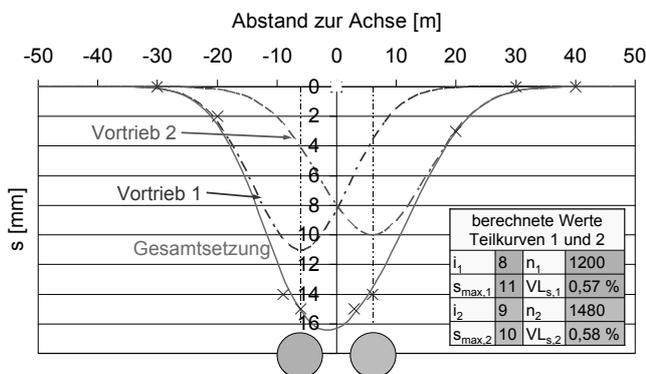


Abb.12: Beispiel einer Auswertung durch mathematische Optimierung.

Fig. 12: Example of an analysis by mathematical optimization.

Bei den Parallelvortrieben wurde zwischen synchronem und versetzt synchronem Vortrieb unterschieden. Beim versetzt synchronen Vortrieb besitzt der vorlaufende Tunnel einen Mindestabstand von 25 m zum nachfolgenden Tunnel. Hinsichtlich der Setzungen ist bei Parallelvortrieben weiterhin der Abstand zwischen beiden Tunnelröhren (Bodenpfeiler) von Bedeutung. Das Verhältnis zwischen Breite des Bodenpfeilers a und Tunneldurchmesser d wird als Pfeilverhältnis (a / d) bezeichnet. Bei der Auswertung der Spritzbetonvortriebe hat sich gezeigt, dass sich beim

- versetzt synchronen und synchronen Vortrieb bei $a/d < 0,3$ sowie beim
- Synchronvortrieb bei $1 < a/d < 0,3$ und einer Tunneltiefe $z_0 > 12$ m

die Tunnelröhren gegenseitig beeinflussen und die Setzungsmulden größer werden. Derartige Vortriebe wurden daher bei der nachfolgenden Auswertung nicht berücksichtigt.

Außerdem wurden bei der Auswertung der Münchner Spritzbetonvortriebe die Setzungen aus der Wasserhaltung nicht berücksichtigt, da die Wasserhaltung dort sehr große Setzungsmulden mit Breiten größer 200 m verursacht. Damit ergibt sich aus der Wasserhaltung im Hinblick auf Setzungsdifferenzen kein Schadenspotenzial.

5.4 Formeln zur Ermittlung des Volume loss

5.4.1 Volume loss beim Spritzbetonvortrieb

Bei den nachfolgenden Auswertungen wurde zwischen 3 Vortriebsarten unterschieden, dem atmosphärischen Spritzbetonvortrieb im bindigen und im nichtbindigen Baugrund sowie dem Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung.

Zunächst wurden die vielfältigen Messergebnisse für U-Bahn-Querschnitte in München ausgewertet. Demnach lässt sich der Volume loss in Abhängigkeit von den geologischen Verhältnissen bzw. der Vortriebsart, der Tunneltiefe z_0 und dem gewählten Vertrauensbereich ermitteln. Abb. 13 zeigt beispielhaft für atmosphärische Spritzbetonvortriebe im nichtbindigen Baugrund, dass der Volume loss mit z_0 zunimmt.

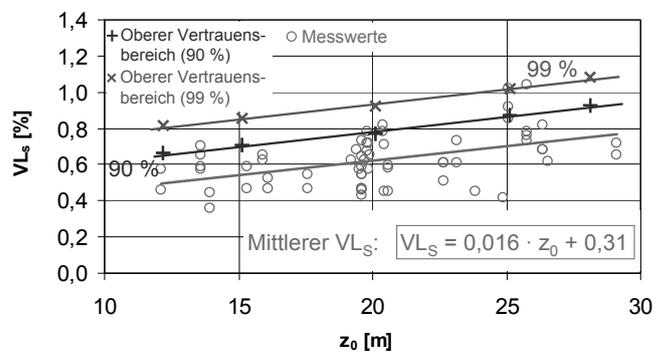


Abb. 13: VL_s in Abhängigkeit von der Tiefe z_0 und dem Vertrauensbereich beim Vortrieb im feinkörnigen Tertiär.

Fig. 13: VL_s in dependence of the tunnel depth z_0 and the confidence interval at tunnelling in fine-grained Tertiary soils.

Der mittlere Volume loss kann gut durch die in Abb. 13 angegebene Regressionsgerade bestimmt werden. In der Praxis ist es jedoch auch von Interesse, die Setzungsmulde für höhere Vertrauensbereiche (geringere Auftretenswahrscheinlichkeiten) zu ermitteln. Hierzu ist für die angegebenen Messwerte das Konfidenzintervall zu bestimmen. In Abb. 13 sind die Ergebnisse für die oberen Vertrauensbereiche von 90 % und 99 % dargestellt. Sie können ebenfalls in guter Näherung durch eine Regressionsgerade beschrieben werden. Ein Vertrauensbereich von 99 % bedeutet beispielsweise, dass mit einer 1%-igen Auftretenswahrscheinlichkeit der Volume loss über der Regressionsgeraden liegt.



Es lässt sich also in Abhängigkeit vom gewählten Vertrauensbereich der gesuchte Volume loss angeben. In Abb. 14 sind die Regressionsgeraden der mittleren Volume loss-Werte der 3 untersuchten Spritzbeton-Vortriebsweisen gegenübergestellt. Im Vergleich der Tertiärvortriebe ist der Volume loss beim atmosphärischen Vortrieb etwa doppelt so groß wie beim Druckluftvortrieb. Wahrscheinlich wirkt der Überdruck auf die Tunnelwandung und die Ortsbrust stützend.

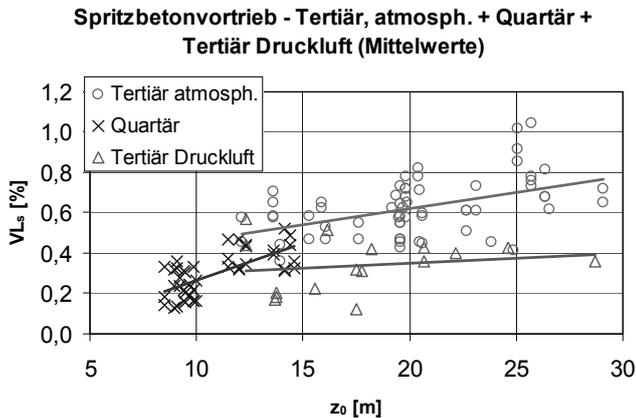


Abb. 14: Regressionsgeraden für mittleren VL_s -Wert.

Fig. 14: Regression line for mean VL_s -values.

Anschließend wurden die Auswertungen durch 50 Spritzbetonvortriebe bei anderen Baugrundverhältnissen ergänzt. Wie sich anhand der Auswertungen und auch durch Vergleichsberechnungen mit der FE-Methode zeigte, kann in guter Näherung angenommen werden, dass die Größe der Setzungsmulde umgekehrt proportional zur Baugrundsteifigkeit ist. Dies wurde bei den Formeln zur Ermittlung des Volume loss berücksichtigt. Sie sind in Tab. 2 für einen Vertrauensbereich von 50 % (Mittelwert) und 99 % zusammengestellt. Dabei entspricht $E_{100,ref}$ dem Steifemodul des vorhandenen Baugrunds in MN/m^2 bei einer Referenznormalspannung von $100 \text{ kN}/m^2$.

Tab. 2: VLs bei einem Vertrauensbereich von 50 % und 99 %.

Tab. 2: VLs at a confidence interval of 50 % and 99%.

Atmosphärischer Spritzbetonvortrieb im grobkörnigen Boden:	
$VL_{s, 50\%}$:	$VL_{s, 99\%}$:
$(0,037 \cdot z_0 - 0,10) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$	$(0,037 \cdot z_0 + 0,09) \cdot \frac{120}{E_{100,ref}}$
Atmosphärischer Spritzbetonvortrieb im feinkörnigen Boden:	
$VL_{s, 50\%}$:	$VL_{s, 99\%}$:
$(0,016 \cdot z_0 + 0,31) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,016 \cdot z_0 + 0,61) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$
Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung:	
$VL_{s, 50\%}$:	$VL_{s, 99\%}$:
$(0,005 \cdot z_0 + 0,26) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$	$(0,005 \cdot z_0 + 0,57) \cdot \frac{100}{E_{100,ref}}$

Um zu untersuchen, ob für die in einzelnen Teilvortrieben aufgefahrene großen Ausbruchquerschnitte auch obige Gleichungen zur Bestimmung des Volume loss verwendet werden können, wurden exemplarisch 4 große Spritzbetonquerschnitte nachgerechnet, zu denen umfangreiche Messergebnisse vorlagen. Nachfolgend werden die Ergebnisse am Beispiel des Bahnhofs Theresienwiese (Abb. 15) der U-Bahnlinien U5/9 in München dargestellt. Dieser 1979 in Spritzbetonbauweise unter atmosphärischen Bedingungen im Tertiär erstellte Bahnhof wurde in 10 Teilausbrüchen aufgefahren, wobei rechnerisch die Kalotten- und Strossen-/Sohlausbrüche zusammengefasst wurden (Abb. 15).

Zunächst wurden die Setzungsmulden der Teilvortriebe nach Gleichung (1) und (2) unter Berücksichtigung des Volume loss mit 50 %-iger Auftretenswahrscheinlichkeit nach Tab. 2 und des Wendepunktabstands i (siehe Abschnitt 5.5) ermittelt. Diese wurden dann auf die jeweilige Vortriebsmitte bezogen und superponiert. Daraus ergibt sich die schwarz dargestellte Gesamtsetzungsmulde in Abb. 15.

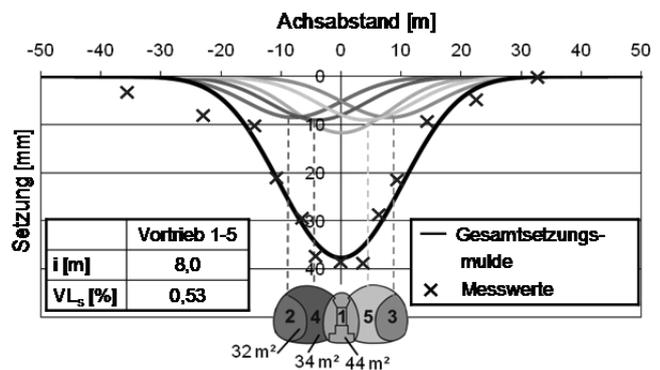


Abb. 15: Bahnhof Theresienwiese: Vergleich zwischen Messung und empirischer Berechnung.

Fig. 15: Station Theresienwiese: Comparison between measurement and empirical calculation.

Die Messergebnisse stimmen sehr gut mit der empirisch ermittelten Setzungsmulde überein. Dies war auch bei den 3 anderen untersuchten Querschnitten der Fall. Es kann also die Gesamtsetzungsmulde eines Querschnitts, der in mehreren Teilausbrüchen aufgefahren wird, durch Superposition der Einzelsetzungsmulden der Teilausbrüche unter Verwendung des Volume loss für die Einzelquerschnitte ermittelt werden. Wie die Auswertung von parallel aufgefahrenen Spritzbetonvortrieben zeigte, gilt dies allerdings nicht, wenn sich die Teilquerschnitte beim Vortrieb gegenseitig stark beeinflussen, also z.B. bei Synchronvortrieben oder wenn der zwischen den Vortrieben verbleibende Bodenpfeiler zu klein wird (s. Abschnitt 5.3).

5.4.2 Volume loss beim Schildvortrieb

Nachfolgend wurden ausschließlich Schildvortriebe mit druckhafter Ortsbruststützung (Hydro-, Erddruck- und Druckluftschildvortriebe) berücksichtigt. Sie sind für setzungsrelevante Bereiche im Lockergestein charakteristisch. Es konnten über 100 Messquerschnitte aktueller Baumaßnahmen ausgewertet werden. Vortriebe vor 1995 wurden nicht berücksichtigt, da sich in den letzten Jahren die Maschinenteknik wesentlich verbessert hat und sich damit geringere Setzungen einstellen (siehe unten). Die nachfol-

genden Ergebnisse gelten im Lockergestein, jedoch nicht in Böden mit geringerer als weicher Konsistenz und nicht in sehr locker gelagerten oder strukturempfindlichen Böden. Diese Abgrenzung ist erforderlich, da beispielsweise die dynamische Beanspruchung durch die Vortriebsmaschine zu relevanten zusätzlichen Setzungen führen kann. Dies kann mit dem hier beschriebenen Verfahren nicht erfasst werden. Nach den Auswertungen ist beim Hydroschildvortrieb gegenüber Erddruck- und Druckluftschildvortrieben der Volume loss tendenziell am kleinsten, allerdings ist der Unterschied nur gering. Auch zeigten sich keine eindeutigen Unterschiede bei verschiedenen Untergrundverhältnissen und Stützdrücken. Es wurden daher nachfolgend alle Vortriebe unabhängig von den geologischen Gegebenheiten und der Art der Ortsbruststützung zusammen betrachtet.

In Abb. 16 ist der ermittelte Volume loss in Abhängigkeit von A_t / z_0 dargestellt. Wie die Regressionsfunktion (Potenzansatz) zeigt, nimmt der Volume loss mit dem Verhältnis A_t / z_0 ab. Weiterhin sind in Abb. 16 sind die Gleichungen zu Ermittlung des Volume loss für einen Vertrauensbereich von 50% und 99% wiedergegeben.

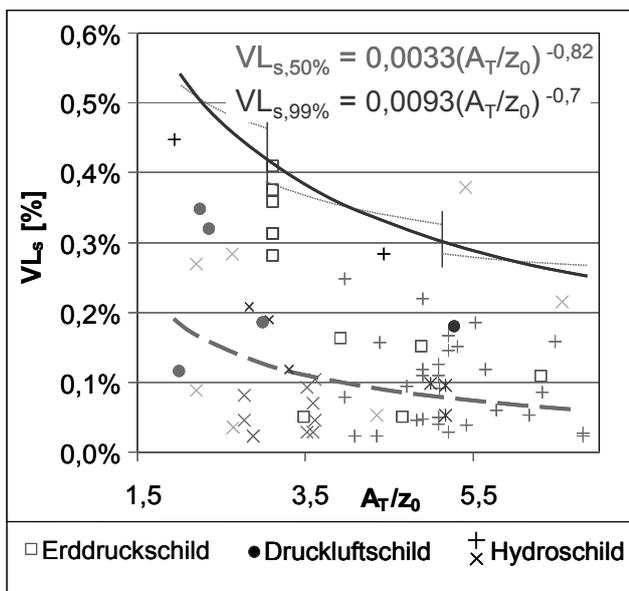


Abb. 16: VL_s beim Schildvortrieb.

Fig. 16: VL_s at shield tunnelling.

Für die Praxis ist es ganz wesentlich, dass bei den hier untersuchten Querschnitten aus der jüngsten Vergangenheit der Volume loss immer unter 0,5 % lag und damit deutlich unter dem Wert $VL_s = 2,0 \%$, der in der Literatur häufig immer noch für Schildvortriebe angegeben wird. In der jüngsten Vergangenheit hat sich die Maschinenteknik in wichtigen setzungsrelevanten Bereichen wie z.B. der Ringspaltverpressung und der Stützdruckeinstellung wesentlich weiter entwickelt. Daher entstehen bei neueren Vortrieben kleinere Setzungen mit geringerem VL_s . Aufgrund der vorhandenen Schwankungen wird jedoch vorgeschlagen, keinen Volume loss kleiner 0,25 % zu berücksichtigen, wie er sich bei sehr großen A_t / z_0 -Werten ergeben würde.

5.5 Ermittlung des Wendepunktabstands

Nachfolgend werden zunächst wieder die Ergebnisse der Münchner Vortriebe dargestellt. Wie bereits aus der Literatur bekannt, ist der Wendepunktabstand i insbesondere von den geologischen Verhältnissen (Kornzusammensetzung, Lagerungsdichte, Konsistenz) und von der Tunneltiefe abhängig. Es werden daher die quartären und tertiären Schichten des Münchner Baugrunds zunächst wieder getrennt voneinander in Abhängigkeit von z_0 betrachtet.

In Abb. 17 ist der Wendepunktabstand im quartären Kies i_G in Abhängigkeit von der Tunneltiefe z_0 dargestellt. Mit z_0 nimmt, wie zu erwarten, der Wendepunktabstand i_G zu. Er kann durch eine Regressionsgerade gemäß Gl. 3 beschrieben werden.

$$i_G = 0,57 \cdot z_0 \quad (3)$$

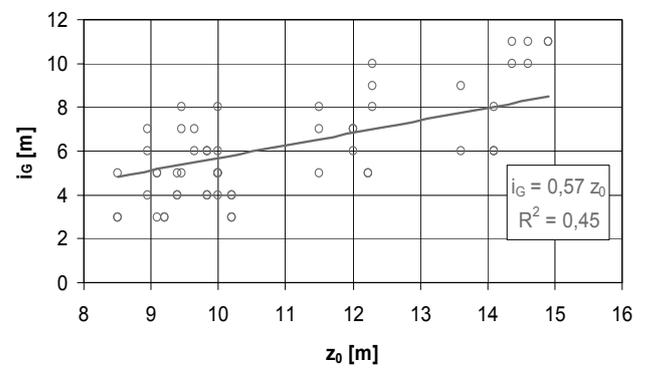


Abb. 17: Wendepunktabstand i_G im Kies.

Fig. 17: point of inflection i_G in the gravel.

Die Ermittlung des Wendepunktabstands im Tertiär unter quartären Kiesen ist, da es sich hier um ein Mehrschichtsystem handelt, etwas komplizierter (siehe auch NEW & O'REILLY 1991). Der Wendepunktabstand der Gesamtsetzungsmulde i_{ges} setzt sich aus Anteilen der einzelnen Schichten zusammen. Unter der Annahme, dass der Wendepunktabstand in den quartären Kiesen und den tertiären Sanden bei gleicher Schichtdicke etwa gleich ist (sie besitzen ähnliche Steifigkeit und Scherfestigkeit), lässt sich aus den Messergebnissen der Anteil des Wendepunktabstands in den tertiären Tonen und Schluffen i_{TU} errechnen. Er ist in Abb. 18 in Abhängigkeit von der Schichtdicke d_{TU} dargestellt.

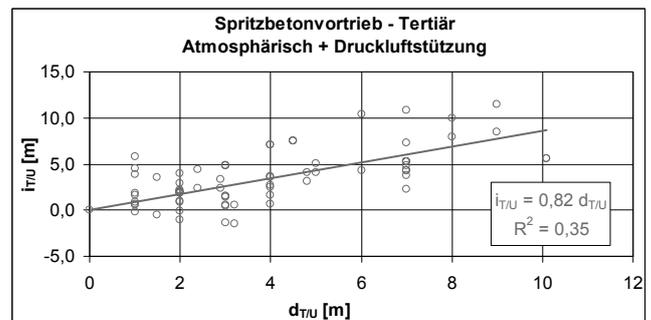


Abb. 18: Wendepunktabstand i_{TU} in den feinkörnigen tertiären Böden.

Fig. 18: point of inflection i_{TU} in the fine-grained Tertiary soil.



Auch hier zeigt sich die erwartete lineare Abhängigkeit von z_0 . Der Wendepunkt-Abstand der Setzungsmulde im Mehrschichtsystem i_{ges} ergibt sich nach Gleichung 4:

$$i_{ges} = 0,82 \cdot d_{T/U} + 0,57 \cdot (z_0 - d_{T/U}) \quad (4)$$

Die Gleichungen 3 und 4 gelten für Untergrundverhältnisse, die mit denen in München vergleichbar sind. Es sind dies Kiese und Sande in mitteldichter bis dichter Lagerung bzw. Tone und Schluffe in halbfester bis fester Konsistenz. Die Auswertungen von Vortrieben in anderen Untergrundverhältnissen zeigen, dass auch die Konsistenz bzw. Lagerungsdichte einen gewissen Einfluss ausübt. In Böden mit größerer Lagerungsdichte bzw. Konsistenz nimmt auch der Wendepunkt-Abstand zu.

Unter Berücksichtigung dieser Auswertungen sowie von Literaturangaben, (z.B. Mair & Taylor 1997 sowie Tan & Ranjith 2003), die wiederum auf verschiedenen Vortriebsauswertungen basieren, werden zur Ermittlung von Setzungsmulden folgende Bandbreiten möglicher Wendepunkt-Abstände vorgeschlagen.

Tab. 3: VLs bei einem Vertrauensbereich von 50 % und 99 %.

Tab. 3: VLs at a confidence interval of 50 % and 99%.

Baugrund		i [m]
nichtbindig	locker bis mitteldicht	0,25 bis 0,5 · z_0
	mitteldicht bis dicht	0,4 bis 0,6 · z_0
bindig	weich bis steif	0,3 bis 0,6 · z_0
	steif bis halbfest / fest	0,5 bis 0,9 · z_0

Da die Ergebnisse der Auswertungen und der Literaturangaben streuen, sind für Bandbreiten der Lagerungsdichte / Konsistenz auch Bandbreiten der Wendepunkt-Abstände angegeben. Dabei kann der geringeren Konsistenz / Lagerungsdichte ein geringer Wendepunkt-Abstand und der höheren Konsistenz / Lagerungsdichte ein höherer Wendepunkt-Abstand zugeordnet werden.

Bei der Wahl eines geeigneten Wendepunkt-Abstands i muss berücksichtigt werden, dass mit abnehmendem i die maximalen Tangenten-Neigungen, Dehnungen und Krümmungen größer werden, also je nach Lage des Gebäudes zum Tunnel das Schadenspotenzial steigt. Allerdings steigt das Schadenspotenzial auch mit dem Volume loss. Um nicht ein unrealistisch hohes Schadenspotenzial zu errechnen, werden 2 Grenzbetrachtungen vorgeschlagen: Fall 1 berücksichtigt einen Volume loss mit hohem Vertrauensbereich ($VL_{s,99\%}$) bei einem mittleren Wendepunkt-Abstand i und Fall 2 einen Volume loss mit mittlerem Vertrauensbereich ($VL_{s,50\%}$) bei kleinem i (geringe Konsistenz bzw. Lagerungsdichte).

6 Schlussbemerkung

Im Rahmen der Veröffentlichung wurden diverse Erfahrungen mit Maßnahmen zur Einhaltung der Ortsbruststandsicherheit ohne und mit Schirmgewölbesicherungen beschrieben. Insgesamt zeigt sich, dass es meist mehrere Möglichkeiten gibt, eine ausreichende Ortsbruststandsicherheit zu

erreichen. Welches Verfahren letztendlich das Beste ist, ist von vielen Randbedingungen abhängig und kann - da bei der Bewertung auch regionale Erfahrungen mit einfließen - häufig nicht eindeutig bestimmt werden.

Weiterhin wurde das empirische Prognoseverfahren nach Fillibeck zur Ermittlung von Setzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein vorgestellt. Unter vereinfachenden Randbedingungen - auf der sicheren Seite liegend werden Bauwerkssteifigkeiten und -lasten nicht berücksichtigt - lassen sich damit die auftretenden Setzungen, Krümmungen oder Tangenten-Neigungen differenziert abschätzen. Es ist klar, dass nicht alle möglichen Eingangsgrößen mit dem hier vorgestellten empirischen Verfahren berücksichtigt werden können. Aber selbst wenn dies gelänge, liegt es in der Natur der Dinge, dass die Setzungen gewissen Streuungen unterliegen. Es ist also nicht möglich, vorab eine „wahre“ Setzungsmulde zu errechnen, sondern es kann im besten Fall nur eine Prognose in Abhängigkeit von einer Auftretenswahrscheinlichkeit angegeben werden. Hierzu bietet das beschriebene Verfahren, welches auf einer sehr großen Anzahl von vergleichbaren Messungen und Erfahrungen beruht, eine gute Hilfe und Lösungsmöglichkeit.

Literatur

- BERGMEISTER, K & WÖRNER, J.D. (2005): Betonkalender Teil 1 - Abschnitt VI Tunnelstatik, 421 ff. (Verlag Ernst & Sohn)
- ECKL, M. (2012): Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein - Heft 50 der Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik der TU München.
- FILLIBECK, J. (2011): Prognose von Setzungen beim Lockergesteinsvortrieb - Empirische und numerische Verfahren. Habilitationsschrift - Heft 50 der Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik der TU München.
- KELLNER, C. (2008): Frosthebungen von Böden in Folge tief liegender Vereisungskörper. Dissertation - Heft 42 der Schriftenreihe des Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München.
- LUNARDI, P. (2012): 30 Anni di ROCKSOIL. - 233, Trebaseleghe (Grafica Veneta).
- MAIR, R.J. & TAYLOR, R.N. (1997): Theme lecture: Bored tunneling in the urban environment. 14th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg 1997, 2353 - 2384.
- NEW, B.M. & O'REILLY, M. P. (1991): Tunnelling induced ground movements: Predicting their magnitudes and effects. - Ground Movement and Structures, ed. J.D. Geddes, 671-697.
- PECK, R. B. (1969): Deep excavations and tunnelling in soft ground. - Proc. 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City. State of the Art Volume, 225-290.
- TAN, W. L. & RANJITH, P. G. (2003): Parameters and Considerations in Soft Ground Tunneling. - Veröff. im Internet: <http://www.ejge.com/2003/Ppr0344/Abs0344.htm>.
- VERMEER, P. & RUSE, N. (2001): Die Stabilität der Tunnelortsbrust in homogenem Baugrund. - geotechnik 24 (2001) Nr. 3, 186 - 193.