

Errichtung eines Eisenbahntunnels in Deckelbauweise über dem Abwasserhauptsammler der Stadt Stuttgart

Vom Entwurf über die Ausführungsplanung bis zur Umsetzung

**W. Summerer¹⁾, A. Granitzer²⁾ ehemals ³⁾, F. Tschuchnigg²⁾,
B. Mattle¹⁾, T. Stoxreiter³⁾**

¹⁾ ILF Consulting Engineers Austria GmbH, Rum/Innsbruck

²⁾ Technische Universität Graz, Arbeitsgruppe Numerische Geotechnik

³⁾ Montanuniversität Leoben, Lehrstuhl für Subsurface Engineering

1 Einführung

Im Los 4 Süd des Großprojektes Stuttgart 21 wurde ein Abwasserhauptsammler der Stadt Stuttgart mit einem schiefwinklig querenden Tunnel in Deckelbauweise überfahren. Der bestehende Sammler wurde vor rd. 50 Jahren in quartärer Fließerde mit einem lichten Durchmesser von rd. 4,0 m im Druckluftvortrieb maschinell aufgefahren und mit Stahlbetontübbingem ausgekleidet. Die geringe verbleibende Überlagerungshöhe von rd. 1,0 m oberhalb der Firste sowie die bezüglich Verformungen im Baugrund und Veränderungen der Einwirkungen äußerst empfindliche Auskleidung machten die Planung zusätzlicher Sondermaßnahmen notwendig, um die Integrität des Hauptsammlers gewährleisten zu können. Es musste zudem sichergestellt werden, dass ein bei Starkregenereignissen im Hauptsammler auftretender hydraulischer Innendruck zu keinem „Aufplatzen“ der Ringe bzw. zu keiner Flutung der Baustelle führt.

Abweichend zur ausgeschriebenen, aufwendigen Lösung mittels massiver Rohrschirme und DSV-Körper wurde ein kosten- und zeitsparender Sondervorschlag mit vertikaler Vernagelung des Bodens zur Reduktion der aushubinduzierten Hebungen erarbeitet. Zusätzlich kam eine mit vorgespannten Ankern gestützte Sohlplatte oberhalb des Sammlers zur Gewährleistung der Standsicherheit im Lastfall „Innendruck“ zur Anwendung. Die Überfahrung des Hauptsammlers wurde im Juni 2019 ohne Beeinträchtigung der Trag- und Gebrauchstauglichkeit und im vorgesehenen Zeitfenster erfolgreich abgeschlossen. Der Artikel beleuchtet die planerische Herangehensweise, die Erarbeitung alternativer Lösungsansätze bis zur optimierten Ausführungsvariante, die numerischen Untersuchungen, ausgewählte Notfallmaßnahmen sowie gewonnene Erfahrungswerte im Zuge der Bauausführung.

2 Projektbeschreibung

Im Rahmen des Großprojekts Stuttgart 21, bei dem die Umwandlung des bestehenden 16-gleisigen Kopfbahnhofs in Stuttgart in einen 8-gleisigen tiefer liegenden Durchgangsbahnhof für Fern- und Regionalverkehr geplant ist, wird der Hauptbahnhof gegenüber seiner heutigen Lage um ca. 90 Grad gedreht.

Der Planfeststellungsabschnitt 1.5 ist Teil des Großprojekts Stuttgart 21 und umfasst das Dreieck zwischen dem Bahnhof in Feuerbach, dem Bahnhof in Stuttgart Bad Cannstatt und die von Norden kommende Einfahrt in den Hauptbahnhof (siehe Abb. 1). Das Los 4 Süd behandelt dabei die Verwirklichung der S-Bahnzuführung von Norden in den Hauptbahnhof. Ziel der geplanten Maßnahme ist die Verlegung der derzeit offen im Gleisvorfeld verlaufenden S-Bahn in eine unterirdische Führung im Tunnel. Dabei muss der Betrieb der S-Bahn durchgehend aufrechterhalten werden. Die geplante Strecke besteht insgesamt aus 45 Tunnelblöcken, welche in 4 Bauabschnitte untergliedert und mit unterschiedlichen Bauverfahren herzustellen sind. Die Bauabschnitte sind wie folgt unterteilt:

- Block 1 – 9: Tunnel im Tunnel
- Block 10 – 17: Tunnel im bestehenden Trog
- **Block 18: Deckelbauweise (Überführung Abwasserhauptsammler)**
- Block 20 – 45: Offene Bauweise mit Gründungspfählen (Bohrpfähle, Gussrammpfähle)

Der Fokus des vorliegenden Beitrags liegt auf Block 18, in welchem ein bestehender Abwasserhauptsammler mit dem schiefwinklig querenden Tunnel in Deckelbauweise überfahren wird.

3 Baugrund

Der geplante Tunnelabschnitt liegt in der Innenzone des Stuttgarter Heilquellenschutzgebietes. Im Streckenabschnitt des geplanten Tunnels sind quartäre Deckschichten bestehend aus anthropogenen Auffüllungen, Talablagerungen, Travertine, Wanderschutt, Fließerde bzw. Sauerwasserablagerungen mit mehreren Metern Mächtigkeit anzutreffen. Der darunter liegende Gipskeuper steht überwiegend als Bochinger Horizont, dunkelroter Mergel und Grundgips an (CDM Smith, 2017).

Das Baugrundmodell wurde infolge eines umfangreichen Erkundungs- und Versuchsprogramms und einer zusätzlichen Erkundungskampagne 2018 aus mehreren Kernbohrungen abgeleitet (siehe Abb. 2). Die Bestimmung der geotechnischen Kennwerte erfolgte dabei direkt mittels Triaxialversuchen (CD) an Bohrkernproben bzw. indirekt mittels in-situ Seitendruckversuchen.

Im Herbst 2018 wurden zusätzliche Zug-Probepbelastungen an Mikropfählen zur Bestimmung des Herausziehwiderstandes im Bereich von Block 18 durchgeführt. Die Festlegung des Bemessungswasserstandes erfolgte auf Grundlage von Grundwassermessungen rd. 1,5 m über der Baugrubensohle.

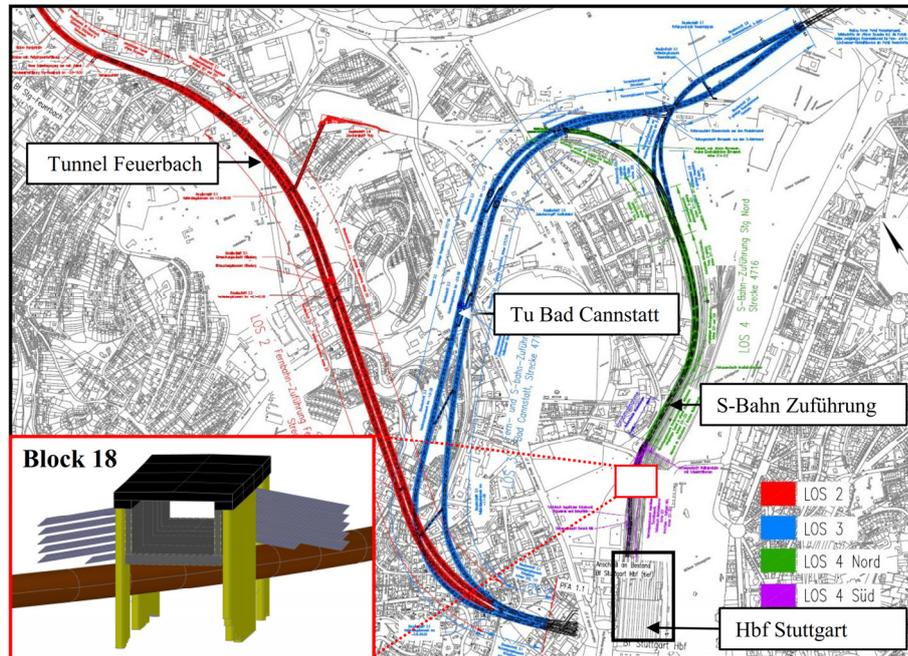


Abb. 1: Großprojekt Stuttgart 21 - Planfeststellungsabschnitt 1.5 - Loseinteilung

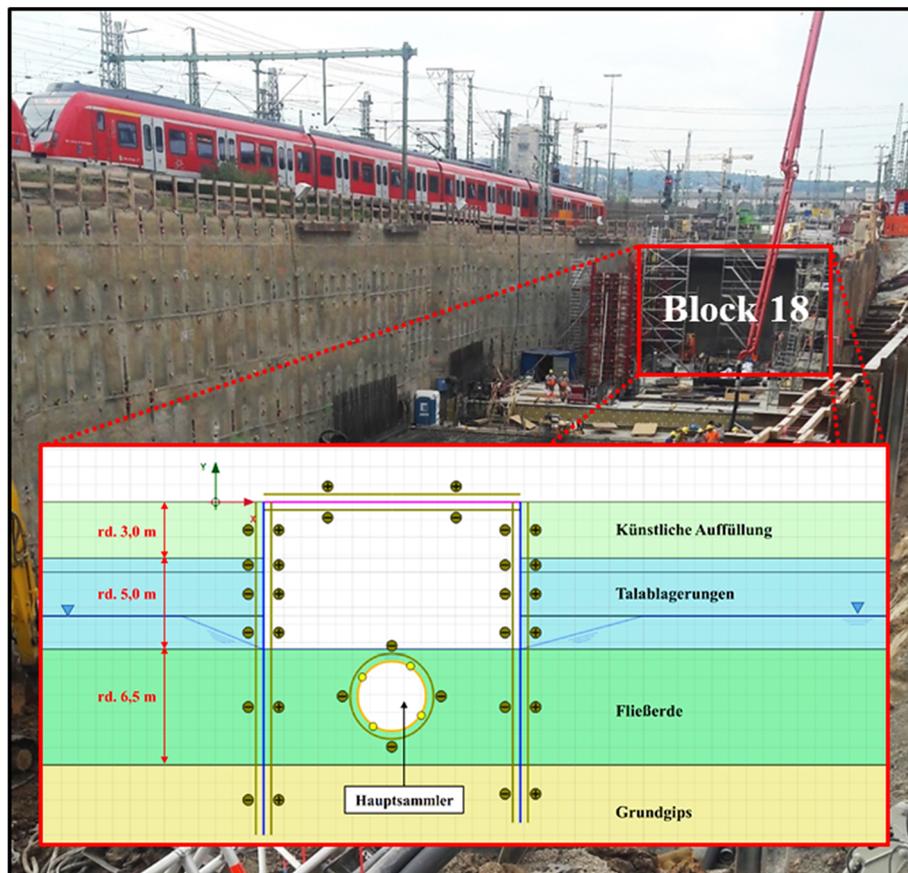


Abb. 2: Querschnitt Block 18 - Baugrundmodell

4 Planerische Herausforderungen

Aus planerischer Sicht erforderten folgende schwierige Randbedingungen eine intensive Zusammenarbeit mit der ausführenden ARGE, dem Bauherrn, den Prüfinstanzen und den Baugrundgutachtern:

Im Nordwesten grenzen setzungsempfindliche Wohn- und Bürogebäude an das Projektgebiet an, welche durch die Herstellung von Block 18 nicht beeinträchtigt werden durften. Zusätzlich war aufgrund des geltenden Heil- und Mineralwasserschutzes eine Einbindung von Stützmaßnahmen in den Grundgips nur beschränkt zulässig. Ausnahmen waren im Planfeststellungsbeschluss bereits geregelt und konnten nicht erweitert werden. Dadurch ergaben sich im Optimierungsprozess bei der Festlegung alternativer vertikaler Verankerungen zur Lastabtragung in tiefer liegende Schichten erhebliche Einschränkungen.

Die Lage der im Baufeld verlaufenden Kanäle und Leitungen war teilweise nicht hinreichend bekannt, wodurch Suchschlitze und Erkundungen parallel zur Ausführungsplanung erforderlich wurden. Die dadurch gewonnen Erkenntnisse mussten kontinuierlich in den laufenden Planungs- und Prüfprozess zur Vermeidung von Kollisionen mit Verankerungselementen eingearbeitet werden.

Zur Aufrechterhaltung des S-Bahnbetriebs konnte das Gleis 911 (siehe Abb. 9) erst nach Umlegung der Gleise 1 und 2 auf den Deckel von Block 18 außer Betrieb genommen werden. Erst nach Außerbetriebnahme stand der Raum für die Bautätigkeit und Fertigstellung des Deckels für Block 18 zur Verfügung. Dadurch ergab sich die Erfordernis, den Deckel in zwei Bauabschnitten zu planen.

Die verbleibende Bodenüberlagerung des Hauptsammlers im Bereich der Aushubarbeiten betrug bei Erreichen der Endaushubsohle rd. 1 m. Durch den Aushub war mit einer Entlastung im Bereich des Hauptsammlers zu rechnen, welche je nach Lage des Querschnitts im Grundriss zu einer Hebung und einer horizontalen bzw. vertikalen Ovalisierung des Tübbingrings führt (siehe Abb. 3). In Längsrichtung des Hauptsammlers nahmen die Hebungen bis zur Tunnelachse hin zu, im Übergangsbereich zum anstehenden Erdreich trat ein Wendepunkt im Verformungsverlauf der Achse des Hauptsammler auf (siehe Abb. 4). Dieser Übergangsbereich war sowohl in Längs- als auch in Querrichtung des Hauptsammlers äußerst problematisch. Die quantitative Ermittlung des oben beschriebenen qualitativen Systemverhaltens des Hauptsammlers beim Aushub unter dem Deckel erforderte detaillierte numerische Untersuchungen. In Abstimmung mit allen Beteiligten galt es deshalb hochwertige Stoffgesetze anzuwenden, den bestehenden Hauptsammler wirklichkeitsnah zu modellieren und zahlreiche Variationen der Berechnungen durchzuführen, um die Maßnahmen zu optimieren und die Sensitivität der Modellierungsrandbedingungen zu erfassen.

Neben der Ermittlung des übergeordneten Systemverhaltes des Hauptsammlers im Zuge der Aushubarbeiten waren Detailnachweise in den Grenzzuständen zu führen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit war vor allem die Biegebeanspruchung der Stahlbetontübbinge und der Vergleich der eingebauten zur erforderlichen Bewehrung von Bedeutung. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit stellte sich die Frage nach der Größe der resultierenden Längs- und Ringfugenöffnungen sowie deren Einfluss in Bezug auf die Dichtigkeit und die Gebrauchstauglichkeit des Sammlers.

Erschwerend kam hinzu, dass bei Starkregenereignissen mit der Ausbildung eines hydraulischen Innendrucks im Hauptsammler zu rechnen war, welcher bei Fehlen der Erdauflast im Zuge der Herstellung des Tunnels zu einem „Aufplatzen“ der Ringe und einer Flutung der Baustelle führt. Dieser Umstand musste zu jedem Zeitpunkt der Herstellung durch entsprechende Maßnahmen verhindert werden.

Eine weitere Herausforderung bestand darin, dass in den Ausschreibungsunterlagen und in den technischen Regelwerken keine Grenzwerte hinsichtlich einer maximal zulässigen Ovalisierung des Sammlers vorgegeben wurden. Darüber hinaus waren die Angaben zur bestehenden Abdichtung in den Tübbingfugen gemessen an heutigen Standards zu vage, um eine fundierte Einschätzung des Abdichtungsvermögens der mittlerweile fast 50 Jahre alten Dichtung vornehmen zu können.

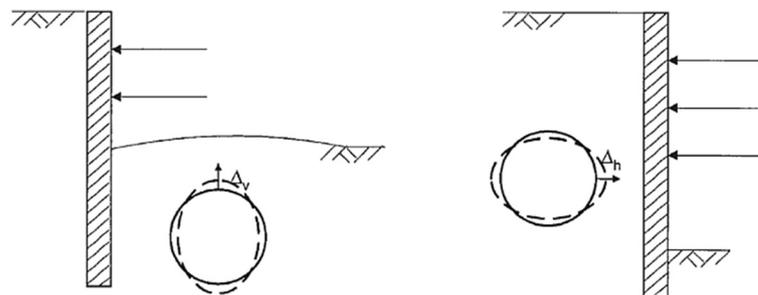


Abb. 3: Mögliche vertikale u. horizontale Ovalisierung in Abhängigkeit der Entlastungsrichtung (Lee and Ge, 2001)

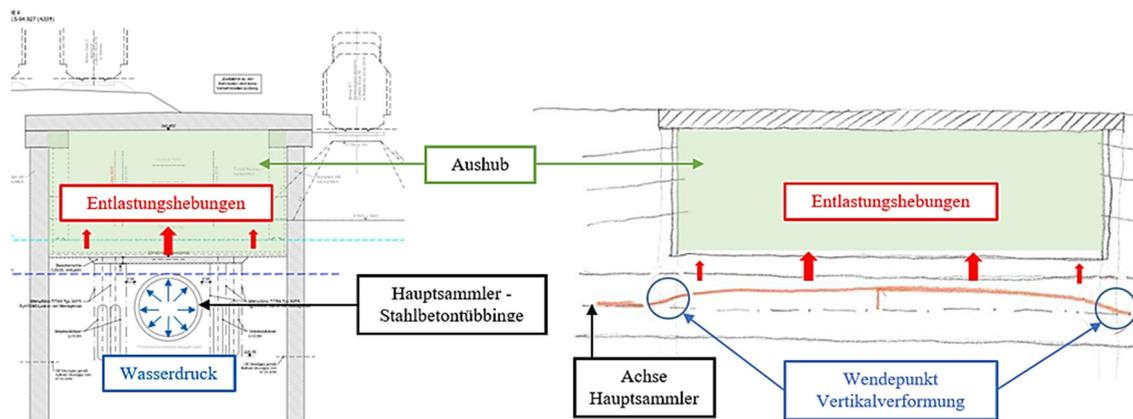


Abb. 4: Aushubinduzierte Hebungen und Innendruck im Hauptsammler

5 Amtsentwurf und alternative Lösungsansätze

5.1 Amtsentwurf

Der Amtsentwurf des Bauherrn, welcher der Planfeststellung zugrunde gelegt wurde, sah für die Herstellung von Block 18 kosten- und zeitintensive Maßnahmen zur Sicherung des Hauptsammlers vor (siehe Abb. 5). Durch konstruktive Maßnahmen sollte der Spannungszustand um den Hauptsammler (Tübbingring) beim Aushub weitgehend erhalten und dadurch die Beeinträchtigung der Integrität des Hauptsammlers durch den Aushub minimiert werden. Mit diesem Entwurf waren folgende wesentliche Maßnahmen vorgesehen:

- Kraftschluss des Hauptsammlers zum Tunneldeckel mittels DSV-Körper, zusätzlich eine rd. 1 m starke DSV-Schicht über dem Hauptsammler
- Start- und Zielbaugrube zur Herstellung eines in der horizontal orientierten DSV-Schicht verpressten Rohrschirms (Stahlrohrprofil RO610x25 mm) über dem Hauptsammler
- Absteifung des Rohrschirms über die Träger der Grubenverbauten (Start- und Zielbaugrube) und über den mittigen DSV-Körper am Tunneldeckel
- Nach Entfernen des Bodens zwischen den Grubenverbauten: Ersatz des DSV-Körpers durch eine Stahlkonstruktion, welche in die Tunnelsohle einbetoniert wird
- Entfernung der Stahlstützen nach Herstellung der Tunnelwände

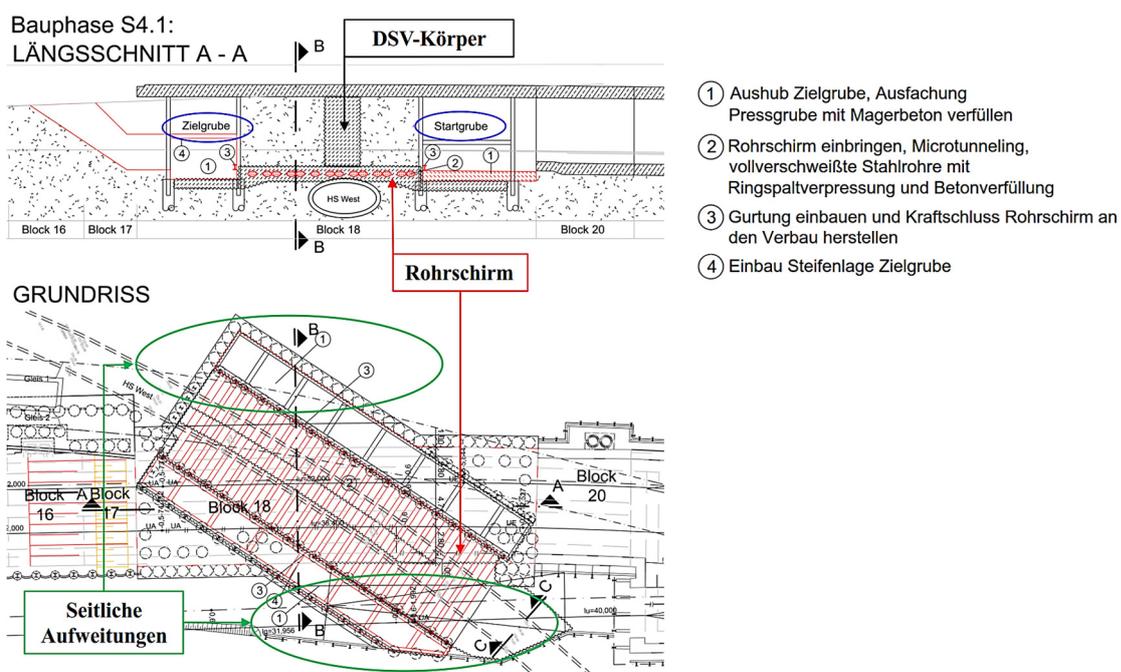


Abb. 5: Auszug Amtsentwurf Deckelbauweise Block 18 (Sweco, 2016/17)

5.2 Alternative Lösungsansätze

Im Jahr 2017 wurde seitens der ILF Consulting Engineers GmbH und der ARGE Tunnel Wolframstraße im Zuge der Angebotslegung zur Ausführung ein alternativer Vorschlag erarbeitet. Mit dem alternativen **Lösungsansatz 1** gemäß Abb. 6 war folgender Bauablauf geplant, welcher die in Tab. 1 angeführten Vor- bzw. Nachteile bedingte:

- Herstellung eines Rohrschirms (Ø 200 mm) ausgehend von einer parallel zum Hauptsammler und unter dem Deckel hergestellten temporären Sohle
- Vortrieb unter dem Deckel mit abschnittsweiser Herstellung einer bewehrten und nach unten verankerten Betonplatte (Verankerung seitlich des Hauptsammlers)
- Abstützen der Betonplatte bzw. der noch vorhandenen Bodenauflast gegen den Tunneldeckel bei Starkregenereignissen (temporäre Stützen)

Tab. 1: Pros und Contras (alternativer Lösungsansatz 1)

Pro	Contra
<ul style="list-style-type: none"> • Entfall Start- und Zielbaugrube • Entfall DSV-Körper • Baumaßnahmen nur im Bereich des späteren Tunnelbauwerks erforderlich, keine seitlichen Aufweitungen für Start- Zielbaugruben (siehe Abb. 5) 	<ul style="list-style-type: none"> • Erforderlicher Mehraushub zur Herstellung des Rohrschirms (höhere Entlastung) • Rohrschirm und dessen Bettung im Baugrund weisen geringe Steifigkeiten auf, die Verformungen können nur bedingt reduziert werden

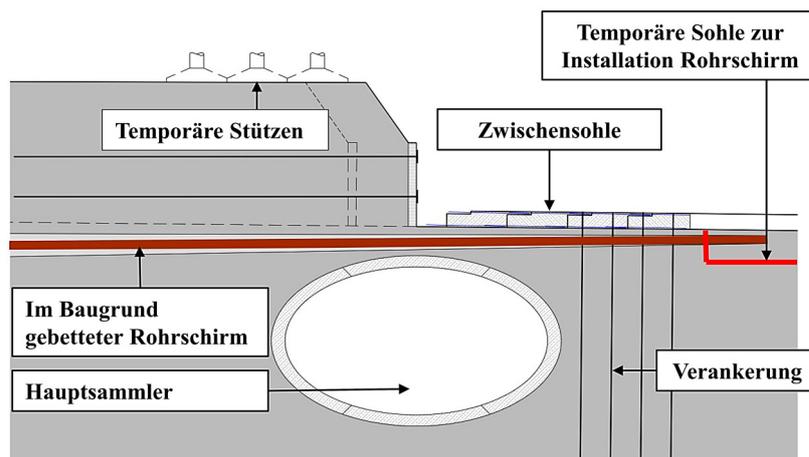


Abb. 6: Alternativer Lösungsansatz 1 – Tunnellängsschnitt

Nach Auftragsvergabe wurde eine weitere Alternative, **Lösungsansatz 2**, untersucht. Ziel war es, die Hebungen zufolge Bodenaushub weiter zu minimieren und damit den Hauptsammler vor übermäßigen Deformationen zu schützen. Mit dem alternativen Lösungsansatz 2 gemäß Abb. 7 waren folgende wesentliche Maßnahmen bzw. Vor- und Nachteile (siehe Tab. 2) verbunden:

- Herstellung eines Mittelstollens in 2 Etappen mit gespritzten, verankerten Seitenwänden (vgl. finale Herstellungssequenz bei Ulmenstollenvortrieb)
- Herstellung eines Sohlgewölbes im Mittelstollen, welches beidseits des Hauptsammlers verankert wird
- Seitlicher Ausbruch und Aufweitung des verankerten Sohlgewölbes
- Abstützen des Sohlgewölbes gegen den Tunneldeckel bei Starkregenereignissen (temporäre Stützen)

Tab. 2: Pros und Contras (alternativer Lösungsansatz 2)

Pro	Contra
<ul style="list-style-type: none"> • Entfall Start- und Zielbaugrube, DSV-Körper und Rohrschirm • Verformungsarme Baumethode bis Rückbau der Seitenwände (Sohlgewölbe u. Seitenwände stützen sich an Tunneldeckel ab) • Geringere Anzahl an temporären Stützen 	<ul style="list-style-type: none"> • Hoch beanspruchte Seitenwände und Sohlgewölbe • Herstellungstechnisch anspruchsvoller kraftschlüssiger Anschluss der Seitenwände an die Tunneldecke • Deutliche Hebungszunahme beim Entfernen der Seitenwände

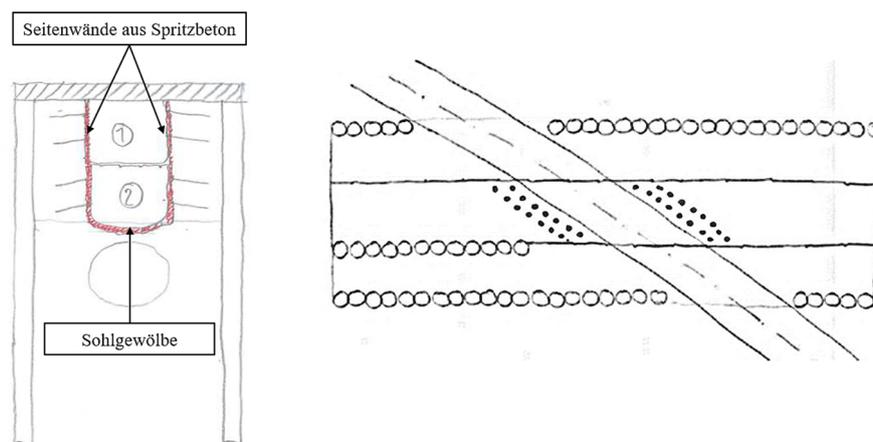


Abb. 7: Alternativer Lösungsansatz 2 – Skizze Ulmenstollenvortrieb Bauphase 2

6 Ausführungsvariante

Die Ausführungsvariante sah einerseits Maßnahmen zur Reduktion der Hebungen zufolge des Aushubs unter dem Deckel und andererseits zur Verhinderung eines „Aufplatzens“ der Firsttübbinge des Hauptsammlers bei Starkregenereignissen vor.

Nach Vorbereitung der Bohrebene (-1,5 m) erfolgte zunächst die Herstellung der Bohrpfähle und des Tunneldeckels (siehe Abb. 8). Da im Bereich des Hauptsammlers die seitliche Umschließung des Arbeitsraumes mittels Bohrpfählen nicht möglich war, kam mit fortschreitendem Aushub unter Deckel eine mit Bodennägeln gestützte Spritzbetonwand zur Anwendung (siehe Abb. 9).

Nach Erreichung der ersten Aushubebene (-6,5 m) wurden in einem Bereich von rd. 10 m seitlich des Hauptsammlers vertikale Mikropfähle eingebracht (Selbstbohranker, Lage der Mikropfählköpfe = Niveau der 3. Aushubebene). Die Mikropfähle wurden in weiterer Folge durch den fortschreitenden Aushub aufgrund der Entlastung des Bodens auf Zug beansprucht und bewirkten somit ein steiferes Verhalten der anstehenden Bodenschicht. Damit konnte eine Reduktion der unbehinderten Hebungen infolge der Aushubarbeiten im Bereich des Hauptsammlers erzielt werden. Im zweiten Aushubschritt erfolgte der Aushub unter Deckel bis auf Niveau - 8,0 m. Die noch verbleibende Bodenauflast über dem Hauptsammler von rd. 3,3 m war zur Sicherstellung der Standsicherheit (kein „Aufplatzen“ der Firsttübblinge) bei Starkregenereignissen ausreichend. Im Gegensatz dazu konnte die Standsicherheit des Hauptsammlers mit fortschreitendem Aushub und Erreichen der 3.Aushubebene nur durch eine mit Vorspannankern gestützte Zwischensohle sichergestellt werden. Um dabei das Zeitfenster bis zum Wirksamwerden der verankerten Zwischensohle zu minimieren, erfolgte der Aushub und die Herstellung der Zwischensohle sequentiell in 3 Phasen. Die chronologische Abfolge der Herstellung der bewehrten Zwischensohle wird in Abb. 10 näher erläutert. Die wesentlichen Vorteile des optimierten Sondervorschlages waren:

- Entfall Start- und Zielbaugrube, DSV-Körper, Rohrschirm und temporäre Stützen
- Verformungsarme Baumethode in allen Bauphasen
- Tunnelbauwerk konnte ohne Durchdringungen (Amtsentwurf sah Durchdringung der Sohlplatte durch Stahlkonstruktion vor) hindernisfrei hergestellt werden
- Baugestaltung in Block 18 wurde nicht durch Baubehelfsmaßnahmen, wie temporäre Stützen und Seitenwände aus Spritzbeton, unterbrochen

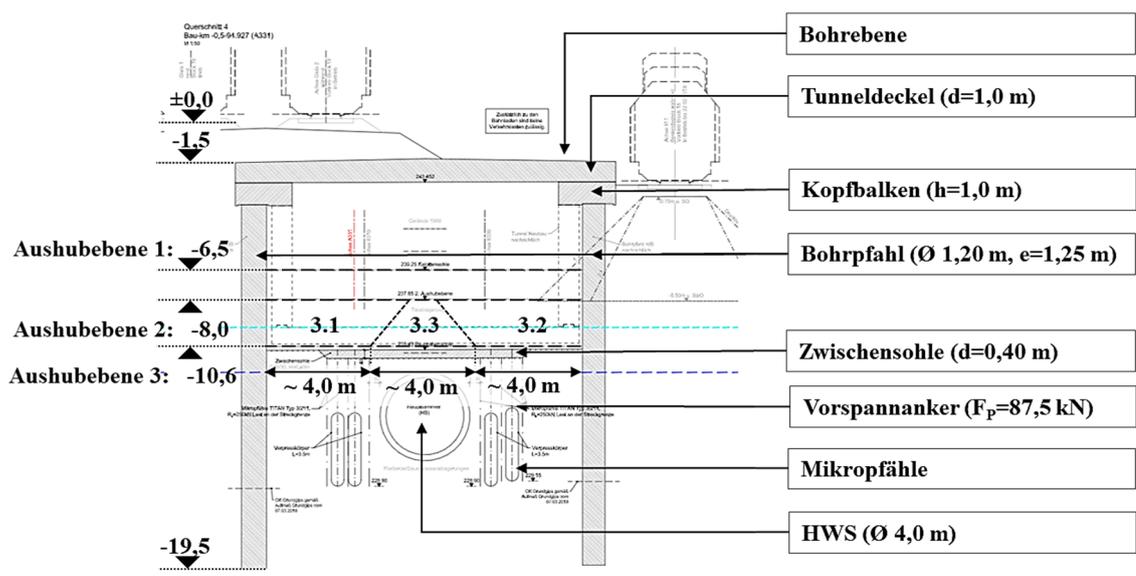


Abb. 8: Optimierter Sondervorschlag - Querschnitt Block 18

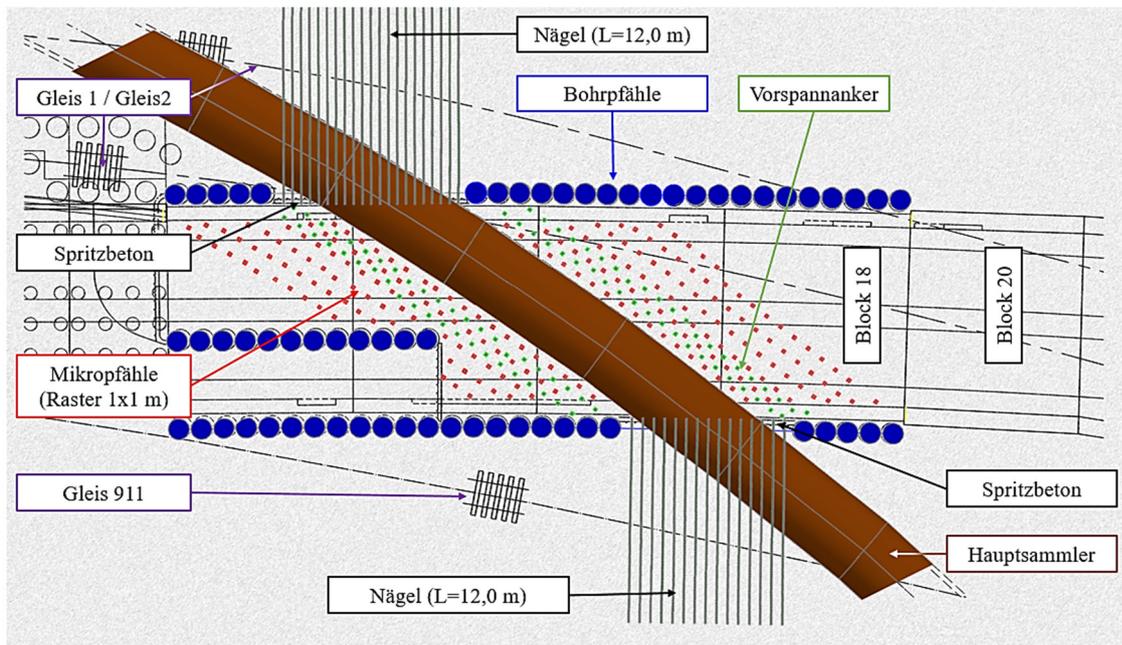


Abb. 9: Optimierter Sondervorschlag – Lageplan Block 18

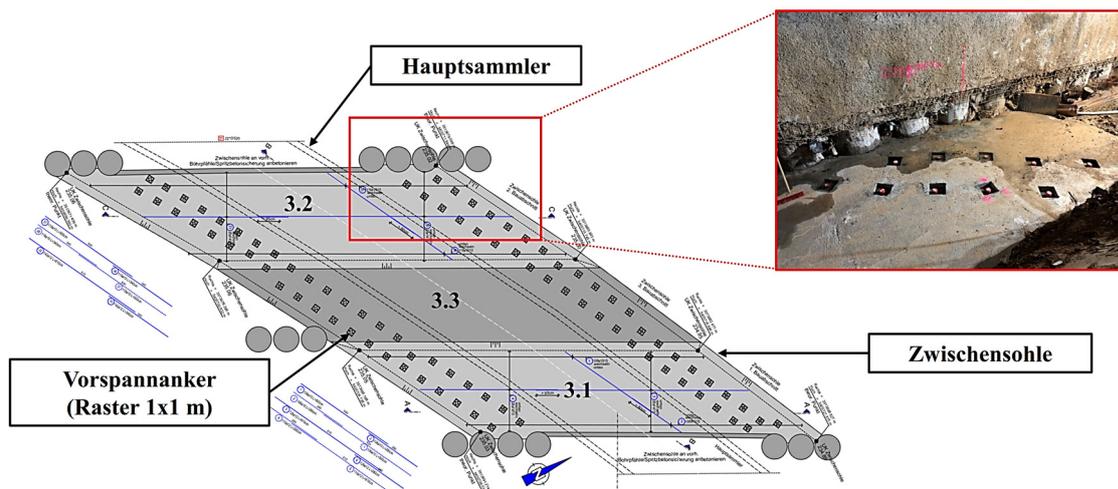


Abb. 10: Optimierter Sondervorschlag – verankerte Zwischensohle Block 18

7 Numerische Analyse

In Granitzer (2019) wurde auf Grundlage der bestehenden numerischen 2D Studien (zur bautechnischen Nachweisführung im Zuge der Herstellung von Block 18) ein 3D Finite Elemente Modell entwickelt (siehe Abb. 11), welches eine genauere Untersuchung des Systemverhaltens erlaubte. Die Modellierungsrandbedingungen (z.B. Geometrie, Berechnungsphasen, Bodenverhältnisse) sowie zweckmäßige Modellvereinfachungen wurden dabei in enger Abstimmung mit den Projektpartnern vor Ort festgelegt. Das vorliegende Kapitel beleuchtet im Folgenden wesentliche Aspekte der numerischen Untersuchungen sowie ausgewählte Berechnungsergebnisse.

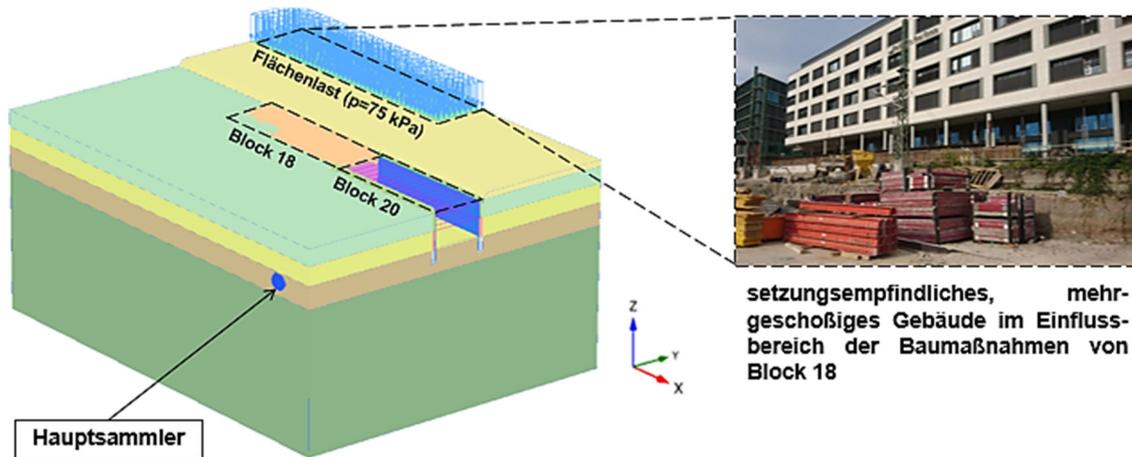


Abb. 11: Gesamtübersicht des 3D Finite Elemente Modells (Granitzer, 2019)

7.1 Veranlassung und Ziel

Die numerische Berechnung wurde in Plaxis 3D 2018.01 (Brinkgreve et al., 2018) durchgeführt. Dabei wurden folgende Punkte untersucht:

- Abschätzung anisotroper Materialparameter des Hauptsammlers zur Berücksichtigung des Einflusses der Längs- und Ringfugen (siehe Abb. 12)
- Sensitivitätsstudie ausgewählter Modellierungsrandbedingungen (z.B. Modellabmessungen, Herstellungsprozess des Hauptsammlers)
- Strukturverhalten des bestehenden Hauptsammlers sowie aushubinduzierte Hebungen in der Baugrube während der Herstellung von Block 18
- Systemverhalten infolge eines während Starkregenereignissen auftretenden hydraulischen Innendrucks
- Abschätzung der Beanspruchung ausgewählter konstruktiver Elemente (z.B. Bohrpfahlwände)

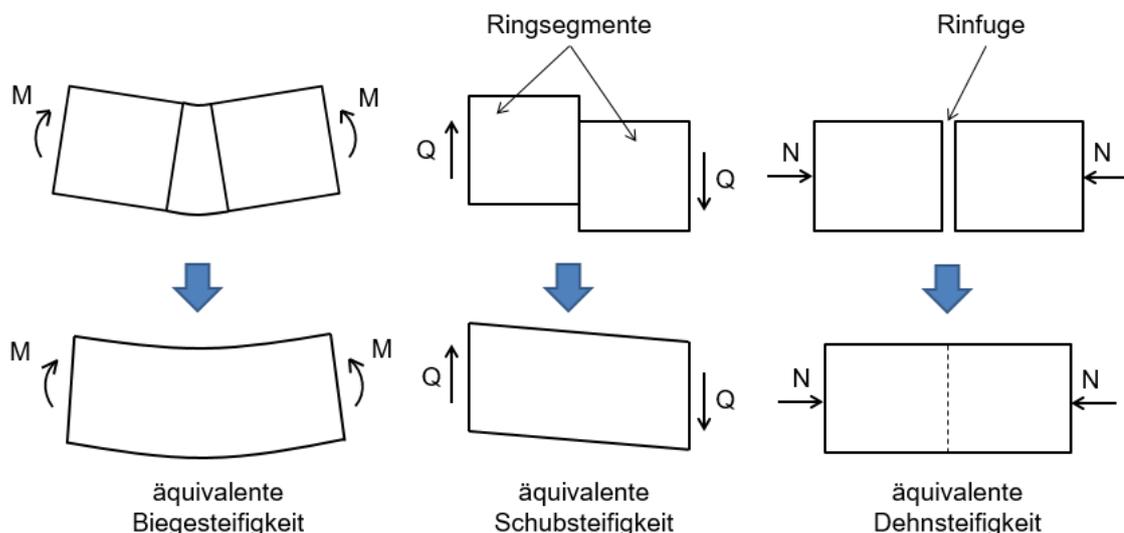


Abb. 12: Berücksichtigung des Einflusses der Hauptsammlerfugen auf das Deformationsverhalten mittels äquivalenter Steifigkeiten (Granitzer, 2019)

7.2 Finite Elemente Berechnung

Die Diskretisierung des Modellbereiches (120 x 90 x 55 m) erfolgte mit knapp 1.150.000 10-knotigen Elementen (quadratische Ansatzfunktion), wobei die hohe Elementanzahl vorwiegend auf die erhöhte Netzdichte im Bereich des Hauptsammlers bzw. der Bohrpfahlwand zurückzuführen ist. Den Bodenschichten wurden in Anlehnung an das Baugrundmodell (siehe Abb. 2) die in Tab. 3 aufgelisteten Parametersets zugewiesen; die Parameter wurden auf Basis des vorhandenen geotechnischen Berichts festgelegt (CDM Smith, 2017). Insbesondere die hohe Anzahl an Strukturelementen (rd. 100 Vorspannanker, rd. 200 vertikale Mikropfähle) sowie die gekrümmte Geometrie des Hauptsammlers ($R_{\text{Grundriss}} = 200 \text{ m}$) stellten aus modellierungstechnischer Sicht eine Herausforderung dar. Zudem wurde das sehr steife Bodenverhalten bei kleinen Dehnungen, wie es im HS-small Modell realisiert wird (Benz, 2007), berücksichtigt.

Tab. 3: Auszug aus den Berechnungskennwerten

	Modell	Type	γ_{unsat}	γ'	ϕ'	c'	E	$E_{50,\text{ref}} = E_{\text{oed},\text{ref}}$	$E_{\text{ur},\text{ref}}$	p_{ref}
	-	-	kN/m ³	kN/m ³	°	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
künstl. Auffüllung	MC	D	19	9	25	5	4.000	-	-	100
Talablagerungen	HSS	D	19	9	17.5	10	-	8.000	16.000	100
Fließerde	HSS	D	20	10	25	15	-	8.500	17.000	100
Grundgips	HSS	D	21	11	25	20	-	21.000	42.000	100

7.3 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Im Gegensatz zu einem isotropen, kontinuierlich in Tunnelachsrichtung verlaufenden Ringquerschnitt weisen mit Tübbingungen ausgekleidete Tunnel Längs- und Ringfugen auf, welche einen signifikanten Einfluss auf das Systemverhalten haben. Zur Berücksichtigung dieses Umstandes wurde der gegenständliche Hauptsammler mittels anisotroper Steifigkeiten („indirect-joint model“) modelliert. Eine detaillierte Vorstudie in Granitzer (2019) zur Abschätzung der Steifigkeitsparameter ($E_1, E_2, G_{12}, G_{23}, G_{13}$) führte zu folgenden wesentlichen Ergebnissen, welche im nachgelagerten 3D Finite Elemente Modell von Block 18 berücksichtigt wurden:

- Insbesondere bei Entlastungsproblemen (z.B. Baugrubenaushub) ist mit zusätzlichen Parameterstudien nachzuweisen, dass die Lage der Modellränder keinen signifikanten Einfluss auf Berechnungsergebnisse hat.
- Aus ingenieurpraktischer Sicht war eine Annäherung der vorliegenden hexagonalen Tübbinggeometrie des Hauptsammlers als Parallelringsystem mit durchgehenden Längsfugen notwendig (siehe Abb. 13). Unter Annahme symmetrischer Be- und Entlastungsverhältnisse konnte gezeigt werden, dass der Einfluss der Rotationssteifigkeit in den Längsfugen auf das Verhalten (Schnittgrößen, Deformationen) vernachlässigbar ist.

- Im Regelfall liegen keine großmaßstäblichen Versuchsergebnisse zur Quantifizierung der durch die Ringfugen induzierten Steifigkeitsreduktion in Tunnelachsrichtung vor. In Abhängigkeit der geometrischen Randbedingungen wird in Bao et al. (2015) und Liao et al. (2008) eine Reduktion der Dehn- und Biegesteifigkeit in Längsrichtung von 60 – 86 % als zweckmäßig erachtet.

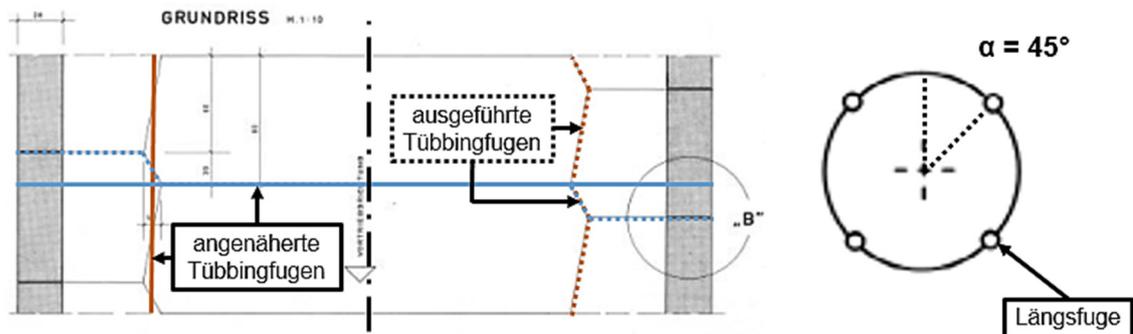


Abb. 13: Angenäherte Fugengeometrie (links); Lage der Längsfugen (rechts) (Granitzer, 2019)

Die numerischen Untersuchungen der in Kapitel 6 beschriebenen, ausgeführten Baumaßnahmen lieferten unter anderem folgende Ergebnisse hinsichtlich des prognostizierten Systemverhaltens:

- Wie bereits zuvor in Abb. 3 dargestellt, tritt in Abhängigkeit der Lage des betrachteten Querschnittes ein unterschiedliches Deformationsverhalten des Hauptsammlers innerhalb (vertikale Ovalisierung) bzw. außerhalb (horizontale Ovalisierung) der Baugrube auf.
- Die Ausbildung eines hydraulischen Innendrucks infolge des Eintritts von Starkregen führt zur Setzung des gesamten Hauptsammlers (siehe Abb. 14).
- Die initiale Biegemomentenbeanspruchung des Hauptsammlers in Baugrubenmitte weicht wesentlich vom Beanspruchungszustand am Ende des Herstellungsprozesses von Block 18 ab (siehe Abb. 15). An Firste, Ulme und Sohle kommt es im Zuge der Aushubarbeiten zu einem Vorzeichenwechsel der Biegemomente. Die max. Beanspruchung tritt unmittelbar nach dem letzten Teilaushubschritt Exc. 3.3 auf.

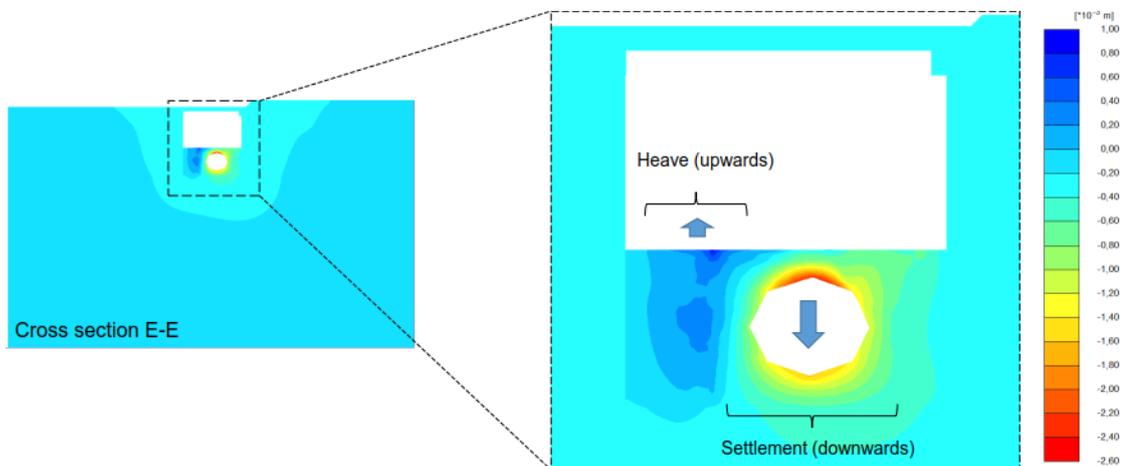


Abb. 14: Phase displacements infolge des hydr. Innendrucks (Granitzer, 2019)

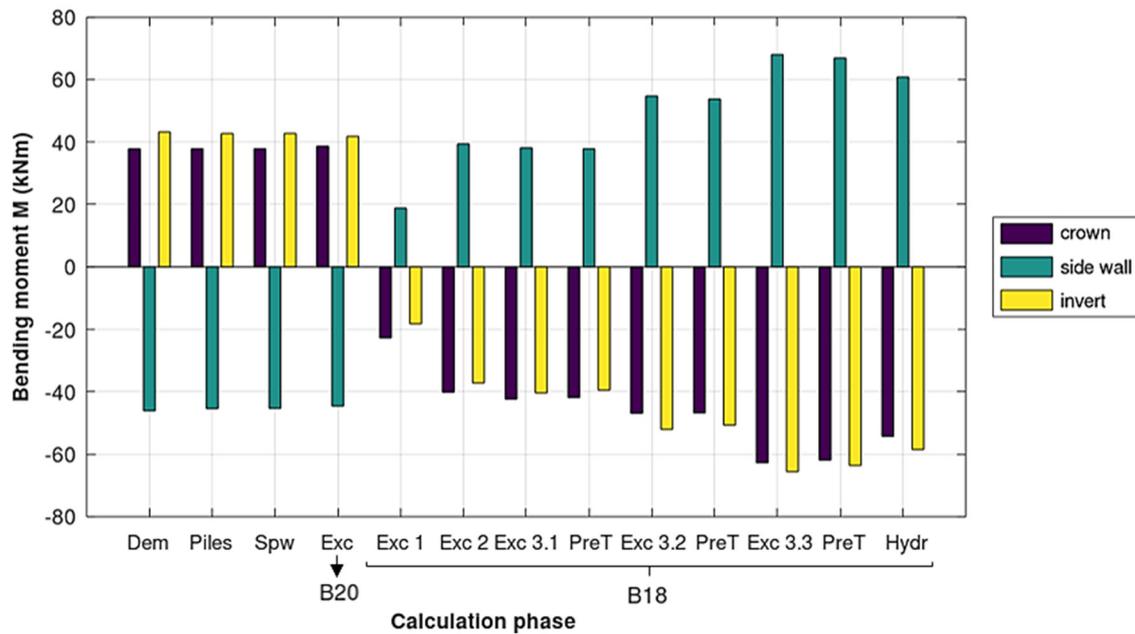


Abb. 15: Biegemomentenbeanspruchung M an Firste (crown), Ulme (side wall) und Sohle (invert) im Zuge der Herstellung von Block 18 (Granitzer, 2019)

8 Ausführung

Zur Validierung der rechnerischen Prognose und zur Reduktion des technischen und wirtschaftlichen Risikos wurde die Beobachtungsmethode angewandt. Diese Methode wird gemäß ÖNORM EN 1997-1 (2014) als zweckmäßig erachtet, wenn „die Vorhersage des geotechnischen Verhaltens schwierig ist“ und „der Entwurf während der Bauausführung überprüft und gegebenenfalls angepasst wird“. Zur Überwachung des Hauptsammlers wurden dazu vor Beginn der Aushubarbeiten in einem Abstand von rd. 4,8 m in Längsrichtung des Sammlers 13 Messprofile mit je 4 Messbolzen und zusätzlichen Dehnmessstreifen, sogenannte Riss-Spione, über den Fugen der Tübbinge installiert. Um ein gegenüber der Prognose ungünstigeres Deformationsverhalten des Hauptsammlers beim Aushub frühzeitig erkennen und darauf mit entsprechenden technischen Maßnahmen reagieren zu können, wurden Warn- und Alarmwerte für alle Bauzustände (auch vor Erreichen der finalen Baugrubensohle) definiert.

Die Teilaushubschritte 3.1, 3.2 und 3.3 (siehe Abb. 8) zur Herstellung der Zwischensohle wurden bewusst in Zeitfenstern hergestellt, in denen ein Auftreten des Lastfalles „Innendruck“ als unwahrscheinlich angesehen wurde. Dazu wurden laufend Niederschlagsprognosen beim Deutschen Wetterdienst abgefragt. Als Notfallmaßnahme wurden zusätzlich mit Sand gefüllte „Big Bags“ (siehe Abb. 16, links) vorgehalten, welche im Notfall kurzfristig als Gegenlast im Bereich oberhalb des Hauptsammlers platziert werden konnten, um das „Aufplatzen“ der Firsttübbinge zu verhindern.



Abb. 16: Notfallmaßnahme „Big Bags“ (links); geringe Arbeitshöhe bei Mikropfahlherstellung (rechts)

Die zur Hebungsreduktion eingebauten vertikalen Mikropfähle mussten so knapp wie möglich unter dem Deckel hergestellt werden, um deren Wirkung bestmöglich ausschöpfen zu können (siehe Abb. 16, rechts). Um die Herstellung der rd. 200 Pfähle zu beschleunigen, wurden Mikropfähle mit verlorenen Bohrkronen (Selbstbohranker) verwendet. Bei dieser Art der Herstellung musste kein Bohrgestänge zurückgezogen und aufgrund der geringen Arbeitshöhe wieder in Teilstücke zerlegt werden.

Zur Verhinderung des „Aufplatzens“ des Hauptsammlers bei Starkregen wurde eine verankerte Zwischensohle vorgesehen (siehe Abb. 17). Damit die Anker möglichst schnell nach Herstellung der Zwischensohle vorgespannt werden konnten, wurden diese bereits von Aushubebene 2 aus hergestellt. Dadurch konnte sichergestellt werden, dass die Verpresskörper der Vorspannanker zum Zeitpunkt der Fertigstellung der Zwischensohle bzw. der Aufbringung der Vorspannkraft ausgehärtet waren.



Abb. 17: Bewehrte Zwischensohle vor dem Betonieren (links) bzw. nach Aufbringen der Vorspannkraft (rechts)

Die Überführung des Abwasserhauptsammlers wurde im Juni 2019 erfolgreich ohne Beeinträchtigung der Trag- und Gebrauchstauglichkeit gemäß Zeitplan abgeschlossen.

9 Literatur

- Bao, Z., 2015. *Longitudinal Rigidity of Shield Tunnels Based on Numerical Investigation*. ITA WTC 2015 Congress and 41st General Assembly, Dubrobnik.
- Benz, T., 2007. *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences* (Ph.D. Thesis, Mitteilungsheft Nr. 55). University of Stuttgart, Stuttgart.
- Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., Swolfs, W., Zampich, L., Ragi Manoj, N., 2018. *Plaxis 3D Reference Manual 2018*, Delft.
- CDM Smith, 2017. Stuttgart 21, PFA 1.5 Los 4 Süd, Geotechnischer Bericht, Tunnel offene Bauweise, Stuttgart.
- Granitzer, A., 2019. *3D Finite Element Analysis of building lot "Wolframstraße"*, Master's Thesis, Montanuniversität Leoben, Leoben.
- Lee, K.M., Ge, X.W., 2001. *The equivalence of a jointed shield-driven tunnel lining to a continuous ring structure*. Can. Geotech. J. 38, 461–483.
- Liao, S.-M., Peng, F.-L., Shen, S.-L., 2008. *Analysis of shearing effect on tunnel induced by load transfer along longitudinal direction*. Tunnelling and Underground Space Technology 23, 421–430.
- ÖNORM EN 1997-1, 2014. Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln, Austrian Standards Institute, Wien.
- Sweco, 2016/17. Stuttgart 21, PFA 1.5 Los 4 Süd, Ausschreibungsunterlagen, Stuttgart.