

Auffahren großer Querschnitte im ausgelaugten Gipskeuper unter Gebäuden im Vollaussbruch und Vergleich mit Ulmenstollenvortrieb

Dipl.-Ing. Andreas Rath, Dipl.-Ing. Günter Osthoff
Dr.-Ing. P. Wittke-Gattermann, Dipl.-Ing. Ralf Druffel

Zusammenfassung

Für das Projekt Stuttgart 21 wurden im zum Fildertunnel gehörenden Anfahrbereich HBF Süd vom Verzweigungsbauwerk HBF Süd zum Südkopf des neuen Hauptbahnhofs zwei ca. 220 bis 230 m lange Tunnelröhren gebaut. Die für einen zweigleisigen Eisenbahnbetrieb ausgelegten Tunnelröhren besitzen jeweils ein Maulprofil mit Querschnitten von über 200 m².

Die Tunnel liegen im ausgelaugten Gipskeuper, der Verformungsmoduln von 80 - 150 MN/m² aufweist. Die Tunnel wurden im Vollaussbruch mit abgetreppter Ortsbrust aufgeföhren. Die Ausbruchslaubung wurde mit 50 bis 60 cm stahlfaserbewehrtem Spritzbeton gesichert. Die vorseilende Sicherung erfolgte durch Rohrschirme, Ortsbrustanker und Sohlanker. Die Bemessung der Auskleidung und die Prognose der Senkungen erfolgte mithilfe von räumlichen FE-Berechnungen. Auch die Sickerströmung und der Einfluss der Vortriebsarbeiten auf das Mineralwasser wurden mit 3D-FE-Berechnungen untersucht. Es konnte eine mittlere Vortriebsleistung von 0,6 m/d erzielt werden. Durch die Änderung des Vortriebsverfahrens konnte im Vergleich zum ursprünglich geplanten Ulmenstollenvortrieb eine deutliche Bauzeitersparnis erzielt werden.

Zum Schutz der Gebäude wurden Hebungsinjektionen (CGV) durchgeführt. Dazu wurden bis zu 100 m lange Bohrungen aus Schächten hergestellt. Im Bereich des Hebungsfelds betrug die Senkungen nach Abschluss der Arbeiten zwischen 3 und 5 cm. Die max. Neigungen der Gebäude waren geringer als 1:500. Die gemessenen Verschiebungen liegen in der Größenordnung der Prognosen, die mit E-Moduln des ausgelaugten Gipskeupers von $E = 80 \text{ MN/m}^2$ und $E = 150 \text{ MN/m}^2$ erstellt wurden. Im Bereich der maximalen Überdeckung in der Nähe des Verzweigungsbauwerks, in dem keine Hebungsinjektionen durchgeführt wurden, ergaben sich größere Senkungen und an zwei Gebäuden Neigungen mit $> 1:500$. Diese sind insbesondere auf in diesem Bereich verstärkt vorhandenen Auslaugungserscheinungen bzw. Dolinen zurückzuführen.

1. Lage im Projekt, Randbedingungen

Dieser Beitrag befasst sich konkret mit dem im Großraum Stuttgart liegenden Anfahrbereich Hauptbahnhof Süd, der am südlichen Ende des zukünftigen Tiefbahnhofs liegt (Bild 1). Hier sind die beiden Strecken, die einerseits von der Filderebene und andererseits aus dem Neckartal kommen, bereits zusammengeführt.

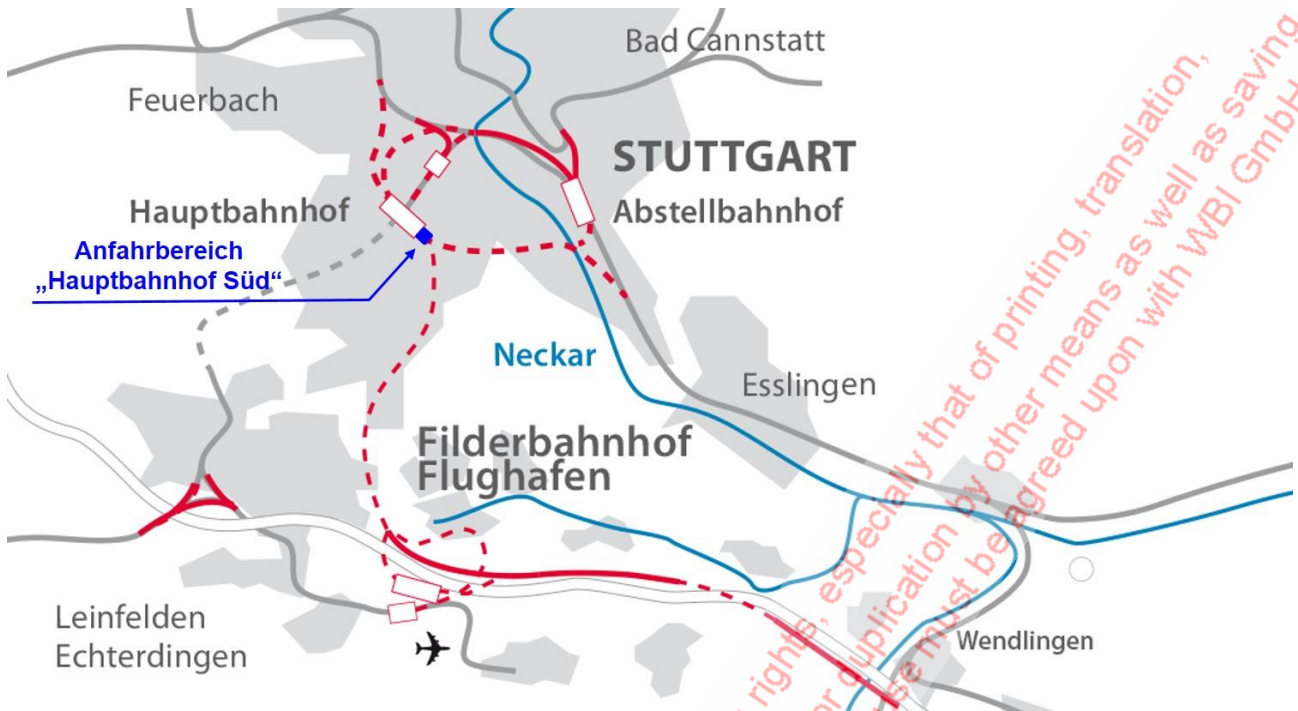


Bild 1: Lage im Projekt

Der Abschnitt "Anfahrbereich Hbf. Süd" liegt direkt unter dichter städtischer Bebauung. Die örtliche Situation ist in Bild 2 verdeutlicht (roter Bereich).

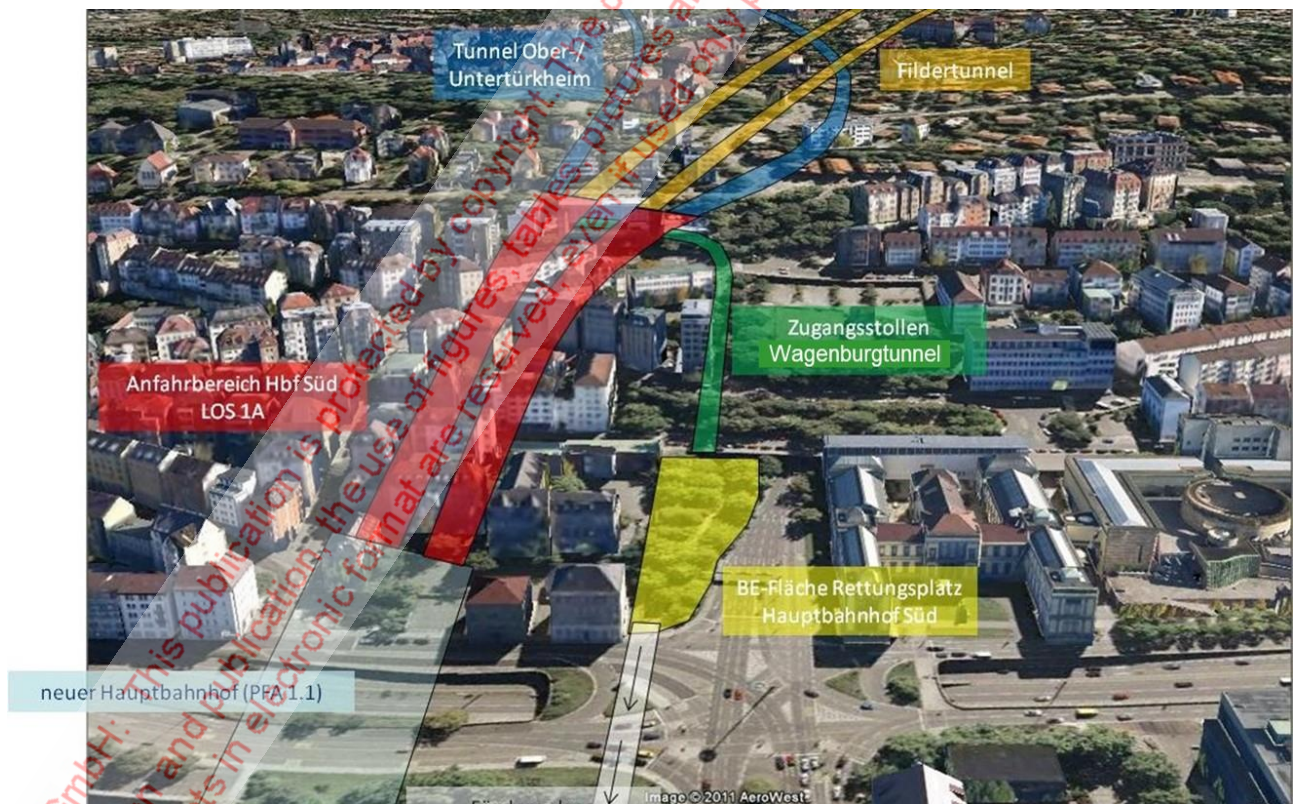


Bild 2: Anfahrbereich HBF Süd, Übersicht

Der gesamte Abschnitt inklusive der Anbindung an das Verzweigungsbauwerk zwischen den Tunneln nach Ober- und Untertürkheim und dem Fildertunnel beträgt etwa 240 m. Der im Vollausbuch aufgefahrne Bereich erstreckt sich auf knapp 220 m (Bild 3). Die Querschnittsbreiten betragen bis zu 20 m und verjüngen sich in der Mitte auf etwas über 15 m. Die Höhen variieren zwischen 13,6 und 15,6 m, wodurch sich zahlreiche veränderliche Querschnitte und Ausbruchquerschnitte von bis zu 240 m² ergeben.

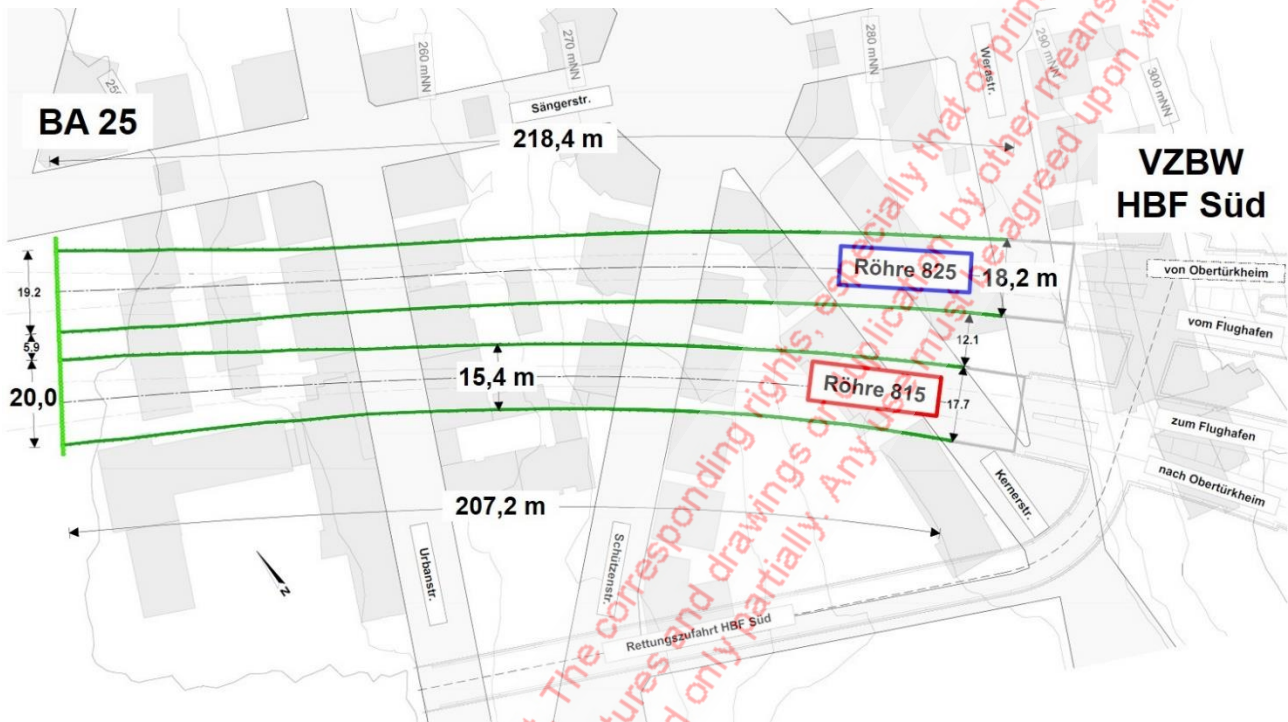


Bild 3: Anfahrbereich HBF Süd, Lageplan

Der Längsschnitt zeigt, dass dieser Tunnelabschnitt vollständig im ausgelaugten Gipskeuper liegt. Die Überdeckung beträgt in etwa zwischen lediglich 7 m direkt im Anschluss an den Tiefbahnhof und etwa 40 m am Ende dieses Abschnittes (Bild 4). Im unteren Bereich von Bild 4 ist in Blau der Muschelkalk dargestellt. Ziel war es, dass die Mineralwässer aus diesen Schichten unterhalb von Stuttgart nicht aufsteigen. Aus diesem Grund galt immer die Anforderung, hier eine wasserdichte Schale in allen Bauzuständen zu errichten und gegen Wasserdruck zu bemessen.

Ergänzend ist festzustellen, dass in diesem Bereich aufgrund der geringen Überdeckungen und der Bebauung auch Hebungsinjektionen angeordnet wurden. In Bild 5 sind 2 Flächen dargestellt, die von 2 Schächten aus vorbereitet und eingebracht wurden. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten standen nur 2 Schächte zur Verfügung. Zur Abdeckung der Hebungsfächen waren Bohrungen von bis zu 99,4 m erforderlich.

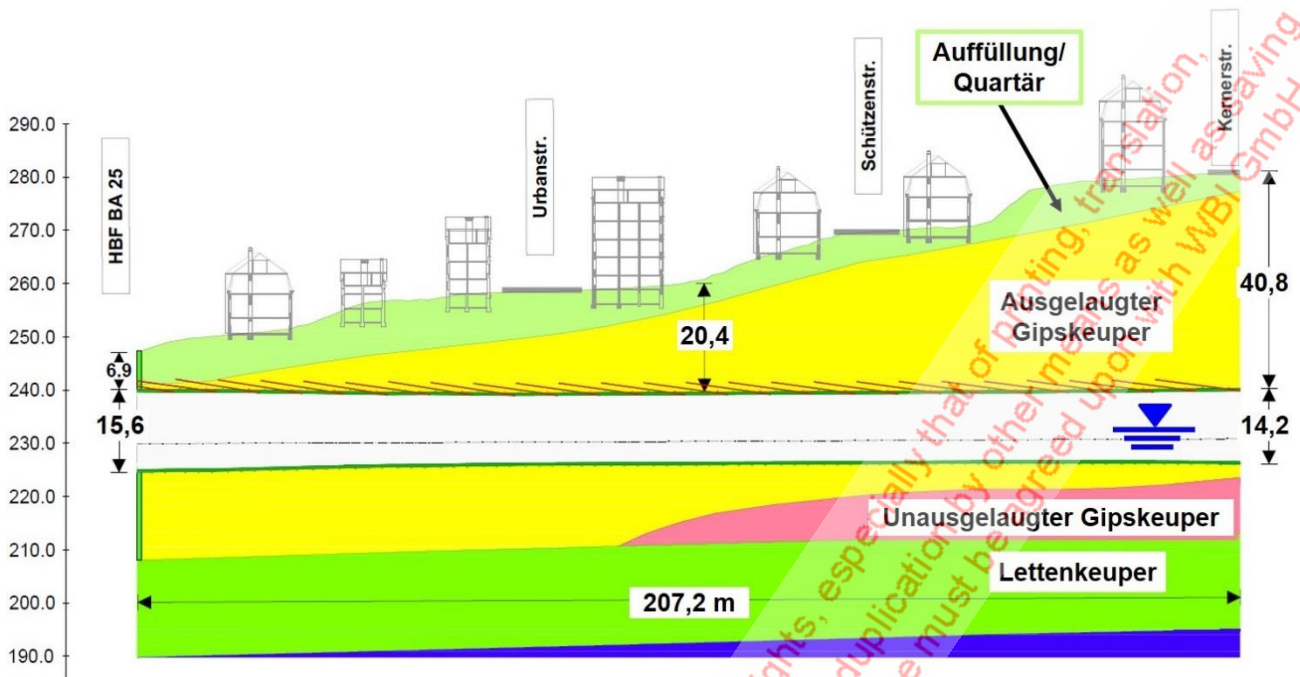


Bild 4: Weströhre (815), Längsschnitt

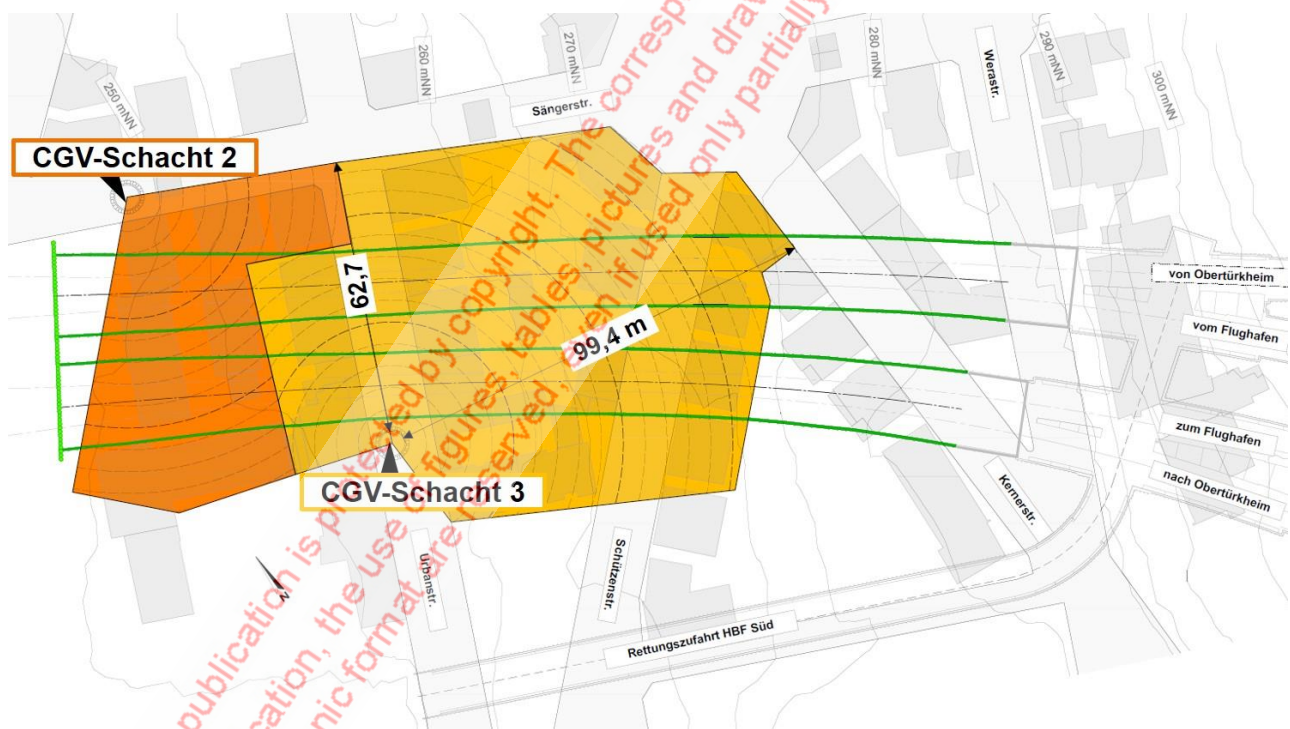


Bild 5: Lageplan mit CGV-Maßnahmen

Die Englage, mit der sich die Hebungsinjektionen zwischen die Tunnel und die Bebauung schieben, ist in der Querschnittsdarstellung mit geringer Überdeckung erkennbar (Bild 6). In dieser Darstellung sind noch die Ulmenstollen aus der Ausschreibung abgebildet. Im weiteren Teil des Beitrages wird über die erfolgte Ausführung der Vortriebe im Vollquerschnitt berichtet (Bild 7).

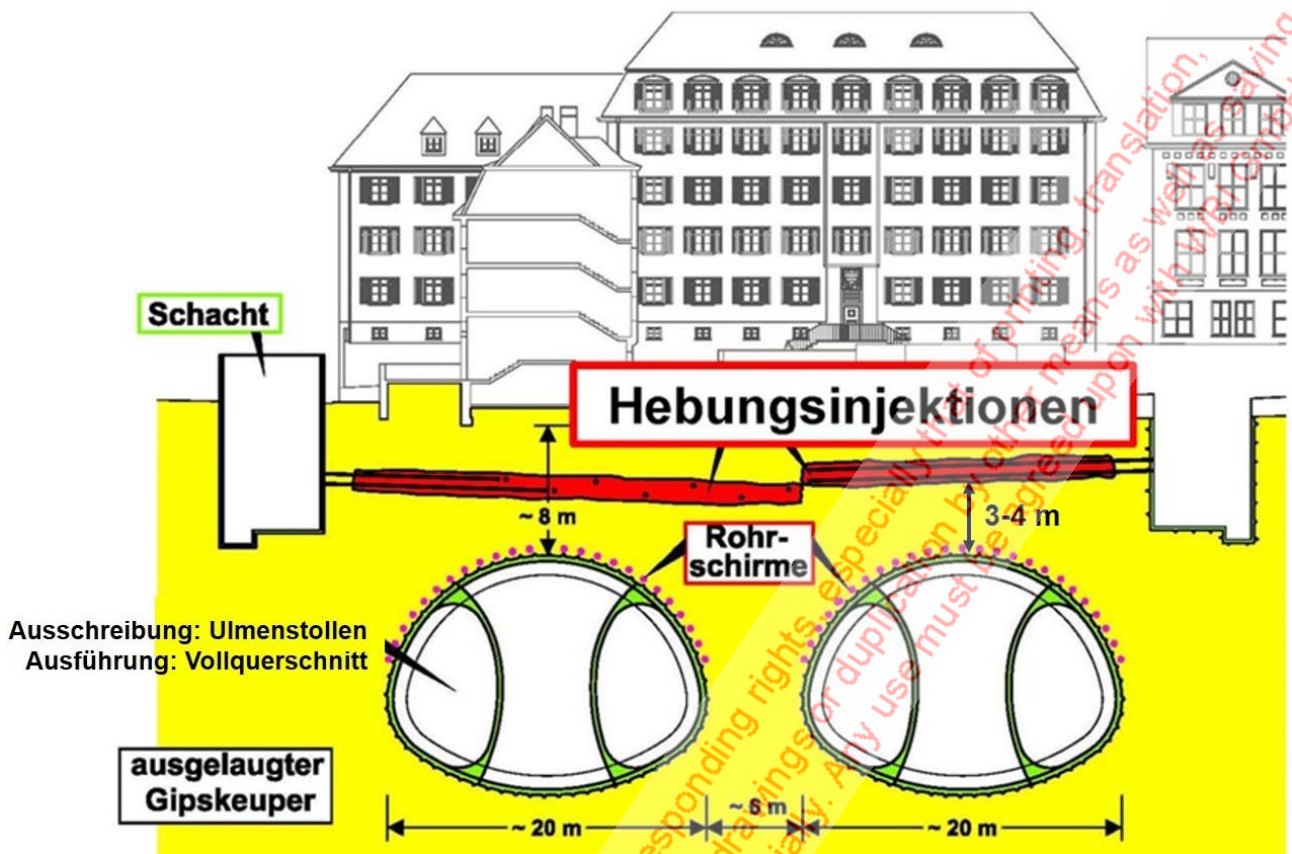


Bild 6: CGV-Maßnahmen, Querschnitt mit CGV-Schacht

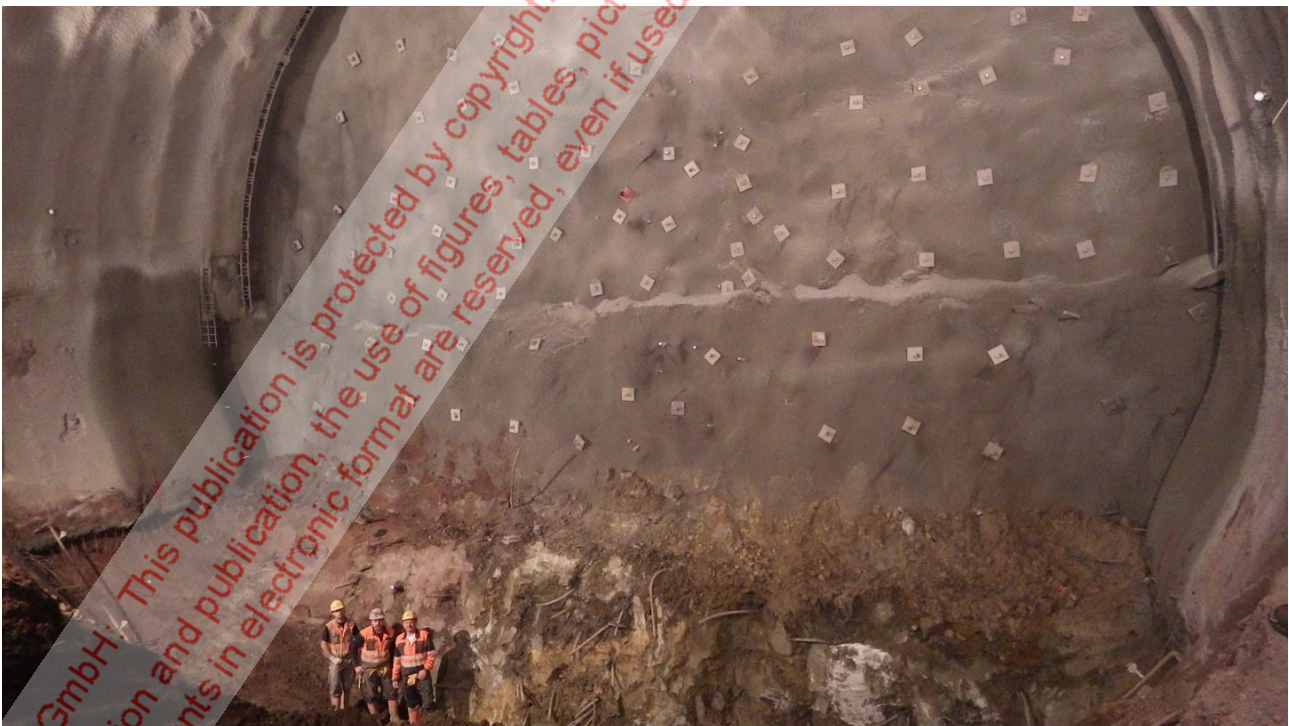


Bild 7: Ausbruchsquerschnitt Anfahrbereich HBF Süd

2. Vortriebskonzept gemäß Ausschreibung: Ulmenstollen

Ursprünglich war eine Ausführung mittels zweihüftigen Ulmenstollenvortrieben ausgeschrieben (Bild 8). Die beiden seitlichen Ulmenstollen hätten dabei vorlaufend ausgebrochen werden sollen und nachlaufend der Kern inkl. Ringschluss in der Sohle. Das Auffahren des Gesamtabschnittes hätte je Röhre weiter in 3 etwa gleich langen Teilabschnitten erfolgen sollen. Vorgesehen waren ein Abschnitt vom Verzweigungsbauwerk aus sowie zwei Abschnitte aus der Baugrube BA 25 des zukünftigen Tiefbahnhofes (Bild 9).

Vortriebsklasse 7A-U-1 und 7A-U-2

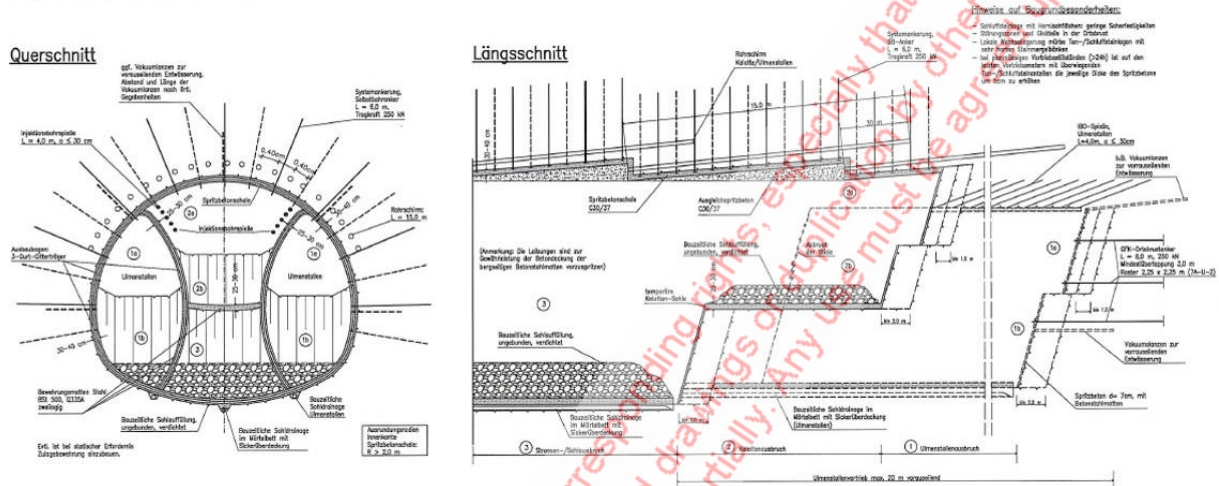
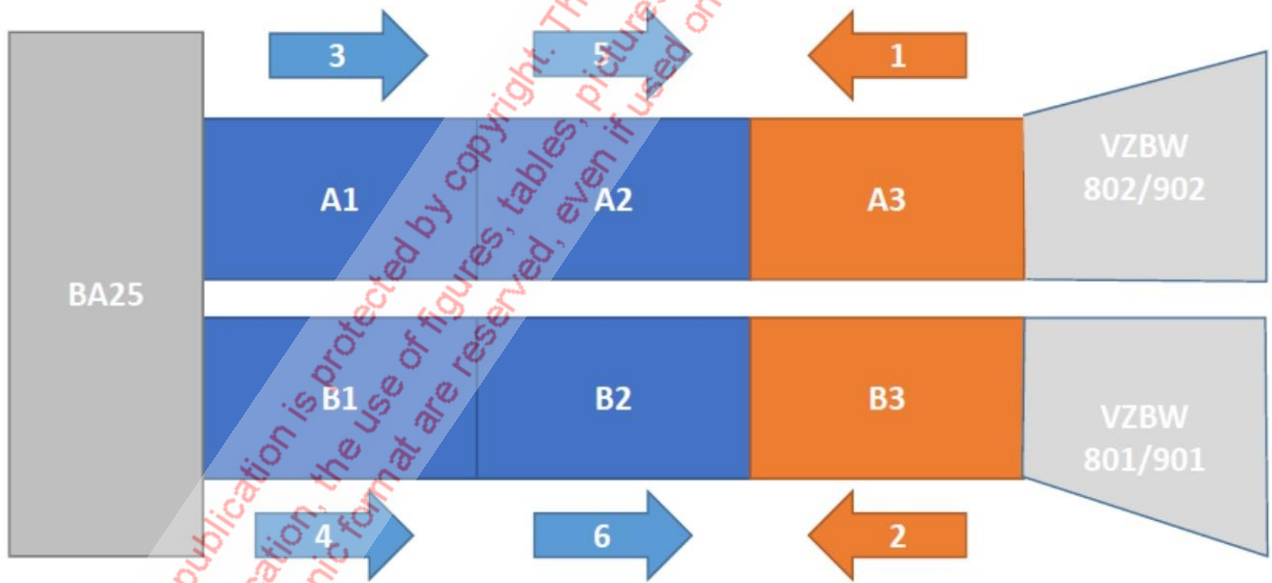


Bild 8: Ausschreibungsplanung Vortriebsklassen 7A-U-1, 7A-U-2



Ursprüngliches Auffahrkonzept gem. VTP

- BA 25 als Angriffsort nicht verfügbar
- Erkenntnisse aus vergleichbaren Bauabschnitten
- Vertiefte Detail-Kenntnisse des Baugrundes

Optimierungsmöglichkeit und -erfordernis

Bild 9: Ursprüngliches Auffahrkonzept gem. VTP

Im Zuge des Projektverlaufes kam es zu wesentlichen Änderungen der Randbedingungen: Aus der Gesamtbauablaufsituation im Projektraum stand die Baugrube BA 25 zum erforderlichen Zeitpunkt als Angriffsort für den Vortrieb nicht zur Verfügung. Darüber hinaus gab es weitere Erkenntnisse aus vergleichbaren Bauabschnitten, konkret auch dem Bauwerk am Kriegsberg am Nordkopf des künftigen Tiefbahnhofes. Aus den vertieften Detailkenntnissen des Baugrundes, der sich etwas besser als eingeschätzt sowie als im worst case anzusetzen darstellte, war bekannt, dass ein homogen-steifer Ausbau ein günstigeres Systemverhalten bewirkt. Das heißt, man stand einerseits vor Optimierungs- und Anpassungserfordernissen aber auch vor Optimierungsmöglichkeiten.

3. Optimierung Vollausbau inkl. Stahlfaserspritzbeton

Ein Teil der Optimierung bestand darin, den Ulmenstollenvortrieb in einen Vollausbau mit Stahlfaserspritzbeton abzuändern. Stahlfaserspritzbeton wurde auch gewählt, weil eine gering durchlässige Außenschale erforderlich war, um den vorzeitigen Einbau von Innenschalenabschnitten und damit verbundene Vortriebsunterbrechungen zu vermeiden.

Bei der Größe der Querschnitte erscheint ein Vollausbau zunächst nicht als die erste Wahl. Aus statischen Gründen zeigt sich jedoch bei den konkreten Baugrundverhältnissen der Vollausbau bei entsprechender Ortsbrustsicherung erheblich günstiger. Die Querschnitte wurden zur Vermeidung von kleinen Ausrundungsradien und starken Krümmungsänderungen in der Sohle etwas vertieft. Die sich im Ulmenstollenvortrieb im Bereich der Ulmenanschlüsse mit geringen Ausrundungsradien ergebenden Spannungsspitzen und damit verbundenen großen erforderlichen Biege- und Schubbewehrungen werden im Vollausbau vermieden (Bild 10).

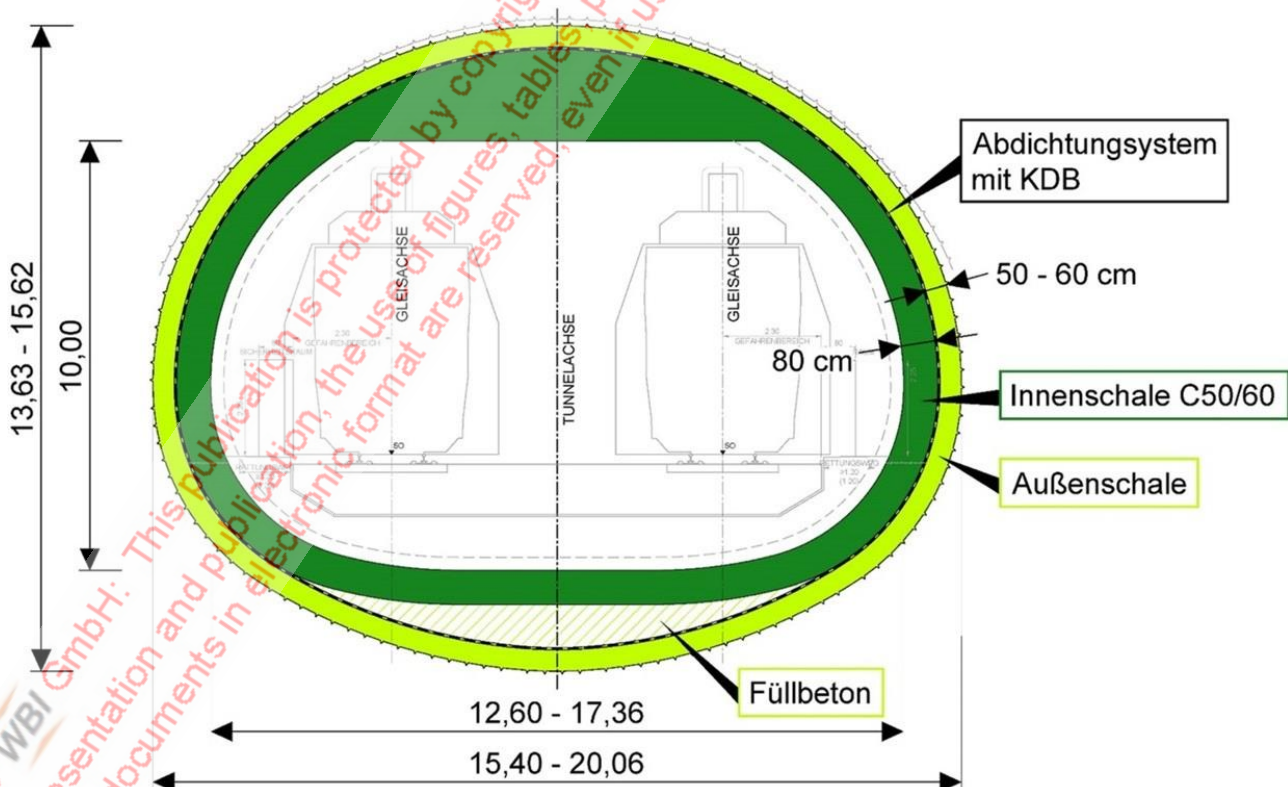


Bild 10: Optimierter Tunnelquerschnitt mit vertiefter Sohle

Der Querschnitt ist mit der vertieften Sohle bis zu 15,60 m hoch, die Steifigkeit der Spritzbetonschale wurde mit Gesamtdicken von 50 cm, in den Ulmenbereichen 60 cm, erzielt. Für die Innenschale wurde in der Firste eine horizontale Innenkontur gewählt, um die Schalung zu vereinfachen und den Einbau der Innenschale ebenfalls zu beschleunigen.

Der Nachweis erfolgte mit dreidimensionalen FE-Berechnungen. In Bild 11 ist beispielhaft das verwendete FE-Netz für einen Bereich mit hoher Überlagerung dargestellt. Dieses Netz ermöglicht die Modellierung, beide Röhren nacheinander step-by-step vorzutreiben. Dafür ist das Netz in der Mitte relativ feinmaschig. Darüber hinaus konnte in den FE-Berechnungen auch der Rohrschirm und die Ortsbrustanker mit einer erhöhten Kohäsion simuliert werden, so dass mit den FE-Berechnungen nicht nur die Standsicherheit der Schale sondern auch die Senkungsprognosen und die Standsicherheit der Ortsbrust nachgewiesen werden konnten.

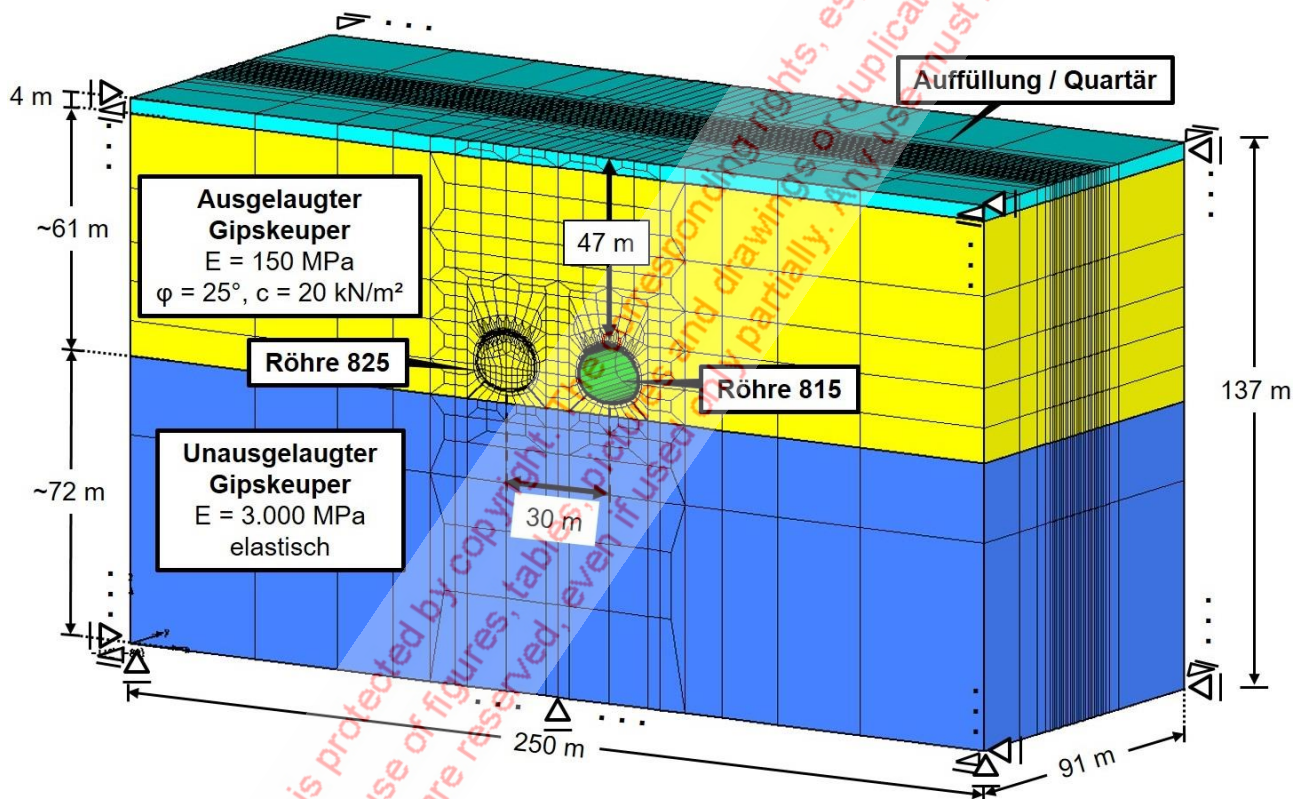


Bild 11: 3D-FE-Netz

Beispielhaft sind in Bild 12 als ein Ergebnis die Senkungen an der Oberfläche im Bereich der Gründung der Gebäude aber auch im Tunnel in einem Längsschnitt durch die erste Röhre dargestellt. Dieses Ergebnis gilt für einen E-Modul des ausgelaugten Gipskeupers von 150 MPa. Der E-Modul des ausgelaugten Gipskeupers wurde in den Berechnungen im Sinne einer Sensitivitätsstudie zwischen 80 und 150 MPa variiert. Es wurde außerdem eine Berechnung mit einer diagonal verlaufenden Störung - ebenfalls als Risikobetrachtung - durchgeführt. Die Senkungen in Bild 12 beginnen ca. 30 - 40 m vor der Ortsbrust und klingen innerhalb von ca. 40 m hinter der Ortsbrust ab. Bei 150 MPa für einen ausgelaugten Gipskeuper ergaben sich Senkungen von ca. 2 - 3 cm. Die Reichweite der Verschiebungen hat sich auch durch die tatsächlichen Messergebnisse bestätigt.

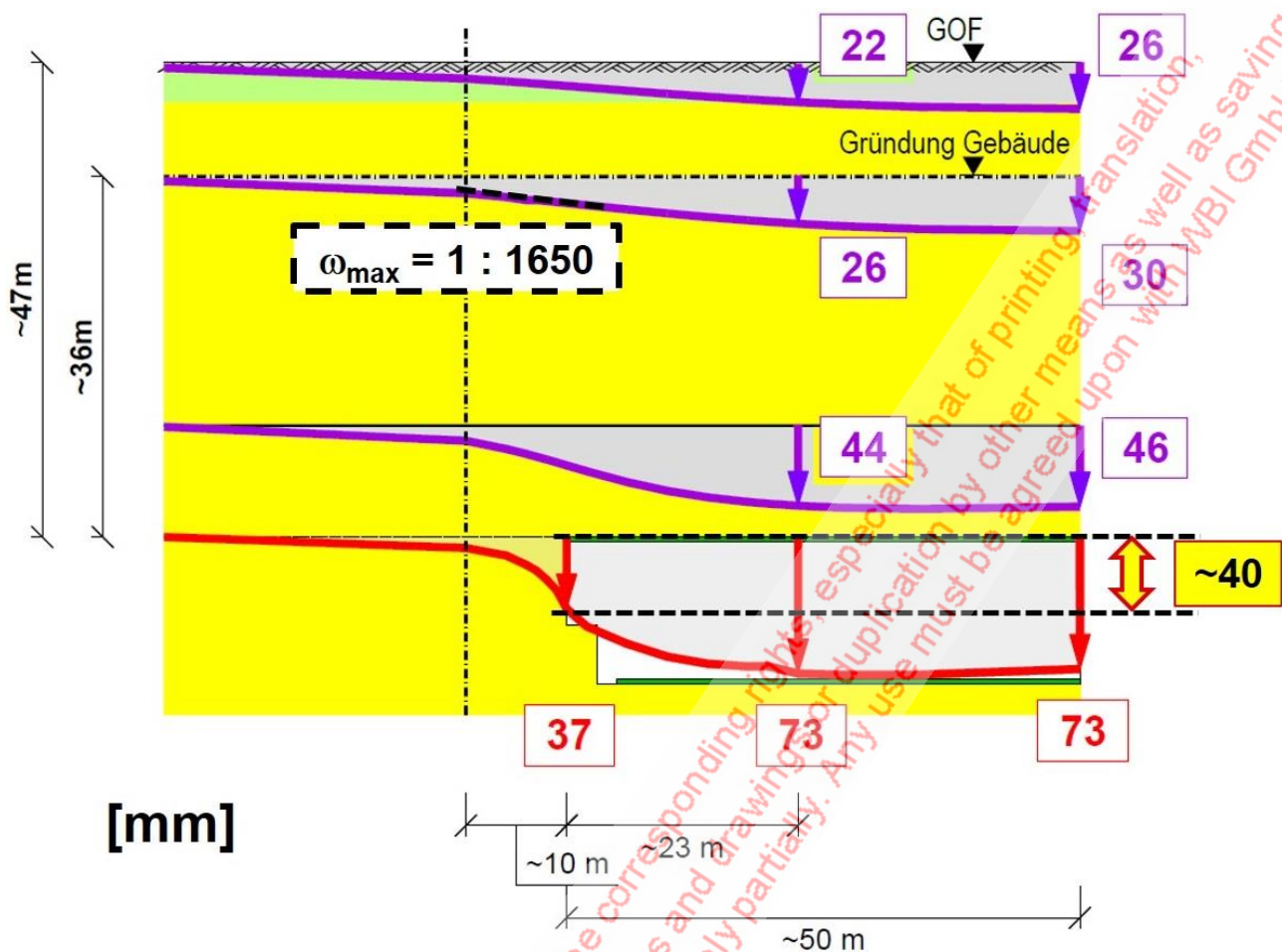


Bild 12: Errechnete Senkungen, Vortrieb 1: Röhre, Längsschnitt

Ein weiteres Beispiel für ein Rechenergebnis zeigt das Bild 13. Dort sind die Schnittgrößen des Falls mit der diagonal verlaufenden Störung dargestellt. Wegen der günstigen Ausrundungsradien bestehen im Vergleich zur Normalkraft geringe Biegemomente und auch geringe Querkräfte. Aber gerade in den Ulmen entstehen sehr große Normalkräfte, so dass sich bei Bemessung mit einer 50 cm dicken Schale eine Druckbewehrung im Bereich der Ulmen ergäbe. Aus diesem Grund wurde entschieden, gerade im Bereich der Ulmen die Schalenstärke auf 60 cm aufzudicken. Damit wurde erreicht, dass der gesamte Querschnitt ohne zusätzliche Bewehrungen aufgeföhren werden konnte. Denn in dem darüber liegenden Bereich mit einer 50 cm dicken Schale konnte die statisch erforderliche Bewehrung durch die eingesetzten Gitterbögen abgedeckt werden. Dadurch entstand die Möglichkeit, die Sicherung nur mit stahlfaserbewehrtem Spritzbeton auszuführen (Bild 13).

Im Zuge der Vortriebsklassenplanung (Bild 14) wurde, wie bereits erwähnt, auch die Standsicherheit der Ortsbrust mit den dreidimensionalen FE-Berechnungen nachgewiesen. Dafür war allerdings bei diesem großen Querschnitt und dem vorhandenen Gebirge eine umfangreiche und steife Sicherung der Ortsbrust erforderlich. Das bedeutet, dass eine sehr massive Ankerung mit 16 m langen Ortsbrustankern alle 8 m in einem Raster von 1 x 1 m² bis 1,2 x 1,2 m² eingebaut wurden. Die Berechnungen haben darüber hinaus gezeigt, dass vorseilende Sohlanker erforderlich sind (s. unterer Bereich Bild 13), um die Standsicherheit nachzuweisen.

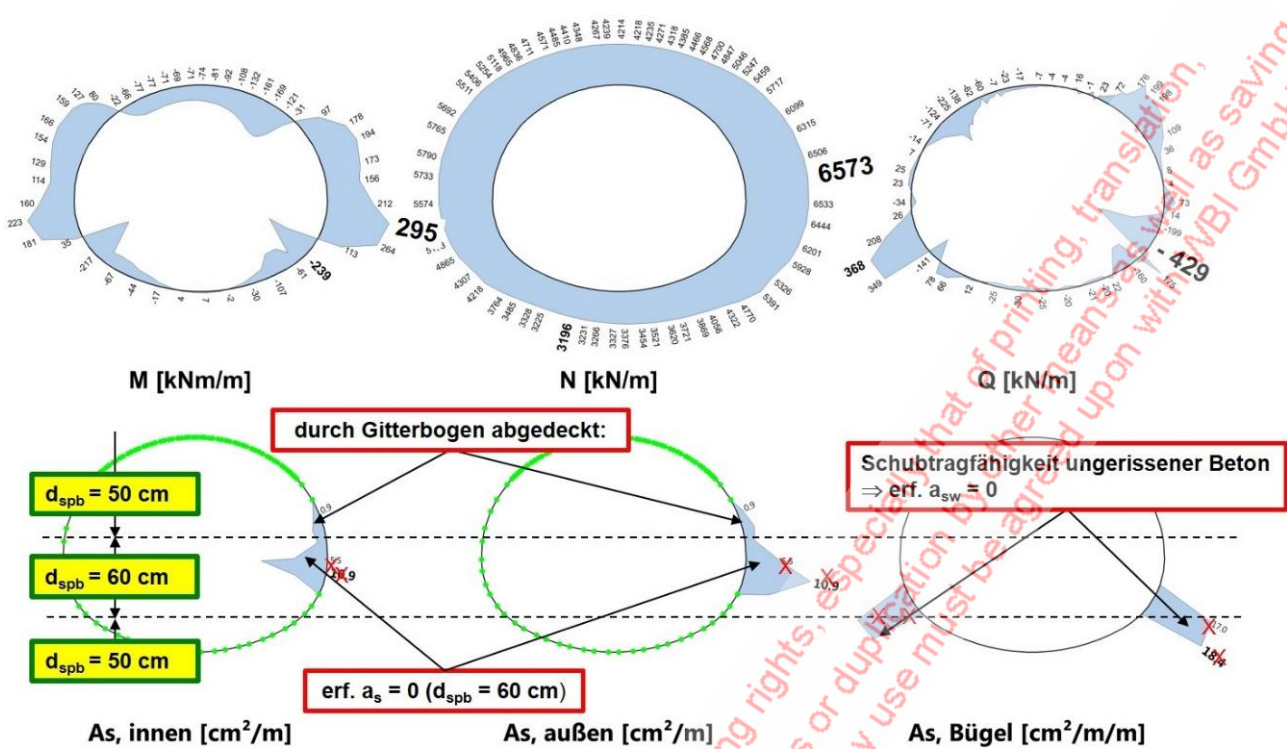


Bild 13: Spritzbetonschale 1. Röhre, Bemessung nach Auffahren 2. Röhre (mit Störung)

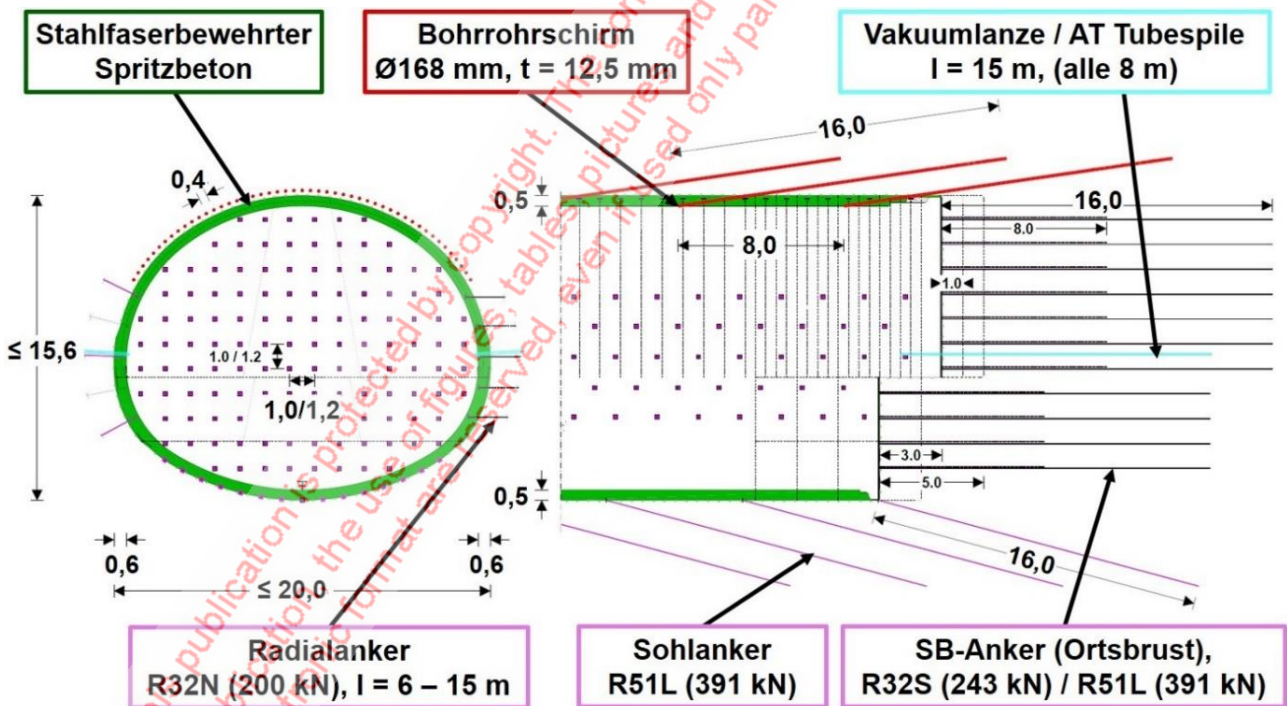


Bild 14: VKL Ausführung Vollquerschnitt kurzer Ringschluss

Die Voraussicherung erfolgte mit 168 mm starken und 16 m langen Bohrrohrschirmen. Um den Querschnitt nicht noch zusätzlich zu vergrößern, wurde dabei - durch den Einsatz von PVC-Endrohren - auf die Anordnung von Rohrschirmnischen verzichtet. Da Grundwasser in diesem Querschnitt anstand, wurden zur Vermeidung eines Strömungsdrucks in Richtung Ortsbrust Vakuumanzlen vorausseilend eingebaut. Dadurch konnte die Standsicherheit der

Ortsbrust weiterhin verbessert werden. Die radialen Anker wurden konstruktiv angeordnet. Zwischen den beiden Röhren wurde der Gebirgs Pfeiler durchgeankert.

Bild 15 zeigt in einem Lageplan des Verzweigungsbauwerks in Richtung Hauptbahnhof beispielhaft das Monitoring der Senkungsmessungen. Die gemessenen Senkungen an den Gebäuden sind in Kreisen dargestellt, d. h. je größer die Kreise im Bild dargestellt sind, desto größer waren auch die Senkungen. Schon beim Vortrieb traten vorsehend relativ große, nicht erwartete Senkungen auf. Diese waren auf Dolinen-Strukturen zurückzuführen, die entlang einer Störungszone verliefen und mit Verbruch- und Stützmaterial verfüllt waren. Diese hatten einen wesentlich geringeren E-Modul als der ausgelaugte Gipskeuper. Es wurde daher entschieden, über die Bohrungen im Ortsbrustbereich und über zusätzliche bis zu 20 m lange Bohrungen nach außen den Baugrund durch Injektionen zu verbessern. Im Anschluss daran erfolgte dann der eigentliche Vortrieb.

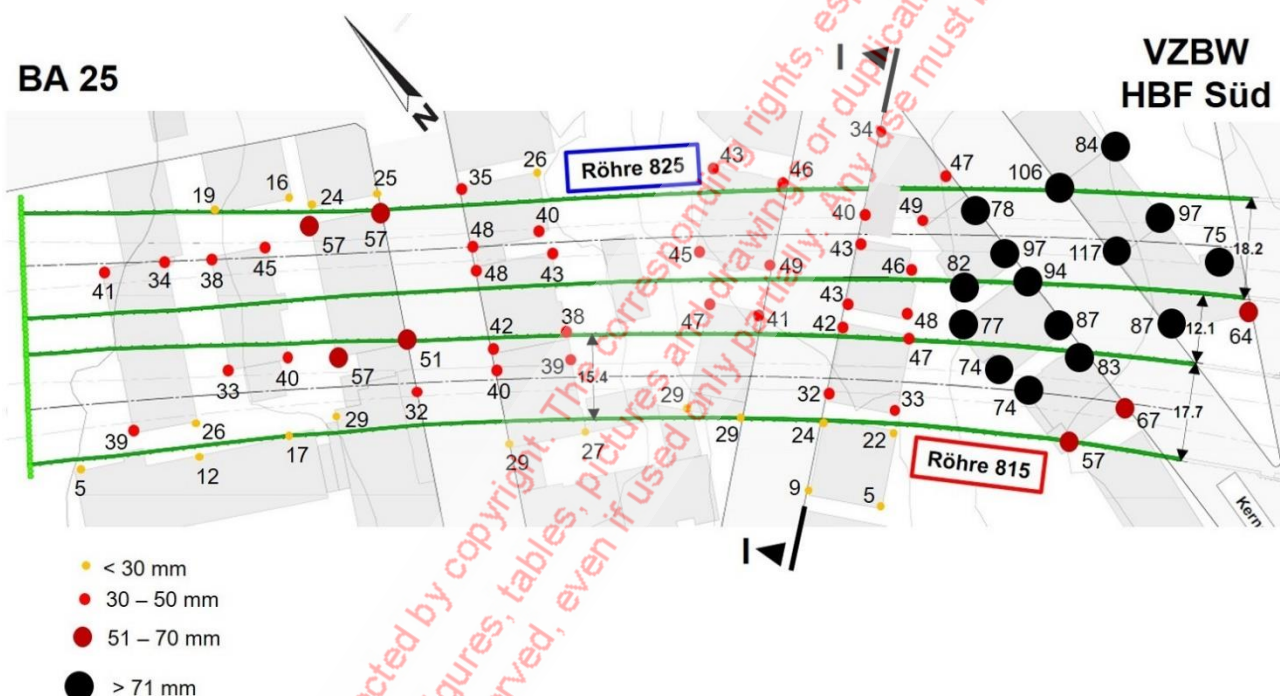


Bild 15: Gemessene Senkungen nach Vorhebungen und Vortrieben

Der Bereich mit geringeren Senkungen (Bild 15, rechts oben) war durch die Vorhebungen mittels CGV umfasst, darüber hinaus auch durch weniger Dolinen betroffen. Eine weitere Ausdehnung der CGV-Maßnahmen zur gezielten Vorhebung war wegen der grenzwertigen Länge der Bohrungen (bis zu 100 m lang) nicht mehr möglich, weitere Schächte waren nicht genehmigungsfähig. In diesem Bereich betragen die Senkungen zwischen 3 bis 5 cm. Die maximalen Neigungen im Bereich der Gebäude betragen weniger als 1 : 500.

Im Folgenden wird ein Vergleich zwischen Rechnung und Messung anhand des eingetragenen Schnitts I-I in Bild 16 dargestellt. Es wurden Vorhebungen durchgeführt, die in Bild 16 in Grün veranschaulicht sind. Es wurden trotz der tiefliegenden Bohrungen Hebungen bis zu 18 mm erreicht. Anschließend erfolgte der Vortrieb beider Röhren. Das führte zu den

in Bild 16 in Rot eingezeichneten Senkungen, so dass am Ende des Vortriebs die in Rot dargestellte Senkungskurve erzielt wurde.

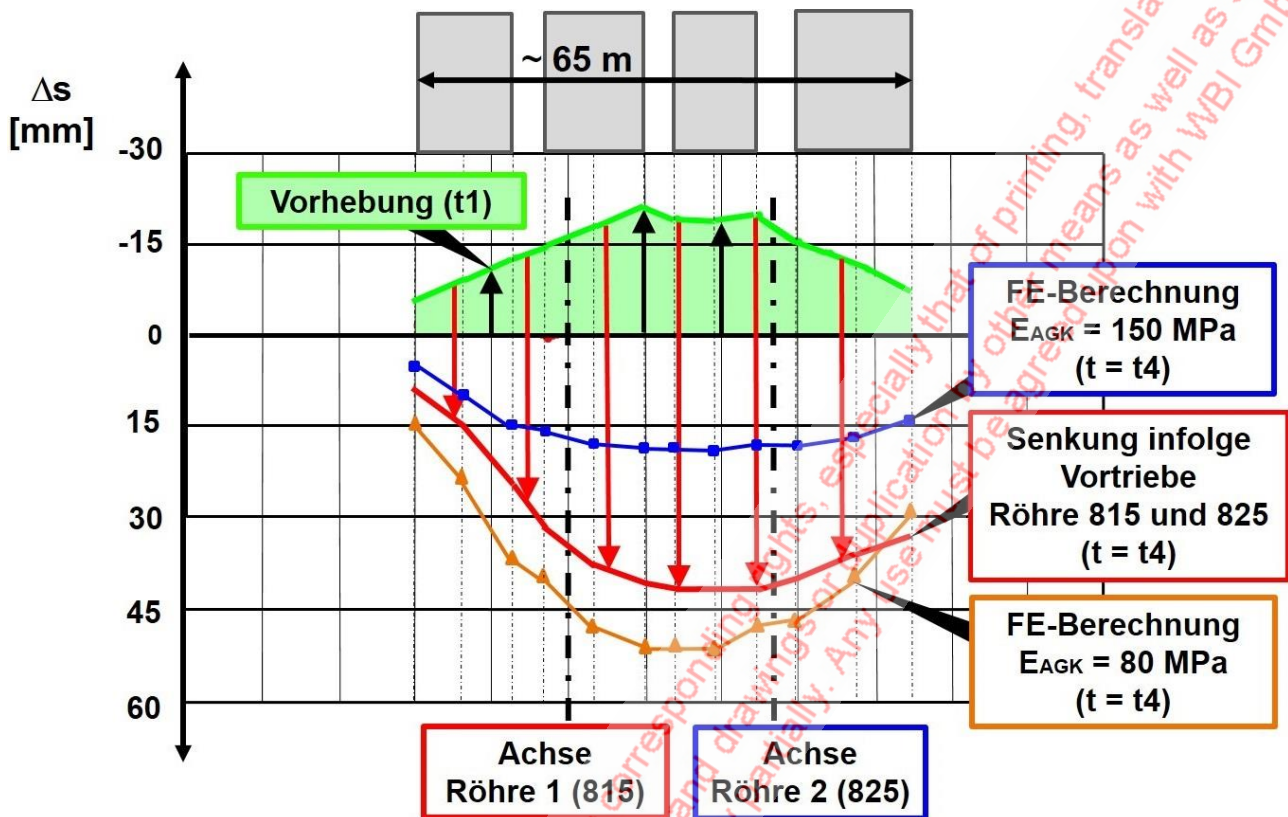


Bild 16: Unterfahrung Gebäude, Schnitt I-I, Vertikalverschiebungen

Zum Vergleich sind die Prognosewerte in Blau für einen E-Modul des ausgelagten Gipskeupers von 150 MPa dargestellt und in Orange die Prognosewerte für einen E-Modul von 80 MPa. Es ist zu erkennen, dass die gemessenen Werte dazwischenliegen, wobei die Tendenz eher zu 80 MPa zutreffend war. Das hat sich auch an den vor Ort bestimmten Wassergehalten bestätigt. Diese deuteten darauf hin, dass vielfach die Klasse 4 des ausgelagten Gipskeupers vorlag. Und der E-Modul von 80 MPa von daher zutreffend war.

4. Bauausführung

Auch die Ausführungsplanungen für die Vortriebsarbeiten wurden erfolgreich vom Büro WBI durchgeführt. Es wurden etwa 172.500 m Ankerungen hauptsächlich in der Ortsbrust und über 36 km Rohrschirmrohre eingebaut. Die Rohrschirmnischen wurden dabei nach innen versetzt. Die letzten Endrohre wurden jeweils als Kunststoffrohre ausgeführt und dann mit dem Vortrieb wieder überfahren, so dass keine Querschnittsvergrößerung durch die Rohrschirmnischen erfolgte. Insgesamt wurde in diesem Abschnitt rund 31.000 m³ Spritzbeton verbaut, was einem laufenden Meterverbrauch von etwa 70 m³ Spritzbeton entspricht (Bild 17).

Herauszuheben ist an dieser Stelle auch der trotz der Gesamt-Schalenstärke von 50 cm - 60 cm eingesetzte Stahlfaserspritzbeton. Die Frühfestigkeitsentwicklung lag durchwegs auf

der sicheren Seite der Frühfestigkeitsklasse J2 (siehe Bild 18). Der Stahlfaserspritzbeton wurde in der Kalotte eingesetzt, die Erfahrungen waren durchaus sehr positiv. In der Strosse und in der Sohle erfolgte die Sicherung mit normalem Spritzbeton und Mattenbewehrung, weil das Risiko des Einspritzens von erhöhtem Rückprall zu hoch war und auch der zeitliche Vorteil infolge "Entfall Bewehrung" nicht gegeben war.



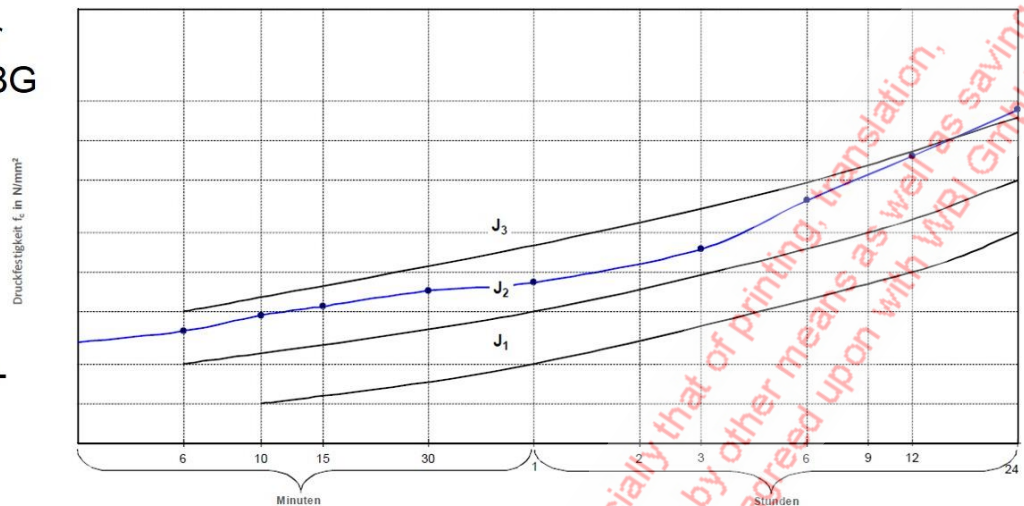
Bild 17: hoher Stützmittelmiteinsatz im Vortrieb Vollquerschnitt

Neben dem höheren Verschleiß stellte vor allem die lagenweise Herstellung der 50 - 60 cm starken Spritzbetonschale eine Herausforderung dar: Die Stärke des Lagenaufbaus ist vergleichbar mit Spritzbeton ohne Stahlfasern. Das heißt, es wurde in Lagen zwischen maximal 15 und 20 cm Spritzbeton bis zu einer Gesamtstärke von 50 - 60 cm eingebaut. Das ist insoweit ungewöhnlich, als dass der Einsatz von Stahlfaserspritzbeton im deutschsprachigen Raum oft nur dünnen Schichten von etwa 10 cm vorbehalten bleibt. Zur Sicherstellung der Tragfähigkeit der einzelnen Schichten erfolgte zwischen jeder einzelnen Lage eine Überprüfung, die über Druckfestigkeitsnachweise mit einer Mindestanforderung von 3 N/mm² durchgeführt wurde.

Insbesondere hinsichtlich der Arbeitssicherheit bei der Ortsbrust hatte der Stahlfaserspritzbeton ebenso große Vorteile, da die zahlreichen Handling-Maßnahmen mit Mattenteilen, Zwischenzustände und Montagetätigkeiten entfielen. Nachteilig war die durch herausstehende Fasern und vor allem auch den faserversetzten Rückprall erhöhte Verletzungsgefahr.

Stahldrahtfaser
Dramix 65/35-BG
50 kg / m³
gem. UIG

Frühfestigkeits-
entwicklung:



- Erhöhter Verschleiß durch Faserzugabe (Pumpleitungen, etc.)
- Stärke des Lagenaufbaus vergleichbar mit SpC ohne Stahlfasern
- aber: Überprüfung nach jeder einzelnen Lage erforderlich
- Insbesondere bei Ortsbrustsicherung Beitrag zu Arbeitssicherheit
- aber: Unfallgefahr herausstehende Fasern, faserversetzter Rückprall

Bild 18: Stahlfaser-Spritzbeton

Die Vortriebsarbeiten erfolgten durchweg im Baggervortrieb (Bild 19) und wurden in enger Zusammenschau aller Projektbeteiligten und mit den zahlreichen Monitoringmaßnahmen erfolgreich und unterbrechungsfrei umgesetzt.

Je Röhre betrug der Vortrieb ca. 12 Monate (Bild 20). Die Gesamtvortriebsdauer belief sich auf 16 Monate. Im Vergleich dazu hätte die ausschreibungsgemäße serielle Herstellung der Ulmenstollen 25 Monate gedauert. Eine parallele Herstellung der Ulmenstollen mit vergleichbarem Stützmittelausbau hätte je Röhre in etwa 4 Monate länger gedauert.

Im Anschluss an die Vortriebsarbeiten erfolgten die Vorbereitungsarbeiten für den Innenschalen-Einbau. Die Bewehrung wurde aufgrund der Platzverhältnisse vorab im gesamten Abschnitt eingebaut (Bild 21). Der Bewehrungsgehalt der Innenschale beträgt rd. 130 kg/m³.

Das eingesetzte Schalungssystem (Bild 22) wurde für die Beherrschung der veränderlichen Querschnittsbereiche gesondert konzipiert, um die Zeiten für Umbau- und Adaptierungsarbeiten auf ein Minimum zu reduzieren.

Abschließend zeigt Bild 23 die fertiggestellte Innenschale in der vorlaufenden Röhre. Der Betonverbrauch lag in etwa bei 55 m³ pro lfm. Tunnel inkl. Füllbeton.



Bild 19: Baggervortrieb mit lokal ausgeprägtem Lockergesteinscharakter

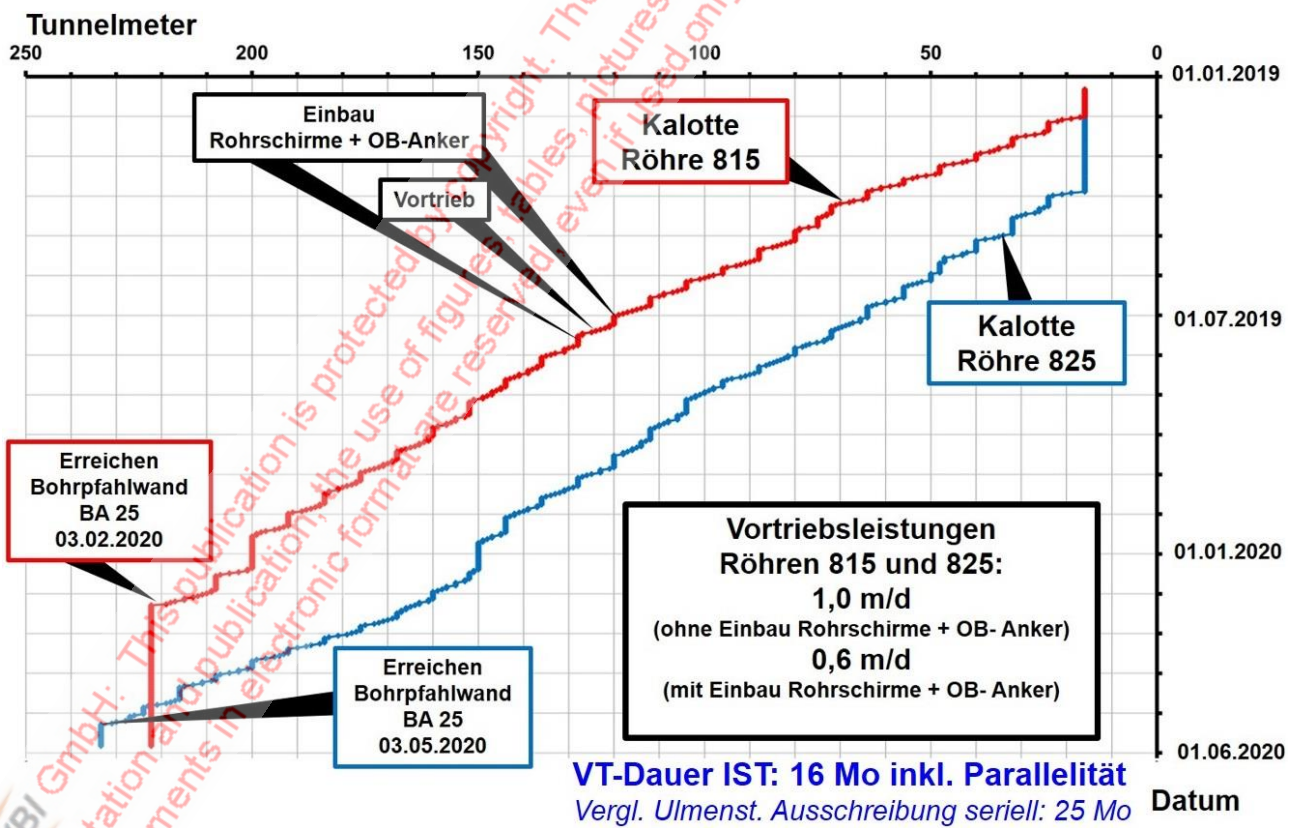


Bild 20: Bauzeitdiagramm IST Parallel-Vortrieb



Bild 21: Innenschale - Bewehrung



Bild 22: Schalwagen veränderliche Querschnitte



Bild 23: Innenschale GA 815

5. Schlussfolgerungen

Zusammenfassend kann nach erfolgreichem Abschluss der Arbeiten festgehalten und bestätigt werden:

- Der große Querschnitt im Vollausbuch konnte mit abgetrepter Ortsbrust und kurzem Ringschluss erfolgreich hergestellt werden.
- Es war ein umfangreicher Einsatz von Voraussicherungen mittels Rohrschirmen und Ortsbrustankern erforderlich.
- Der Einsatz von Stahlfaserspritzbeton für große Schalstärken hat sich äußerst positiv niedergeschlagen und bewehrt.
- Die Maßnahmen und Wirkungen zur Voraussicherung waren erfolgreich.
- Der Parallelvortrieb mit einem Längsabstand von 2 x dem Tunneldurchmesser wurde erfolgreich umgesetzt. Es gab nur geringe Differenzsetzungen in Kombination mit den Hebungsinjektionen. Es gelang darüber hinaus trotz eines fehlenden Angriffsortes die Bauzeit zu stabilisieren.