

Tunnelbau in Deutschland: Stand der Technik – Vortriebsverfahren

M. Nußbaumer & U. Hartwig
Ed. Züblin AG, Stuttgart, Deutschland

KURZFASSUNG: Im vorliegenden Artikel wird anhand ausgewählter aktueller Beispiele der hohe Stand der Tunnelbautechnik in Deutschland dargestellt. Es werden innerhalb Deutschlands unter verschiedensten technischen und wirtschaftlichen Randbedingungen realisierte Tunnelbauprojekte vorgestellt, bei denen die Spritzbetonbauweise sowohl im Fels als auch im Lockergestein erfolgreich eingesetzt wurde. Die Herstellung des weltweit größten Tunnels im Lockergestein unter einem Fluss – der 4. Röhre Elbtunnel – dient als Beispiel für den erfolgreichen Einsatz eines Hydro-Schildes unter schwierigsten geologischen und hydrogeologischen Randbedingungen.

Im daran anschließenden Ausblick wird beschrieben, in welche Richtung weitere Entwicklungen der Tunnelbautechniken in Deutschland gehen können. Einerseits ist dies bei der Spritzbetonbauweise das Bestreben, auch im Lockergestein Großquerschnitte im Vollausbau aufzufahren. Bei Schildvortrieben wird andererseits durch Entwicklungen in der Maschinen- und Messtechnik deren Anwendungsbereich vergrößert, insbesondere im innerstädtischen Bereich.

Bei den vorgestellten Projekten wurden die Tunnel sämtlich in geschlossener Bauweise aufgefahren. In offener Bauweise hergestellte Tunnel werden hier nicht behandelt. Selbst bei dieser Einschränkung kann nur von einer kleinen Auswahl an Projekten berichtet werden. Neben den hier vorgestellten Tunnelbauprojekten wurden bzw. werden zur Zeit einige ähnlich wichtige und anspruchsvolle Projekte realisiert. Nicht ohne Erwähnung bleiben sollen zudem die große Zahl der mit deutscher Beteiligung im Ausland erfolgreich aufgefahrenen Tunnel, auf die hier ebenfalls nicht eingegangen werden kann.

1 EINLEITUNG

Das seit den 60er Jahren des letzten Jahrhunderts unvermindert wachsende Verkehrsaufkommen in Deutschland wird zunehmend von Aspekten begleitet, die direkt aus den allgemein wachsenden Ansprüchen der Gesellschaft an ihre Lebensqualität resultieren. Im Wesentlichen betrifft dies Anforderungen an die Schnelligkeit, die Bequemlichkeit und die Preise der jeweiligen Verkehrsmittel. Dazu kommen die Anforderungen des Umweltschutzes.

Im Straßen- und Schienenverkehr gilt als wesentlicher Ansatz zur Erfüllung der o.g. Ansprüche der Gesellschaft die Verlegung eines Teils des Verkehrs in den Untergrund, d.h. innerhalb von Tunneln. Neben der Verringerung des Landschaftsbedarfes und der Schallemissionen spielt dabei die bei geschlossener Tunnelbauweise

mögliche, nahezu freie Trassenwahl eine wesentliche Rolle. Insbesondere bei der Trassenwahl treten dabei die vorhandenen geologischen Randbedingungen – aufgrund der Fortschritte in der Tunnelbautechnik – zunehmend in den Hintergrund.

Nachfolgend soll anhand ausgewählter Beispiele aktueller Tunnelbauprojekte ein Überblick über den derzeitigen Stand der Tunnelbautechnik in Deutschland gegeben werden. Es werden jeweils die Randbedingungen der Projekte erläutert und die gewählten Bauweisen vorgestellt.

Dabei erfolgt aufgrund der Vielzahl der Projekte eine Beschränkung auf solche mit geschlossenen Bauweisen bei Tunneln der Verkehrsinfrastruktur (Schiene und Straße). Zudem wird hier nur von Projekten berichtet, die innerhalb Deutschlands ausgeführt wurden.

2 BEISPIELE AKTUELLER TUNNELBAU-PROJEKTE

2.1 Allgemeines

Die geschlossenen Tunnelbauverfahren für die Herstellung von Straßen- und Schienenverkehrstunneln können i. a. folgendermaßen unterschieden werden:

- konventioneller Vortrieb / Spritzbetonbauweise
 - Sprengvortrieb
 - Bagger-Sprengvortrieb
 - Baggervortrieb
 - Vortrieb mit Teilschnittmaschine
 - ...auch in Kombination mit einer systematisch voreilenden Sicherung
- maschineller Vortrieb
 - Vortrieb mit Tunnelbohrmaschine
 - Vortrieb mit Schildmaschine

Die Wahl des Vortriebsverfahrens richtet sich i. W. nach folgenden Kriterien:

- geologische und hydrogeologische Verhältnisse (z.B. Fest- oder Lockergestein, Grundwasserhöhe)
- Größe und Geometrie des Querschnitts (z.B. Lichtraumprofil)
- Lage der Trasse (Tiefe unter Gelände, vorhandene Bebauung)
- Baukosten, Bauzeit

Dabei konkurriert der Schildvortrieb mit dem bergmännischen Vortrieb zunehmend auch auf Strecken, für die ein Schildvortrieb noch vor kurzer Zeit als unwirtschaftlich angesehen worden wäre. Gründe sind vor allem terminlicher und baubetrieblicher Art. Jedoch sprechen häufig auch Aspekte des Umweltschutzes oder der Minimierung geotechnischer Risiken wie z.B. die Reduzierung von Senkungen im innerstädtischen Bereich für einen Schildvortrieb.

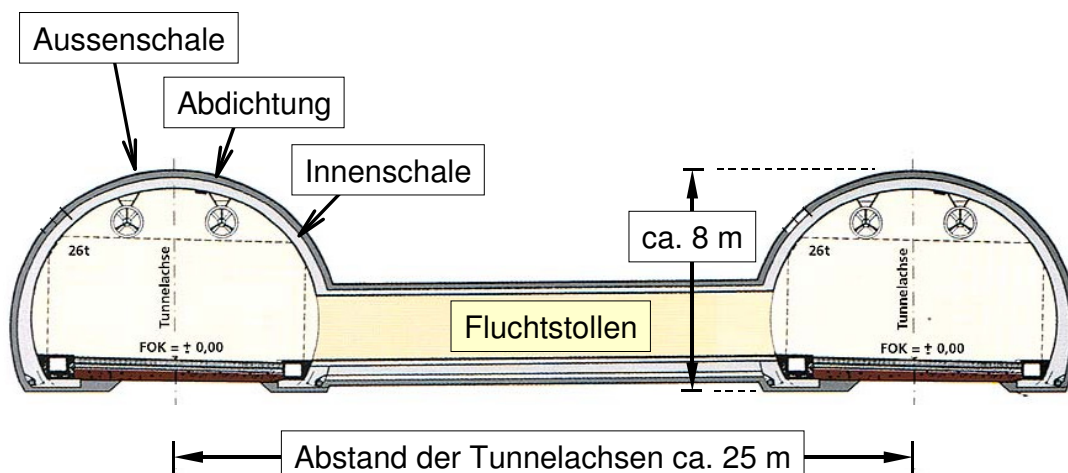


Bild 2. Systematischer Aufbau des Rennsteigtunnels zwischen 2 Pannenbuchten (Prax et al. 2000)

2.2 Konventionelle Vortriebe / Spritzbetonbauweise

Rennsteigtunnel (1998 bis 2003)

Der Rennsteigtunnel ist Teil des als Verkehrsprojekt Deutsche Einheit Nr. 16 bezeichneten Teilstücks der Autobahn A71 zwischen Erfurt und Schweinfurt. Im Verlauf der Kammquerung des Thüringer Waldes entstehen vier Tunnel mit einer Gesamtlänge von 12,6 km sowie drei Talbrücken. Der Rennsteigtunnel unterquert mit 2 zweispurigen Röhren von jeweils ca. 7,9 km Länge und einer Querschnittsfläche von jeweils ca. 85 m² den Hauptkamm des Thüringer Waldes. Damit ist er der längste Autobahntunnel Deutschlands.

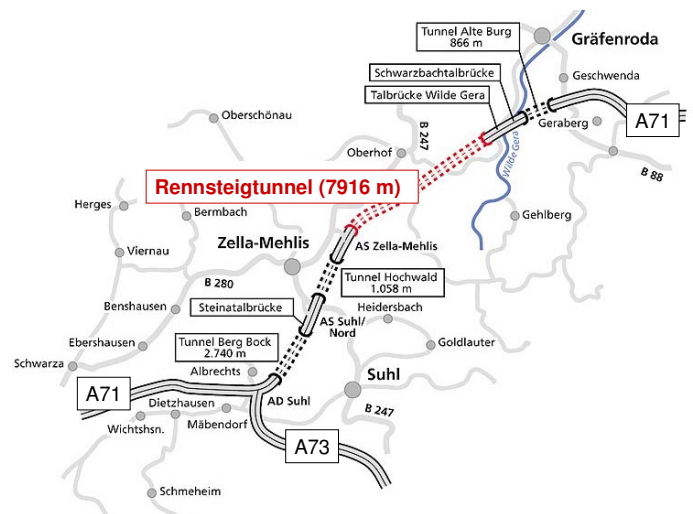


Bild 1. Rennsteigtunnel im Verlauf der Autobahn A71 (Prax et al. 2000)

Die Bauarbeiten umfassten neben den beiden Tunneln 12 Pannenbuchten (Querschnittsfläche 120 m²), 25 Querungen, 2 Kavernen für Luftaustauschzentralen (Querschnittsfläche 200 m², Länge 55 m), 2 Abluftschächte (Durchmesser 6,2 m, Länge 25 m) und 2 Zuluftstollen (Querschnittsfläche 55 m², Länge 300 m).

Der Tunnel liegt z.T. in Sedimenten (Tonsteine, Sandsteine und Konglomerate), jedoch hauptsächlich in vulkanischem Gestein (Quarzporphyr). Der Tunnel kreuzt 2 Täler, bei denen die Tunnelüberdeckung auf unter 10 m sinkt. Der dort anstehende Baugrund besteht aus stark verwittertem Fels bzw. Hangschutt. Der Grundwasserspiegel liegt überwiegend höher als die Tunneltrasse.

Die beiden Tunnelröhren wurden sowohl gleichzeitig – d.h. parallel – als auch grundsätzlich im Vollausschub aufgeföhren. Die Abschlagslängen der insgesamt 3 Vortriebe variierten abhängig von der angetroffenen Geologie zwischen 1,2 m und 2,2 m. Das Lösen des Gesteins erfolgte im Sprengverfahren. Pro Sprengung wurden dabei zwischen 90 m³ und 200 m³ Fels gelöst.

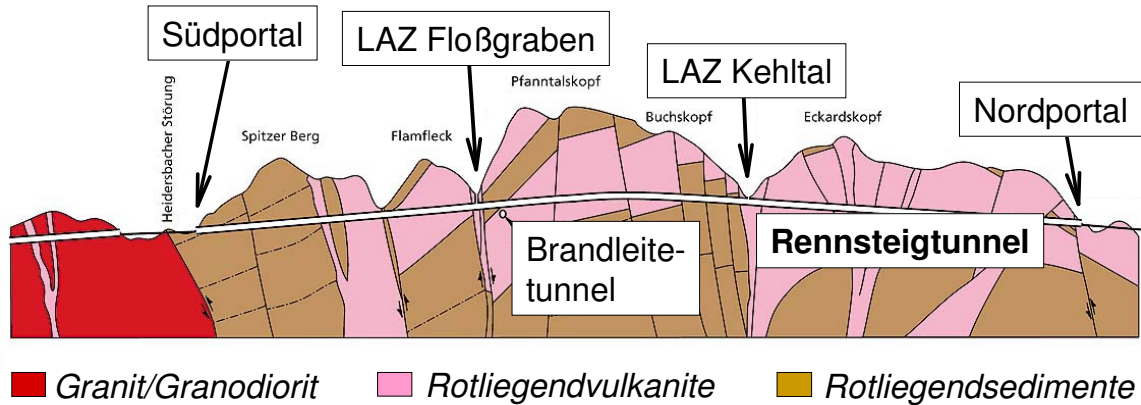


Bild 3. Geologischer Längsschnitt im Bereich des Rennsteigtunnels (Prax et al. 2000)

Nach dem Ausbruch erfolgten die Versiegelung der Ortsbrust und die Sicherung der Tunnelleibung mit Spritzbeton (Betonstahlmatten und Gitterbögen, Nassspritzbeton, Dicke 18 cm bis 22 cm). Der Einbau der Systemankerung erfolgte jeweils angepasst an die angetroffene Geologie.

Besondere Anforderungen stellte zum einen die Überquerung des 1884 fertiggestellten Brandleitetunnels dar, einem zweigleisigen Eisenbahntunnel, der täglich von ca. 50 Zügen passiert wird. Die minimalen Abstände zwischen den Tunnelröhren des Rennsteigtunnels und dem Brandleitetunnel betrugen nur 5 m bzw. 6,5 m. Als wesentliche Maßnahmen erfolgten hier das Aufföhren in Teilquerschnitten bzw. die Herstellung eines Pilotstollens und das zwischenzeitliche Setzen von GEWI-Ankern (Ø 32 mm) in der verbliebenen Gebirgshste zwischen den Tunneln vor dem nachfolgenden Aufföhren von Strosse und Sohle. Zum anderen waren im Bereich der Querung des Kehlthals, in dem der Tunnel von Hangschutt mit einer Dicke von weniger als 10 m überdeckt wird, zusätzliche Sicherungsmaßnahmen, wie z.B. der Einbau eines Rohrschirms, erforderlich.

Zu erwähnen sind zudem noch die besonderen Anforderungen bei der Herstellung von 2 Luftaustauschzentralen LAZ Kehlthal und LAZ Floßgraben. Diese bestehen jeweils aus 2 Aufweitungen mit einer Querschnittsfläche von jeweils 200 m², einer Überfahrt, einem Abluftschacht und einem Zuluftstollen. Die Aufweitungen sind etwa 14 m breit, 16 m hoch und 55 m lang.



Bild 4. Einbau von Zusatzbewehrung, LAZ Kehlthal (Prax et al. 2000)

Die mittlere monatliche Vortriebsleistung lag bei ca. 150 m je Röhre, d.h. 300 m Tunnel. Insgesamt wurden in ca. 2 Jahren Vortriebszeit ungefähr 1,4 Mio. m³ Gestein gelöst, 140.000 Anker und 250 km Gitterträger gesetzt, 200.000 m³ Spritzbeton verarbeitet und 1.000 t Sprengstoff zur Explosion gebracht. Die Innenschale mit hufeisenförmigem Profil wurde in der Regel auf Banketten mit offener Sohle gegründet. In geologischen Störzonen wurde eine flache Sohlplatte hergestellt. Die Innenschale ist im Regelprofil 30 cm dick und unbewehrt. Die Blocklängen betragen 12 m. Die Abdichtung gegen Wasser erfolgt mit einer Abdichtungsfolie auf Polyolefin-Basis mit einer Dicke von 2 mm. Anfallendes Bergwasser wird mit einem speziell für dieses Projekt entwickelten Drainsystem abgeleitet.



Bild 5. Einbau der Innenschale (Prax et al. 2000)

Bei den hier vorliegenden, insgesamt sehr günstigen Verhältnissen kann der Rennsteigtunnel als Standardbeispiel für die Herstellung eines Tunnels in Spritzbetonbauweise bei einem Sprengvortrieb mit Vollausschub betrachtet werden.

Engelbergbasistunnel (1995 bis 1999)

Der Engelbergbasistunnel stellt mit einer Fahrbahnbreite von 13,5 m je Richtung (3 Fahrspuren und 1 Standspur mit Notweg) und einer lichten Höhe der verkehrslenkenden Einrichtungen von 4,5 m Europas größten Straßentunnel dar. Der zweiröhrige Tunnel ist wesentlicher Bestandteil der Ausbaustrecke der A81 Heilbronn-Stuttgart-Singen. Die 2

ca. 2.500 m langen Röhren wurden auf einer Länge von jeweils ca. 1.780 m bergmännisch hergestellt. Die Größe der Ausbruchsquerschnitte von 200 m² bis 310 m² je Röhre wurde sowohl von der Verkehrsraumgeometrie und den betrieblichen Sicherheitsvorgaben (Zu- und Abluft) als auch durch die Geologie bestimmt.

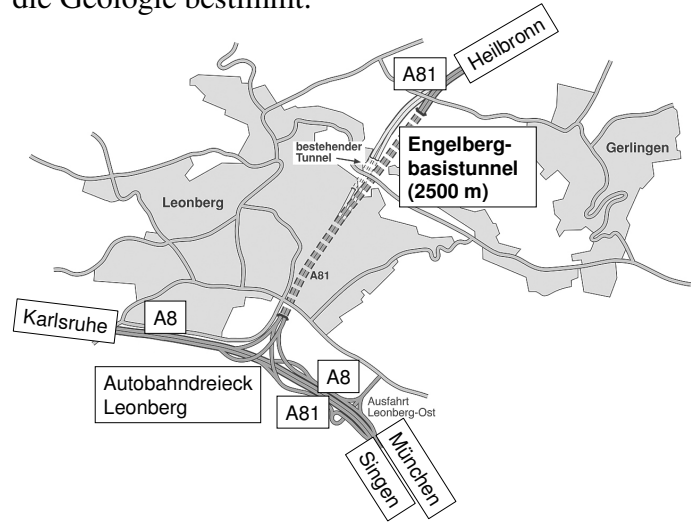


Bild 6. Engelbergbasistunnel im Verlauf der Autobahn A81 (Hering & Walliser 1998)

Die klassische Stuttgarter Geologie, die sog. Keuperlandschaft, ist im Bereich des Tunnels zum einen durch unausgelaugtes, Anhydrit führendes Gebirge und zum anderen durch die Engelbergverwerfung geprägt. Der Anhydrit neigt bei Wasserzutritt zum Quellen. Bei Behinderung der Quellerformungen entstehen z.T. große Quelldrücke.

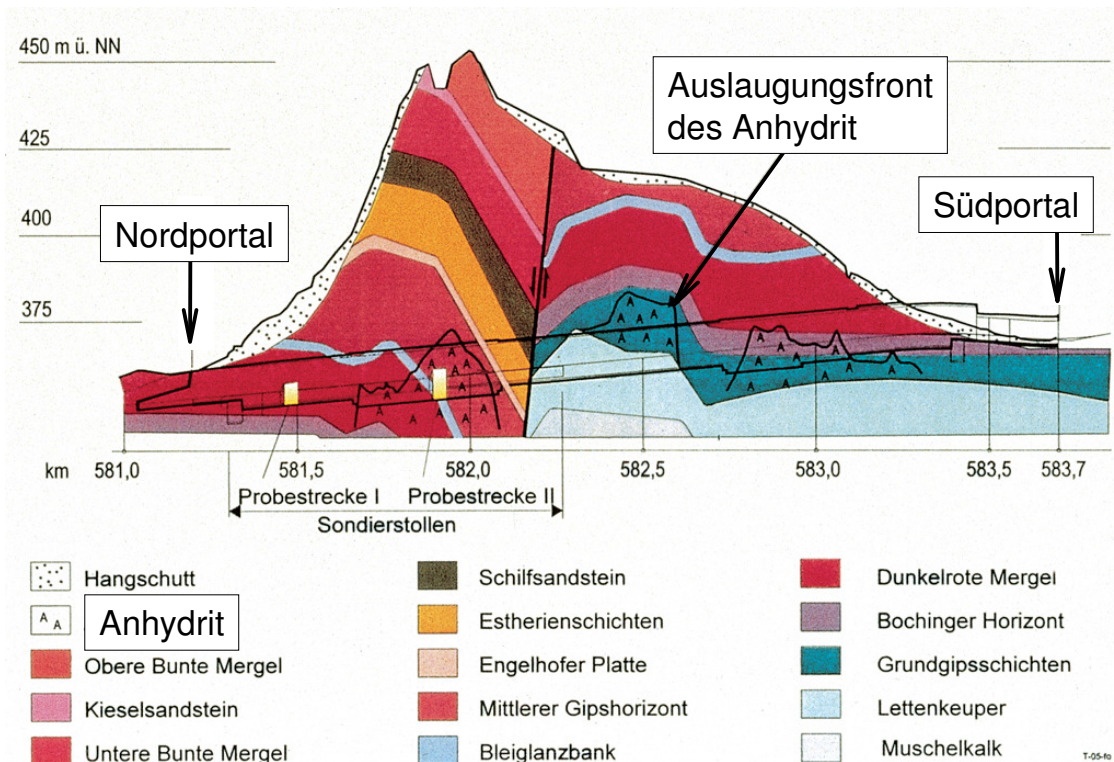


Bild 7. Geologischer Längsschnitt im Bereich des Engelbergbasistunnels (10fach überhöht) (Hering & Walliser 1998)

Beide Tunnelröhren wurden nahezu parallel aufgeföhren. Das Lösen des Gebirges erfolgte mit dem Bagger bzw. durch Sprengen. Nach dem Stellen von Stahlbögen wurde die zweilagig mattenbewehrte Spritzbetonsicherung mit Dicken von 30 cm bis 50 cm aufgebracht.

Bei einem Regelprofil mit ca. 200 m² und Sonderprofilen bis 265 m² Querschnittsfläche erfolgte der Ausbruch unterteilt in Ulmenstollen, Kalotte, Strosse und Sohle. Die Gebirgstragfähigkeit wurde durch eine Systemankerung mit 4 m bis 8 m langen SN-Ankern sowie durch Injektionsbohranker erhöht.

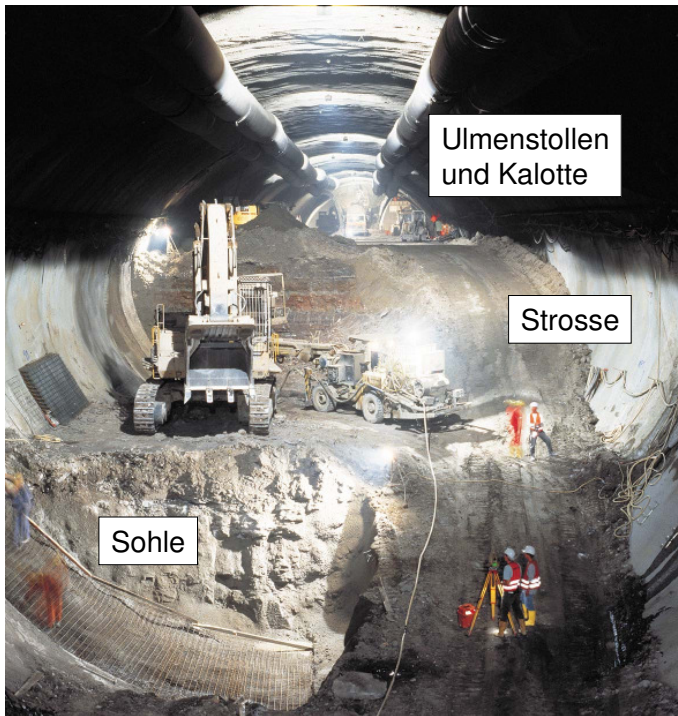


Bild 8. Ausbruchquerschnitt (Hering & Walliser 1998)

Aufgrund bereits während der Bauzeit durch den Zutritt von Bergwasser im Bereich des Anhydrits aufgetretener Quellhebungen und damit verbundener teilweiser Zerstörungen der Spritzbetonaußenschale wurden in diesem Bereich eine Pufferschicht von 1,7 m bis 2,7 m Dicke sowie eine zusätzliche Sohlankerung eingebaut.

Damit wurden die Hebungen bis zum Einbau der gewölbten Innenschale, welche die Quelldrücke danach aufnehmen konnte, so gering wie möglich gehalten. Um die Pufferschicht unter der planmäßigen Sohle der Innenschale von 3 m Dicke unterbringen zu können, musste jedoch der Großquerschnitt von 265 m² auf über 310 m² vergrößert werden.

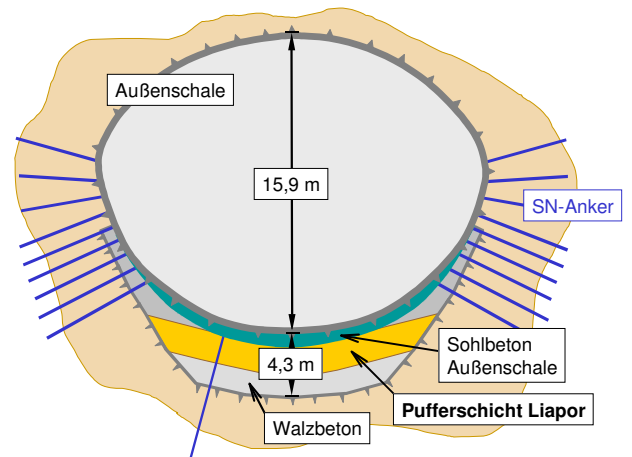


Bild 9. Regelquerschnitt im Bereich des Anhydrits



Bild 10. Bodenaustausch im Bereich des Anhydrits (Hering & Walliser 1998)

Der bergmännische Vortrieb beider Röhren dauerte insgesamt 27 Monate. Mit dem Einbau der Innenschale konnte bereits vor Beendigung der Vortriebsmaßnahmen begonnen werden, da die im Abstand von 350 m angeordneten Querschläge und Verbindungstunnel für den Schutterbetrieb verwendet werden konnten.

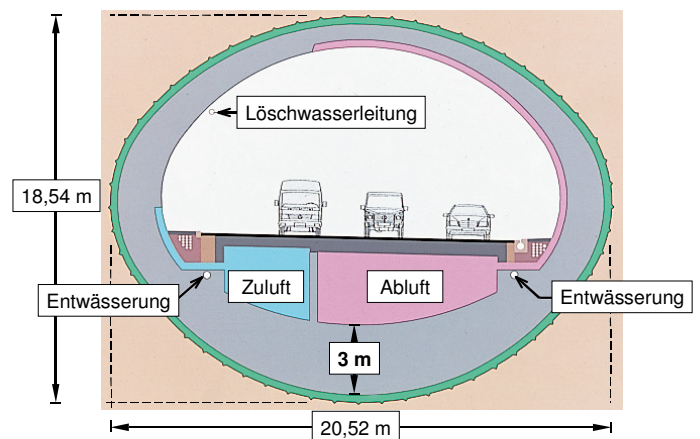


Bild 11. Innenschale und Ausbau im Bereich des Anhydrits (Hering & Walliser 1998)



Bild 12. Herstellung des Sohlgewölbes (Hering & Walliser 1998)

Der Engelbergbasistunnel nimmt allein aufgrund der Querschnittsfläche des Ausbruchs eine Sonderstellung unter den Tunnelbauwerken ein. Dazu kommen die besonderen Anforderungen aus dem quellenden Gebirge, welchen in diesem Fall mit einer Kombination aus Widerstands- und Ausweichprinzip Rechnung getragen wurde.

Siegauentunnel (1998 bis 2002)

Der Siegauentunnel ist das Herzstück des 5,2 km langen Bauabschnittes 2.4 / St. Augustin der ICE-Neubaustrecke Köln-Rhein/Main. Er unterquert von Norden kommend Siegaue, Sieg, die Autobahn A560, das Gemeindezentrum St. Martinus mit Pfarrkirche und Friedhof sowie die Pleisaue. Der geologisch gesehen schwierigste Abschnitt von 370 m Länge musste aufgrund der o.g. Bebauung bergmännisch aufgeföhren werden.

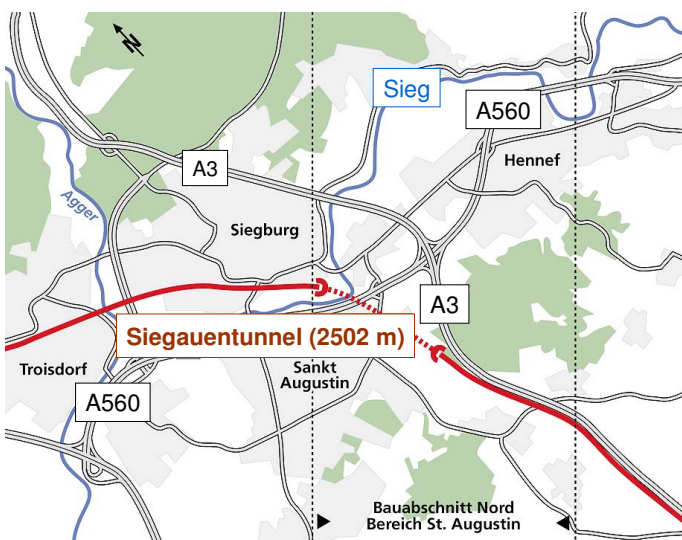


Bild 13. Siegauentunnel als Teil der NBS Köln-Rhein/Main zwischen Köln und Frankfurt (Sänger et al. 2000)

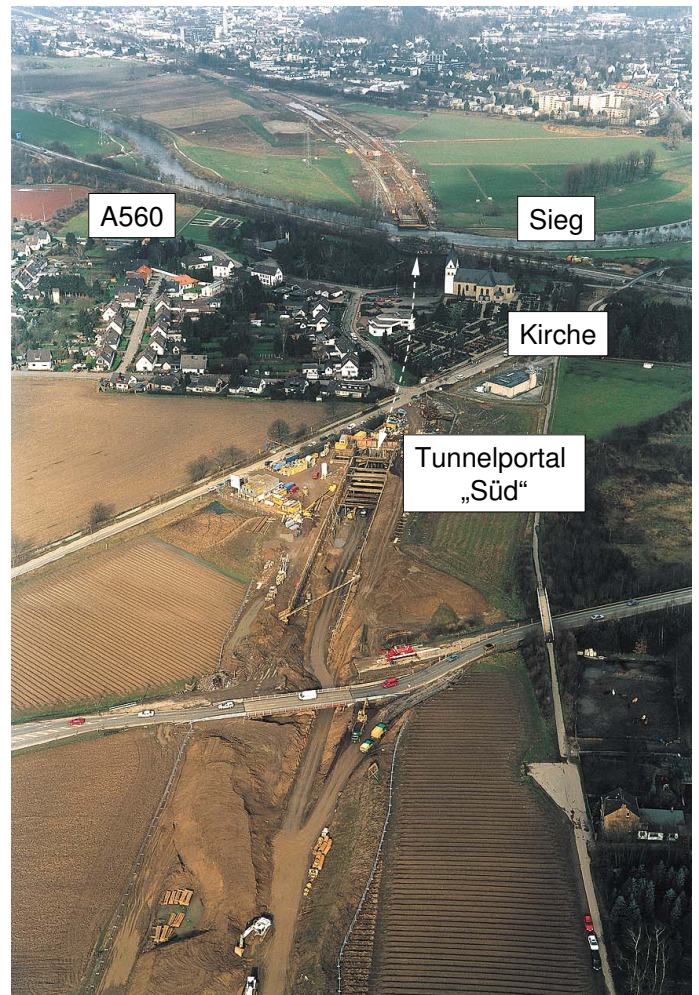


Bild 14. Siegauentunnel mit Unterquerung der Pfarrkirche (Blick nach Norden) (Sänger et al. 2000)

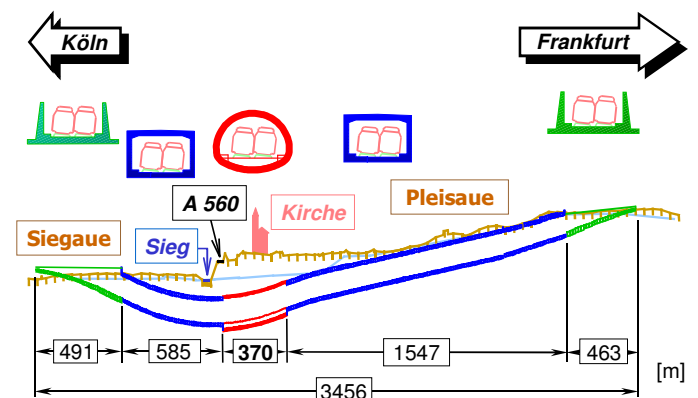


Bild 15. Längsschnitt des Bauabschnitts 2.4 der NBS Köln-Rhein/Main (Sänger et al. 2000)

Vereinfachend können im Projektgebiet drei Bodenschichten unterschieden werden. Unterhalb nichtbindiger Auffüllungen aus Sanden und Kiesen stehen quartäre Schichten aus leicht schluffigen Kiesen und Sanden mit Steinen und Blöcken an. Das darunter anstehende Tertiär besteht hauptsächlich aus Tonen und Schluffen, die jedoch unterschiedlich große Feinsandanteile besitzen. Die Grundwasserstände im Quartär korrespondieren mit dem Siegwasserstand, welcher Schwankungen von bis zu 5 m Höhe unterworfen ist.

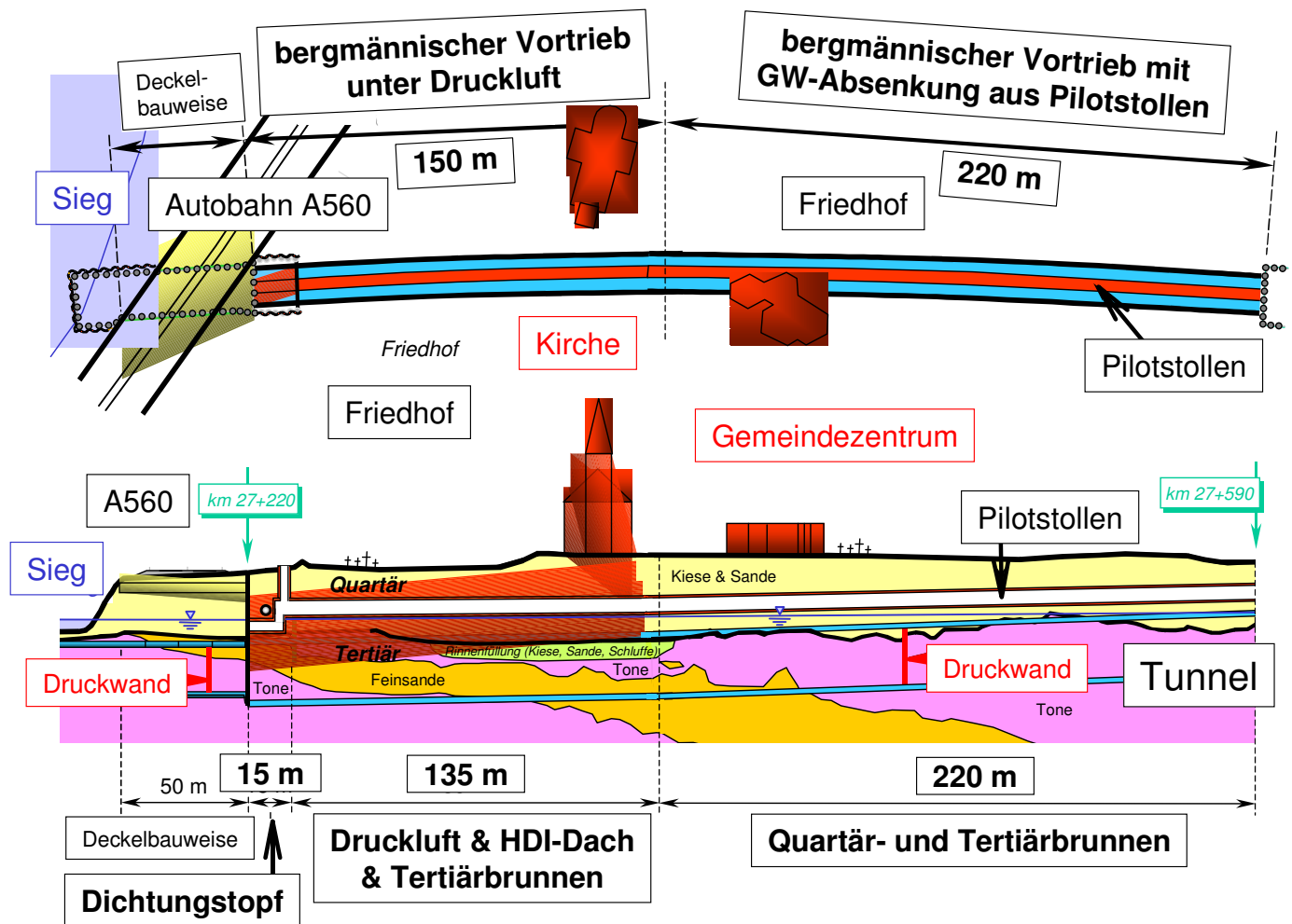


Bild 16. Bergmännischer Tunnel (Grundriss und Längsschnitt) (Sänger et al. 2000)

Beim Konzept des Tunnelvortriebs mussten u.a. folgende Randbedingungen berücksichtigt werden:

- Ausbruchsquerschnitt 152 m^2 (ohne Überhöhung)
- Setzungsempfindliche Bebauung
- Grundwasser bis maximal 6 m über Tunnelfirste
- Teilweise wenig standfeste und fließgefährdete Böden

Das daraufhin gewählte technische Konzept beinhaltet im Wesentlichen folgende Bestandteile:

- Vorpressen eines Pilotstollens (Innendurchmesser 2,8 m)
- Herstellen und Betreiben von vertikalen Quartärbrunnen, geeigneten Wellpoints und Vakuumtiefbrunnen
- Ulmenstollenvortrieb
- Voraussicherung mit Spießen im Quartär sowie im Übergang zum Tertiär (bis zu 100 St. pro Abschlag)
- Abschlagslänge max. 0,8 m
- Hebungsinjektionen unter dem Gemeindezentrum und der Pfarrkirche
- Messprogramm für Wasserstände und Verschiebungen

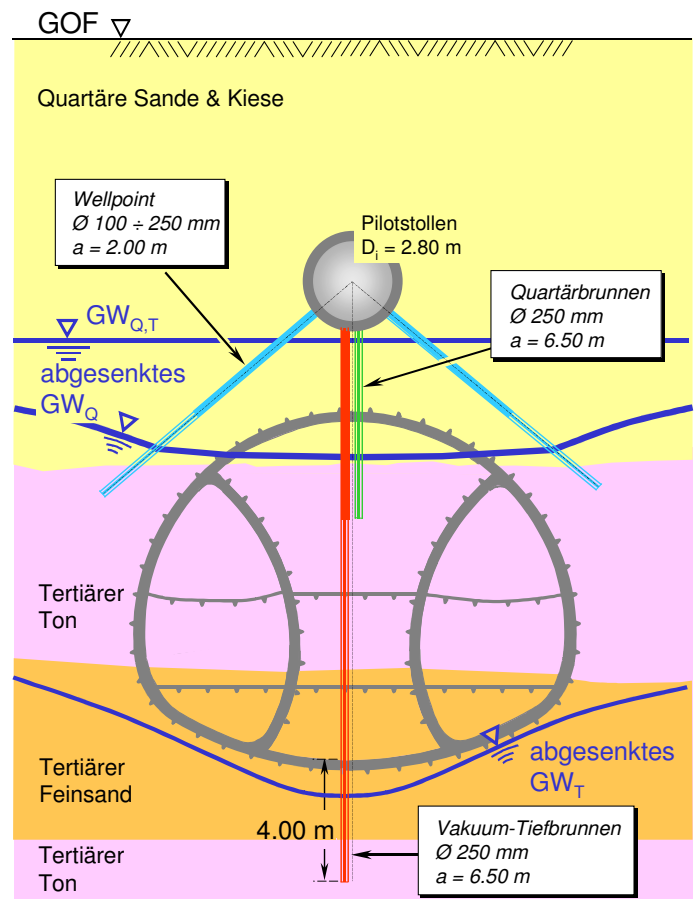


Bild 17. Grundwasserabsenkung aus Pilotstollen (Querschnitt) (Sänger 2000)



Bild 18. Brunnenherstellung aus Pilotstollen (Sänger 2000)

220 m Tunnel konnten mit diesem Verfahren von der Südseite beginnend erfolgreich aufgefahen werden. Danach wurde im Firstbereich der Ulmenstollen eine sehr heterogene Wechsellagerung aus Sanden und Kiesen aufgefahen, die nur untergeordnet Schluffanteile enthält.

Diese Rinnenfüllung im Tertiär war bis zu 3,5 m dick und erstreckte sich in Tunnellängsrichtung über eine Strecke von ca. 85 m. Aufgrund der hohen und sehr anisotropen Durchlässigkeit in Verbindung mit z.T. sehr großen Strömungsgeschwindigkeiten konnte diese Rinne trotz zahlreicher zusätzlicher Brunnen nicht stabilisiert werden.



Bild 19. Tunnelanschlagwand "Süd"

Der weitere Vortrieb wurde nach einer Gegenüberstellung der in Frage kommenden Vortriebskonzepte vollständig auf Druckluft umgestellt. Um die Luftverluste im Quartär zu minimieren und die Sicherheit gegenüber plötzlichen Luftverlusten, d.h. Ausbläsern, zu erhöhen, wurde vorab aus dem Pilotstollen heraus ein abdichtendes HDI-Dach hergestellt. Die Vakuumtiefbrunnen im Tertiär wurden zur Reduzierung des erforderlichen Luftüberdruckes im Tunnel parallel betrieben.

Im Schutz der Druckluft konnten die verbleibenden ca. 150 m erfolgreich aufgefahen werden. Die Vor-

triebsleistung betrug dabei bis zu 1,0 m pro Tag mit einem Druckluftverbrauch zwischen 60 m^3 und 400 m^3 angesaugter Luft pro Minute.

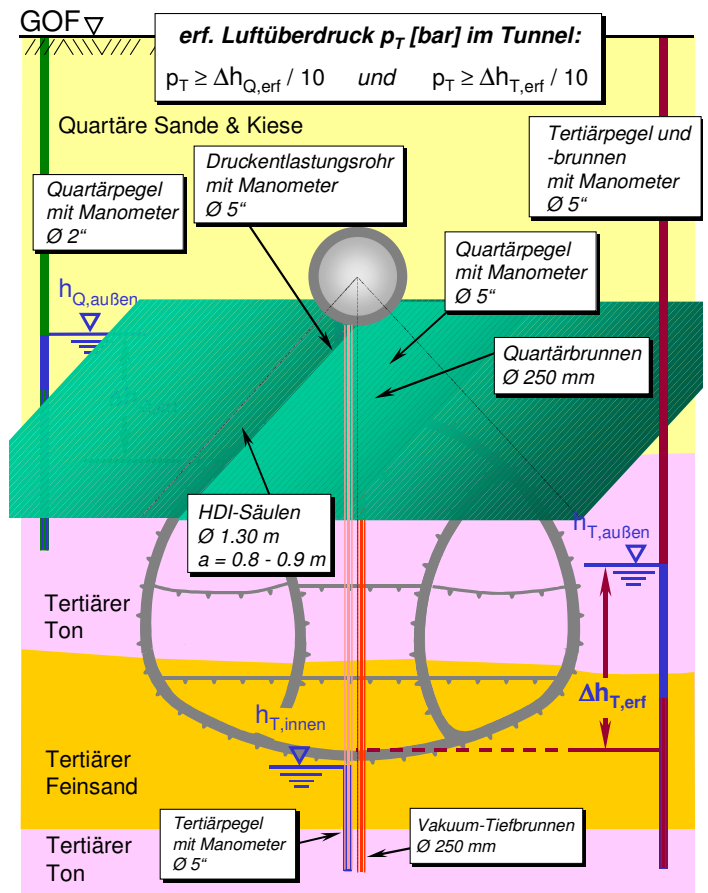


Bild 20. Messeinrichtungen beim Druckluftvortrieb (Querschnitt) (Sänger 2000)

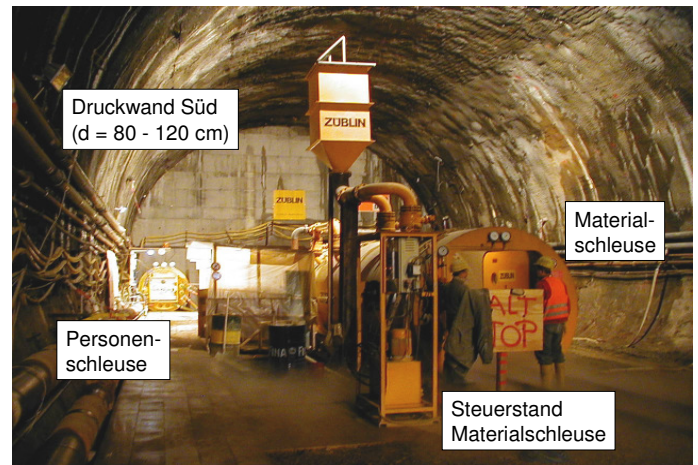


Bild 21. Druckwand mit Personen- und Materialschleuse

Der Siegauentunnel konnte nur mit umfangreichen Zusatzmaßnahmen in der Spritzbetonbauweise aufgefahen werden. Bei den hier vorliegenden, vorher nicht vollständig bekannten geotechnischen Randbedingungen ist die Spritzbetonbauweise als grenzwertig hinsichtlich der technischen Ausführbarkeit zu bezeichnen. Für die wirtschaftliche Anwendung eines Schildvortriebs ist die Tunnellänge mit ca. 370 m jedoch zu gering.

Tunnel Frankfurter Kreuz (1995 bis 2001)

Im Rahmen der ICE-Unterquerung des mit 300.000 Fahrzeugen pro Tag meistbefahrenen Autobahnkreuzes Frankfurt durch die NBS Köln-Rhein/Main sowie dem gleichzeitigen Umbau des Autobahnkreuzes zur Erhöhung der Kapazität wurde neben Tunneln in offener Bauweise, diversen Brücken und Kreuzungsbauwerken sowie dem Um- und Neubau des Bahnhofes Zeppelinheim auch die Herstellung eines 281 m langen Tunnels in bergmännischer Bauweise zur Unterquerung der Autobahn A3 erforderlich.



Bild 22. Autobahnkreuz Frankfurt – Knotenpunkt von A3 und A5 am Frankfurter Flughafen

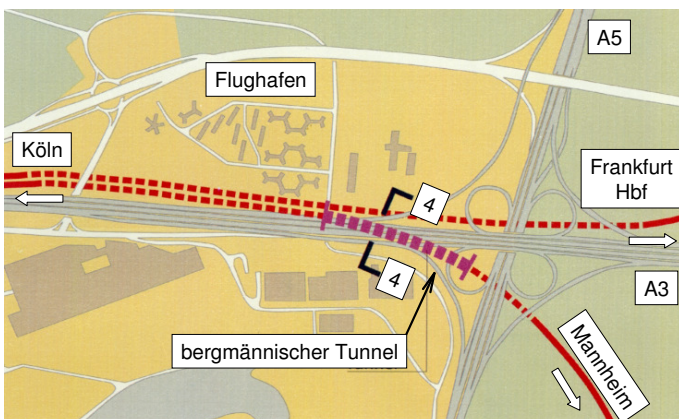


Bild 23. Lage bergmännischer Tunnel

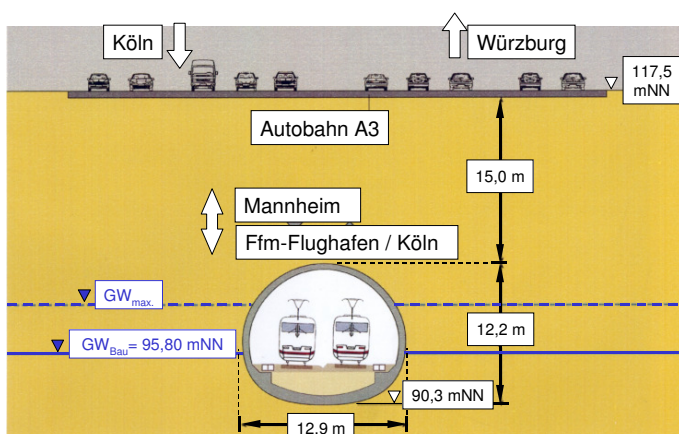


Bild 24. Querschnitt bergmännischer Tunnel (4-4)

Der Bauabschnitt PA36 der NBS liegt im nördlichen Oberrheingraben im Bereich der sog. Kelsterbacher Tiefscholle. Der Baugrund besteht aus dicht bis sehr dicht gelagerten, mittel- bis grobkörnigen Sanden mit wechselnden Kiesanteilen und sandigen Kiesen. Eingelagert sind Quarzit- und Sandsteingerölle sowie Schluff- und Tonlagen geringer Dicke. Das Grundwasser stand während der Tunnelbauarbeiten ca. 6 m über der Tunnelsohle an. Eine Grundwasserabsenkung war nicht zugelassen.

Aufgrund der geringen Überdeckung zur A3 von nur 7 m bis 15 m waren bei der hier vorhandenen Geologie umfangreiche First- und Sohlinjektionen für das Auffahren des bergmännischen Tunnels in Spritzbetonbauweise erforderlich. Der Kalottenausbruch erfolgte im Schutz eines Düsenstrahl-Injektionsschirms (HDI-Schirms) mit einer Länge von jeweils 14,5 m und einer Überlappung von 3,5 m.

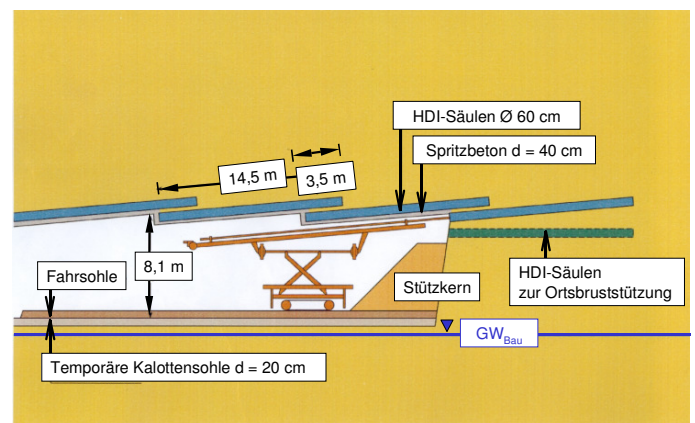


Bild 25. Herstellung des HDI-Schirms und Ausbruch der Kalotte (Längsschnitt)

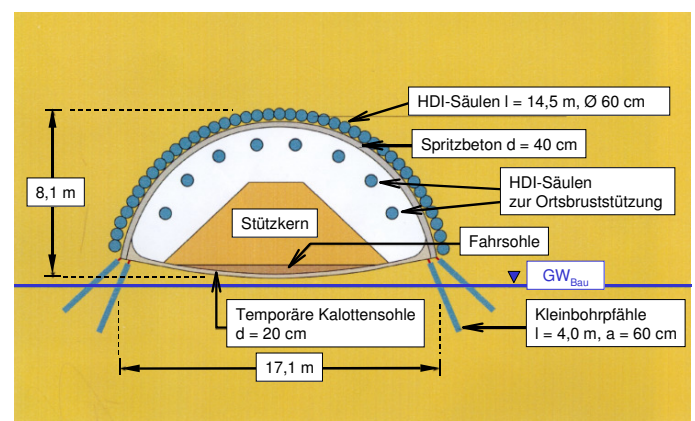


Bild 26. Herstellung des HDI-Schirms und Ausbruch der Kalotte (Querschnitt)

Der im Grundwasser liegende Teil des Querschnitts wurde mit einem 1,5 m dicken HDI-Gewölbe abgedichtet. Die Tunnelinnenschale wurde in wasserundurchlässigem Beton ohne eine zusätzliche Abdichtung ausgeführt.

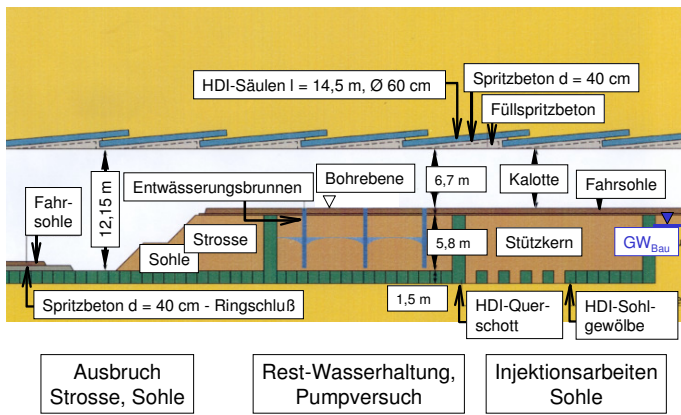


Bild 27. Herstellung des HDI-Sohlengewölbes und Ausbruch der Strosse und der Sohle (Längsschnitt)

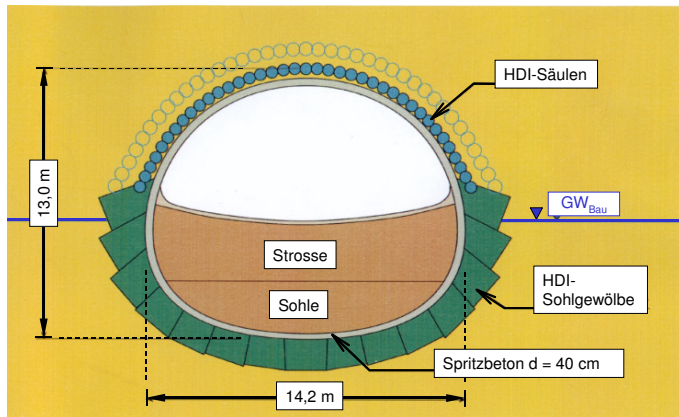


Bild 28. Herstellung des HDI-Sohlengewölbes und Ausbruch der Strosse und der Sohle (Querschnitt)



Bild 29. Herstellung des HDI-Schirms



Bild 30. Ausbruch der Kalotte im Schutz des HDI-Schirms (Hofmeister & Roth 1999)

Die Besonderheit des hier vorgestellten Tunnels unter dem Frankfurter Kreuz besteht in der geringen Überdeckung in kohäsionslosem Untergrund sowie in den strengen Vorgaben für die einzuhaltenden Grenzwerte der Senkungen an der Geländeoberfläche. Um den starken Verkehr auf der unterquerten Autobahn A3 nicht zu behindern bzw. zu unterbrechen, wurden die Verformungen mit Hilfe von digitalen, vollautomatisch gesteuerten Nivelliergeräten online kontrolliert. Die größten aufgetretenen Senkungen lagen aufgrund der gewählten Sicherungsmaßnahmen bzw. Bauabläufe mit ca. 4 cm unter dem vorgegebenen Grenzwert von 5 cm.

2.3 Schildvortriebe

4. Röhre Elbtunnel (1995 bis 2003)

Die Kapazität des im Jahre 1975 in Betrieb genommenen sechsspurigen Elbtunnels reicht für das Verkehrsaufkommen der A7 mit mehr als 100.000 Fahrzeugen pro Tag nicht mehr aus. Eine Verbesserung der Verkehrssituation konnte nur durch den Bau einer zusätzlichen 4. Tunnelröhre erreicht werden. Das Bauvorhaben wurde in 4 Lose aufgeteilt, wobei das Los 2 den im Schildvortrieb aufzufahrenden 2561 m langen Hauptabschnitt enthält.



Bild 31. Bau der 4. Elbtunnelröhre westlich des bestehenden Tunnels (Lohrmann & Miemietz 2002)

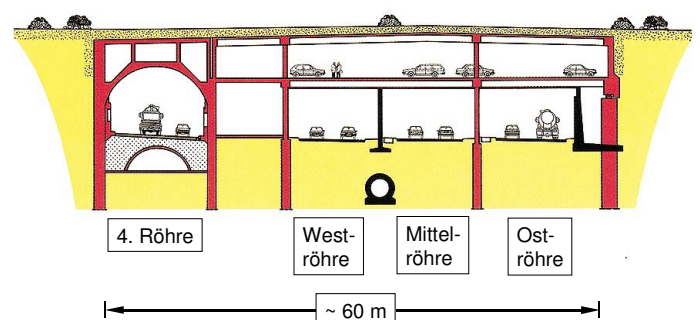


Bild 32. Tunnelquerschnitt (Lohrmann & Miemietz 2002)



Bild 36. Tübbingringausbau (Lohrmann & Miemietz 2002)

Bei der 4. Röhre Elbtunnel handelt es sich um den weltweit größten Tunnel, der je im Schildvortriebsverfahren im Lockergestein unter einem Fluss hindurch aufgefahren wurde. Mit diesem Bauvorhaben wurde damit der Stand der Technik auf dem Gebiet der Schildvortriebsmaschinen gezeigt.

3 AUSBLICK

3.1 Allgemeines

Nach dem vorangegangenen Überblick aktueller, bereits abgeschlossener Tunnelbauprojekte, die den Stand der Technik repräsentieren, soll nachfolgend auf einige Entwicklungsansätze der Tunnelbautechnik in Deutschland eingegangen werden. Dabei werden sowohl Entwicklungen im konventionellen Vortrieb, d.h. der Spritzbetonbauweise, als auch beim Schildvortrieb vorgestellt.

3.2 Konventioneller Vortrieb / Spritzbetonbauweise

Neben Entwicklungen in der Beton- und Maschinenteknologie ist bei der Spritzbetonbauweise in Deutschland, wie in anderen europäischen Ländern, das Bestreben zu erkennen, aus baubetrieblichen und terminlichen Gründen auch im Lockergestein Tunnel mit größeren Querschnitten im Vollausbuch aufzufahren. Der Hauptvorteil des Vollaubschubs besteht dabei in einer Verbesserung der baubetrieblichen Randbedingungen und damit einer Verringerung der Bauzeit im Vergleich zum Auffahren des Tunnels in Teilquerschnitten. Durch den bei einem Vollausbuch sehr schnell zu erzielenden Ringschluss können sowohl die Senkungen an der Geländeoberfläche als auch die Biegebeanspruchungen der

Spritzbetonschale beherrschbar bleiben. Der wesentliche Nachteil eines Vollaubschubs im Lockergestein besteht jedoch im erhöhten Aufwand bei der Sicherung der Ortsbrust.

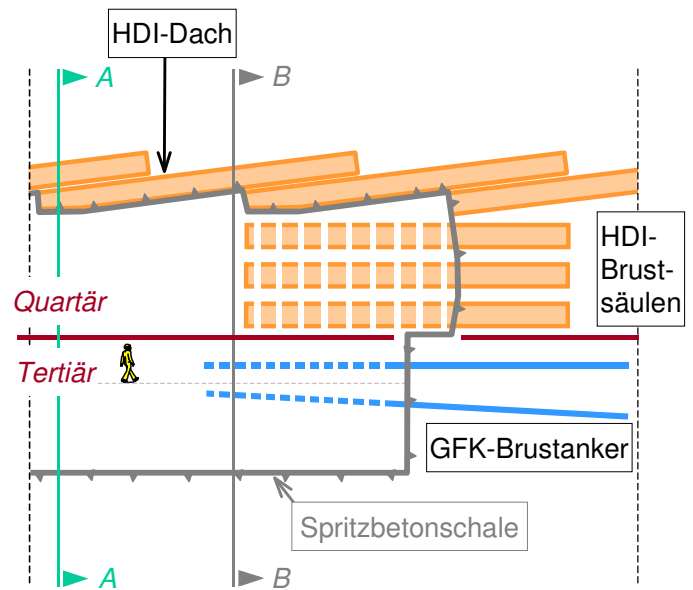


Bild 37. Möglicher Einsatz von Sicherungsmitteln beim Auffahren eines Großquerschnitts im Vollausbuch (Längsschnitt)

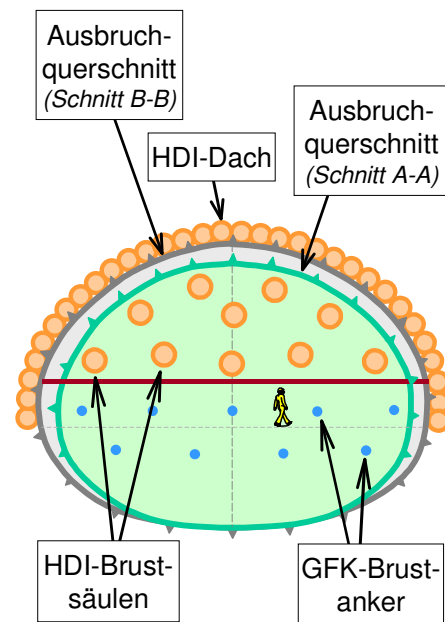


Bild 38. Möglicher Einsatz von Sicherungsmitteln beim Auffahren eines Großquerschnitts im Vollausbuch (Querschnitt)

Zur Vergrößerung der Ortsbruststandsicherheit kann dabei z.B. ein vorausschiebender HDI-Schirm dienen. Damit wird die Auflast reduziert, die sich aus der Überlagerung ergibt und potentiell in den Tunnelquerschnitt abrutschende Erdkeile belastet. Durch die Abschirmung des Erdkeils werden damit die treibenden Kräfte reduziert. Zur Vergrößerung der haltenden Kräfte des Erdkeils können zusätzliche Sicherungselemente durch die Tunnelortsbrust eingebracht werden. Dies können z.B. HDI-Brustsäulen sein oder auch GFK-Brustanker. Art, Durchmesser und Länge ergeben sich u.a. aus den speziellen geometrischen und geotechnischen Randbedingungen.

Die für einen wirtschaftlichen Einsatz der Sicherungsmittel erforderliche wirklichkeitsnahe Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit erfolgt mit verschiedenen Rechenverfahren, sowohl auf analytischer als auch numerischer Grundlage (z.B. Methode der finiten Elemente). Der Verbesserung dieser Rechenverfahren dienen aktuelle Forschungsaktivitäten. In jedem speziellen Fall bleibt abzuwägen, ob der erforderliche zusätzliche Aufwand an Sicherungsmitteln zur Stützung der Ortsbrust durch den baubetrieblichen Vorteil, der sich durch den Wegfall der Teilausbrüche ergibt, wirtschaftlich gerechtfertigt ist.

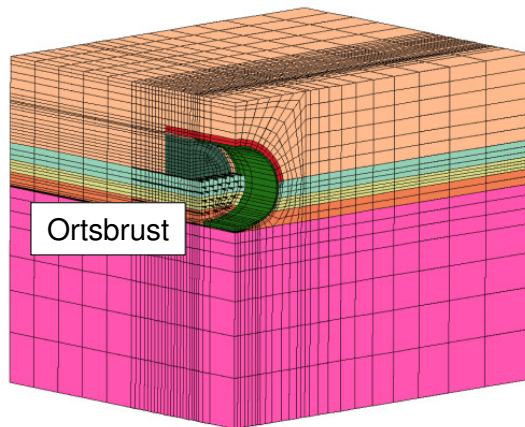


Bild 39. Numerische Berechnung der Ortsbruststandsicherheit: 3dimensionales FE-Netz

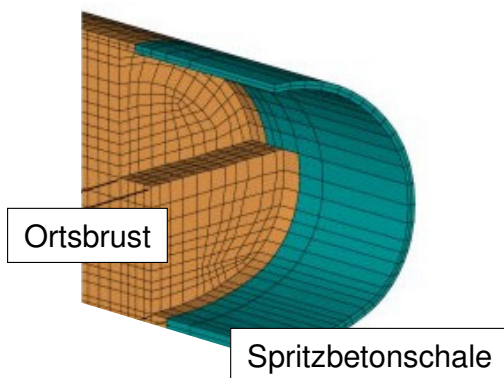


Bild 40. Numerische Berechnung der Ortsbruststandsicherheit: 3dimensionales FE-Netz – Detail Ortsbrust

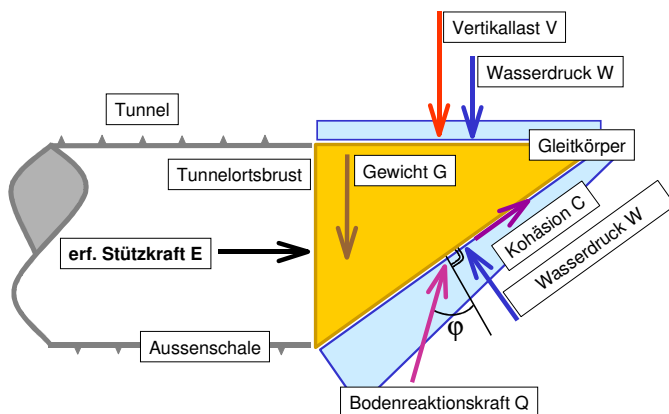


Bild 41. Analytische Berechnung der Ortsbruststandsicherheit: am Gleitkeil angreifende Kräfte

3.3 Schildvortrieb

Hinsichtlich eines Vergleiches von Spritzbetonbauweise und Schildvortrieb ist ein wesentlicher Aspekt, dass Schildvortriebsmaschinen i.a. für jede Baumaßnahme speziell gebaut werden. Der zusätzliche Zeitbedarf für Herstellung, Transport und Montage der Maschine sowie die Bau- und Vorhaltekosten sind nur bei einer Mindestlänge des Tunnels bzw. in Kombination mit der wesentlich höheren Vortriebsgeschwindigkeit wirtschaftlich zu rechtfertigen. Der Kostenvergleich mit der Spritzbetonbauweise fällt dabei bei jeder Tunnelbaumaßnahme anders aus.

Zu berücksichtigen sind bei der Wahl des Vortriebsverfahrens jedoch auch Aspekte, die nicht unmittelbar in Geld auszudrücken sind. Dies können z.B. eine bessere politische Akzeptanz oder die Minimierung geotechnischer Risiken sein. Auch Umweltschutzgründe können für einen Schildvortrieb sprechen, wenn z.B. eine Grundwasserabsenkung nicht zulässig ist bzw. durch eine aktive Ortsbruststützung Senkungen an der Geländeoberfläche klein gehalten werden müssen.

In innerstädtischen Bereichen wird der Schildvortrieb zunehmend dort eingesetzt, wo früher aufgrund der ungünstigen Baugrund- bzw. Grundwasserverhältnisse die offene Bauweise gewählt wurde bzw. kein Tunnelbau möglich war. Die Aufgaben, die sich speziell im innerstädtischen Schildvortrieb ergeben, sind unmittelbar mit der Sicherung des Bestandes verbunden: die mit dem Schildvortrieb verbundenen Senkungen sind zu begrenzen. Innovative Konzepte bedienen sich einer Kombination von baubegleitenden Messungen (Verschiebungen, Spannungen), baubegleitenden numerischen Simulationen und einer auf Grundlage der Mess- und Rechenergebnisse durchführbaren Maschinensteuerung.

Gemessen werden u.a. die Verschiebungen an Gebäuden bzw. der Geländeoberfläche sowie die Spannungen im Baugrund, der Stützdruck an der Ortsbrust und die Druckverteilung innerhalb des Verpressgutes im Bereich des Schildschwanzes. Durch die Schildschwanzverpressung wird sichergestellt, dass sich das umgebende Bodenmaterial nicht in den durch den Überschneid entstehenden Ringspalt verschiebt. Dafür muss der Druck im Verpressgut bis zu dessen Abbinden aufrecht erhalten werden.

Die numerischen Berechnungsergebnisse werden mit Messergebnissen verglichen und die Berechnungen kalibriert. Auf der Grundlage der Mess- und Rechenergebnisse kann eine gezielte Steuerung der Maschine hinsichtlich der Minimierung der vor-

triebsbedingten Senkungen erfolgen. Dies geschieht z.B. mit einer Erhöhung des Stützdrucks an der Ortsbrust oder einer Verringerung der Vortriebsgeschwindigkeit. Die Steuerung vortriebsbegleitender Hebungsinjektionen unter bestehenden Gebäuden kann ebenfalls auf dieser Datengrundlage erfolgen.

Abschließend soll noch kurz auf die Forschungen und Entwicklungen auf dem Gebiet des einschaligen Tübbingausbaus eingegangen werden. Bei möglichst geringen Kosten und geringen Montagezeiten sollen die Tübbinge ihre Aufgaben, wie z.B. Aufnahme der Transport-, Gebirgs- und Pressenlasten, sowie die Gewährleistung der Wasserdichtigkeit und eines hohen Widerstandes bei Tunnelbränden möglichst gut erfüllen. Eine Optimierung soll dabei u.a. durch ein innovatives Tübbingdesign z.B. hinsichtlich der Kopplung der einzelnen Segmente und durch Entwicklungen in der Betontechnologie oder durch den Einsatz von Stahlfaserbeton erreicht werden.

4 LITERATUR

- Bernhardt, K. & Rock, D. 1995. Der Engelbergbasistunnel: Bau und Finanzierungskonzept eines Autobahntunnels mit außergewöhnlichen Querschnittsabmessungen in schwierigen Gebirgsformationen. Weltneuheiten im Tunnelbau: Vorträge World Tunnel Congress / STUVA-Tagung '95 in Stuttgart, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 36)
- Bielecki, R. 1998. Besonderheiten bei der Planung und Ausführung der 4. Röhre des Elbtunnels in Hamburg. Neue Akzente im unterirdischen Bauen: '97 in Berlin, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 37)
- Dietz, W. & Becker, C. 1995. Kriterien zur Auswahl und Bewertung von Tunnelvortriebsmaschinen – Eine Empfehlung des DAUB –. Weltneuheiten im Tunnelbau: Vorträge World Tunnel Congress / STUVA-Tagung '95 in Stuttgart, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 36)
- Dietz, W. & Spuler, B. & Härle, D. 1998. NBS Köln-Rhein/Main: Erhöhte Sicherheit bei einem Vortrieb mit vorausseilendem HDI-Schirm durch kontinuierliche Setzungsmessungen. Neue Akzente im unterirdischen Bauen: '97 in Berlin, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 37)
- Haack, A. 1995. Unterirdisches Bauen in Deutschland. STUVA- / ITA-Tagung '95, Stuttgart, STUVA – Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. und DAUB – Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V., Gütersloh, Bertelsmann
- Haack, A. 1999. Unterirdisches Bauen in Deutschland 2000. STUVA-Tagung '99, Frankfurt, STUVA – Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. und DAUB – Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V., Gütersloh, Bertelsmann
- Hering, S. & Walliser, T. 1998. Ohne Stau durch Europas größten Straßentunnel. ZÜBLIN-Rundschau 30, Stuttgart
- Herrenknecht, M. 1998. Innovationen bei Tunnelvortriebsmaschinen – dargestellt am Beispiel der 4. Röhre Elbtunnel. Neue Akzente im unterirdischen Bauen: '97 in Berlin, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 37)
- Herrenknecht, M. 2001. Praktische Beispiele zur Anpassung von Tunnelvortriebsmaschinen an die Erfordernisse beim Vortrieb. Unterirdisches Bauen 2001. Wege in die Zukunft: 2001 in München, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Gütersloh, Bertelsmann, (Forschung + Praxis; 39)
- Hirsch, D. & Graf, R. 2000. Besondere Verfahrenstechniken und Stabilisierungsmaßnahmen beim Auffahren des Siegtunnels der NBS Köln-Rhein/Main. Unterirdisches Bauen 2000. Herausforderungen und Entwicklungspotentiale: '99 in Frankfurt am Main, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 38)
- Hofmeister, G. & Roth, H. 1999. 300.000 Baustellenbesucher kommen täglich mit dem Auto. ZÜBLIN-Rundschau 31, Stuttgart
- Kleffner, H.-J. & Denzer, G. 2000. Bauvorbereitung und – durchführung der Kammquerung des Thüringer Waldes im Zuge der A71/73. Unterirdisches Bauen 2000. Herausforderungen und Entwicklungspotentiale: '99 in Frankfurt am Main, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 38)
- Lohrmann, W. & Miemietz, J. 2002. Seismischer Vortrieb steigert Leistung. ZÜBLIN-Rundschau 34, Stuttgart
- Lorscheider, W. & Kuhnhenh, K. 1998. Bautechnische Besonderheiten beim Bau des Engelbergbasistunnels. Neue Akzente im unterirdischen Bauen: '97 in Berlin, Studiengesellschaft für Unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA), Düsseldorf, Alba, (Forschung + Praxis; 37)
- Mayer, P.-M., Hartwig, U. & Schwab, C. 2003. Standsicherheitsuntersuchungen der Ortsbrust mittels Bruchkörpermodell und FEM. (zur Veröffentlichung)
- Prax, K. & Groten, A. & Decker, A. 2000. Deutschlands längster Autobahntunnel. ZÜBLIN-Rundschau 32, Stuttgart
- Sänger, C. 2000. Neubaustrecke Köln-Rhein/Main Los 2.4 – Siegauen-Tunnel. Vorträge der Baugrundtagung 2000 in Hannover, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Verlag Glückauf, Essen
- Sänger, C. & Roth, H. & Hofmann, S. 2000. Bergmännischer Tunnelvortrieb in schwierigster Geologie. ZÜBLIN-Rundschau 32, Stuttgart