

Bahnsteigerweiterung U-Bahnhof Marienplatz

Komplexe Tunnelbaumaßnahme unter dem Münchner Rathaus

Dipl.-Ing. Christian Hofstetter

Schmitt Stumpf Frühauf und Partner Ingenieurgesellschaft mbH, München

Dipl.-Ing. Holger Heidkamp

SOFiSTiK AG , Oberschleißheim

Zusammenfassung:

Der bestehende Münchner U-Bahnhof Marienplatz aus dem Jahre 1971 soll zur Fußball-WM 2006 auf die gestiegenen Kapazitätsanforderungen ausgebaut werden. Neben den beiden bestehenden, parallel verlaufenden Bahnsteigtunneln direkt unter dem historischen „Neuen Rathaus“ werden zwei Erweiterungstunnel aufgeföhren und an jeweils elf Stellen mit den Bestands-tunneln verbunden. Die unmittelbare Nähe zur historischen und stark setzungsempfindlichen Bausubstanz stellt erhöhte Anforderungen an die technische Lösung der Bauaufgabe. Für einen sicheren und setzungsarmen Tunnelvortrieb im anstehenden Lockergestein müssen die schwierigen geologischen und hydrologischen Bedingungen mit möglichst geringen, aber effizienten Eingriffen beherrscht werden. Beim Herstellen der Durchgänge zwischen neuem und altem Bahnsteigtunnel sind hinsichtlich der Unwägbarkeiten einer Baumaßnahme im Bestand Spannungsumlagerungen möglichst zu minimieren. Unter diesen Rahmenbedingungen wurden von der Bauforma Max Bögl mehrere Sondervorschläge zum Angebot eingereicht und von der Stadt München beauftragt. Der Hauptsondervorschlag sieht als zentrales Element eine gewölbartige Baugrundvereisung über der Firste der neuen Bahnsteigtunnel vor.

Die statischen Berechnungen zur Baumaßnahme müssen alle relevanten Bau- und Spannungszustände erfassen und vor allem die Tragwirkung des Bodens realitätsnah abbilden. Im Hinblick auf Flexibilität und Rechenzeitoptimierung bietet sich die Berechnung an zweidimensionalen FE-Scheiben-Modellen an, wie sie im Tunnelbau üblich sind. Die Durchbrüche zwischen neuem und altem Tunnel können dagegen aufgrund vorhandener Fugen im Bestandsbauwerk nur mit einem dreidimensionalen FE-System richtig erfasst werden. Vor diesem Hintergrund wurde ein zweistufiges Vorgehen gewählt. Alle Bauphasen im Zusammenhang mit dem Tunnelvortrieb wurden an 2-D-Modellen berechnet. Anschließend wurden daraus 3-D-Modelle extrudiert und die eingepprägten Spannungen aus dem Tunnelvortrieb vom 2-D-Modell darauf übertragen. Die Berechnung der Durchbruchsphasen erfolgte dann am 3-D-Modell. Der innovative Berechnungsansatz führte zu beherrschbaren Einzelsystemen und garantierte zugleich über die Schnittstelle 2-D zu 3-D eine durchgängige und exakte Tragwerksanalyse.

1 EINFÜHRUNG

Am 19. Oktober 1971 wurde nach 7-jähriger Bauzeit mit der Linie U6 der erste Teilabschnitt der Münchner U-Bahn zwischen den Bahnhöfen Kieferngarten und Goetheplatz eröffnet. Die wichtigste und zentralste Station dieser Linie ist der U-Bahnhof Marienplatz, wo in einem gemeinsamen Verkehrsbauwerk das Umsteigen zur S-Bahn möglich ist. Der U-Bahnhof Marienplatz besteht aus zwei parallel geführten Bahnsteigtunneln, die unmittelbar unter dem historischen „Neuen Rathaus“ Münchens verlaufen.

Aufgrund des stark gestiegenen Fahrgastaufkommens seit der Eröffnung 1971 führt die derzeitige bauliche Situation in den Spitzenstunden zu einer erheblichen Enge und Behinderung der Fahrgäste beim Ein- und Aussteigen. Im Brennpunkt liegt vor allem das südliche Ende der Bahnsteige, da sich dort die Wege der S-Bahn-Umsteiger mit den Fahrgastströmen von und zur Oberfläche kreuzen. Einen zusätzlichen Anstieg der Fahrgastzahlen in der Spitzenstunde auf 32.500 wird das neue Fußballstadion in Fröttmaning bringen, welches mit der U6 angebunden wird.

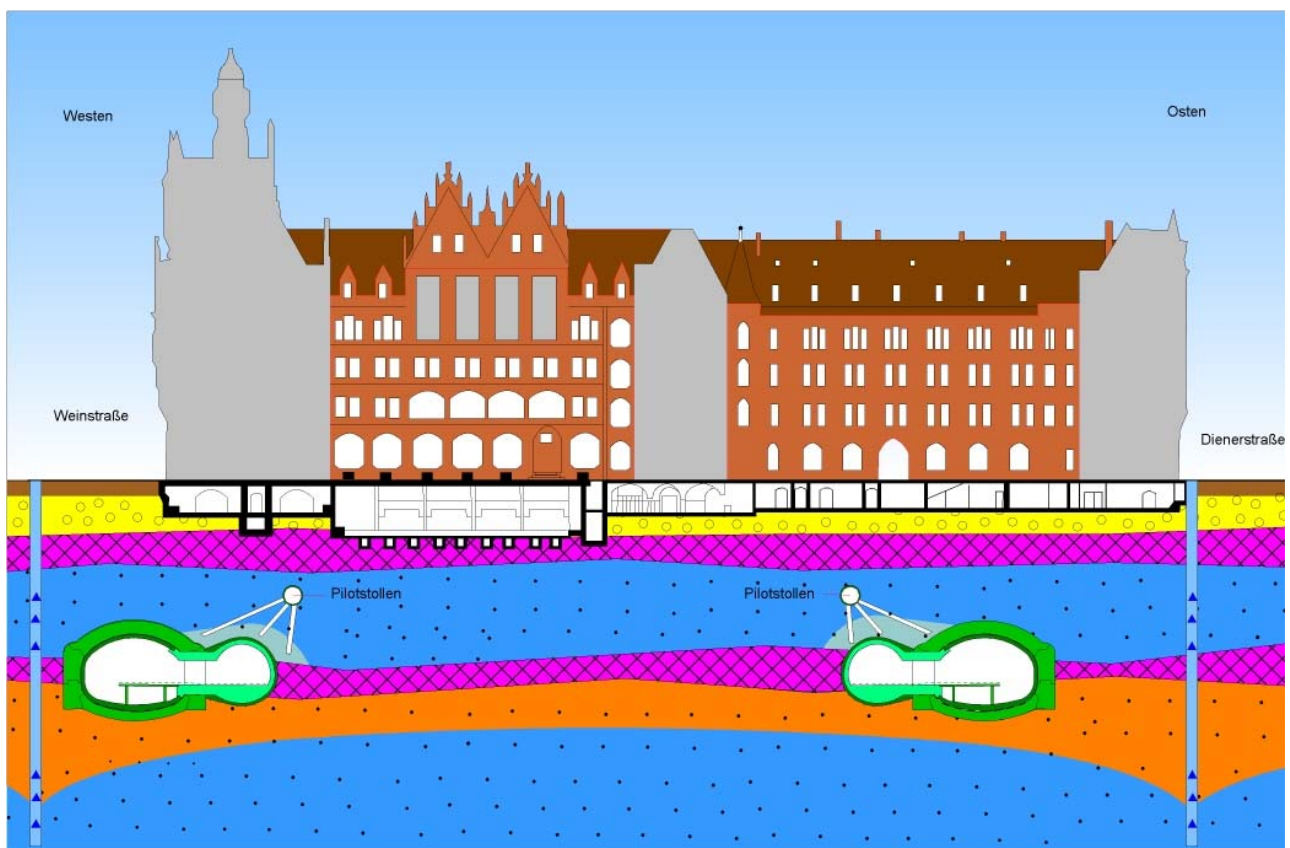


Abbildung 1: Baumaßnahme im Kontext der Gesamtsituation

Pünktlich zur Fußball-WM 2006 sollen deshalb die Bahnsteige am U-Bahnhof Marienplatz erweitert und der Weg für S-Bahn-Umsteiger komfortabler gestaltet werden. Zwei zusätzliche Tunnel werden die beiden Bahnsteige auf etwa doppelte Fläche vergrößern und die Fahrgastströme entflechten. An je elf Stellen sollen die alten und neuen Bahnsteigröhren miteinander verbunden

werden. Nach dem jeweils südlichsten Durchgang knicken die neuen Fußgängertunnel zur Mitte des bestehenden Verkehrsbauwerk Marienplatz ab, um die zur S-Bahn umsteigenden Fahrgäste direkt zu den dort befindlichen Treppenanlagen zu führen.

Die geplante Baumaßnahme umfaßt somit je Bahnsteig mehrere Einzelbauwerke bzw. -bauteile und Ausführungsphasen. Zu Beginn der Maßnahme muß je ein 30 m tiefer Startschacht nördlich des Rathauses hergestellt werden, von dem aus der Tunnelanschlag und die Ver- und Entsorgung während der gesamten Bauzeit erfolgt. Anschließend können die neuen Fußgängertunnel mit ca. 55 m² Ausbruchsquerschnitt im bergmännischen Vortrieb mit zwei Richtungsänderungen und direktem Kontakt zum Bestandstunnel aufgeföhren werden. Nach Abschluss der Vortriebsarbeiten müssen die je elf Durchgänge zwischen neuer und alter Tunnelröhre und der stirnseitige Anschluss der neuen Tunnel an das Verkehrsbauwerk Marienplatz hergestellt werden. Mit dem Einbau der wasserdruckhaltenden Innenschalen der neuen Fußgängertunnel sowie der Auskleidung der Startschächte werden die Rohbauarbeiten abgeschlossen.

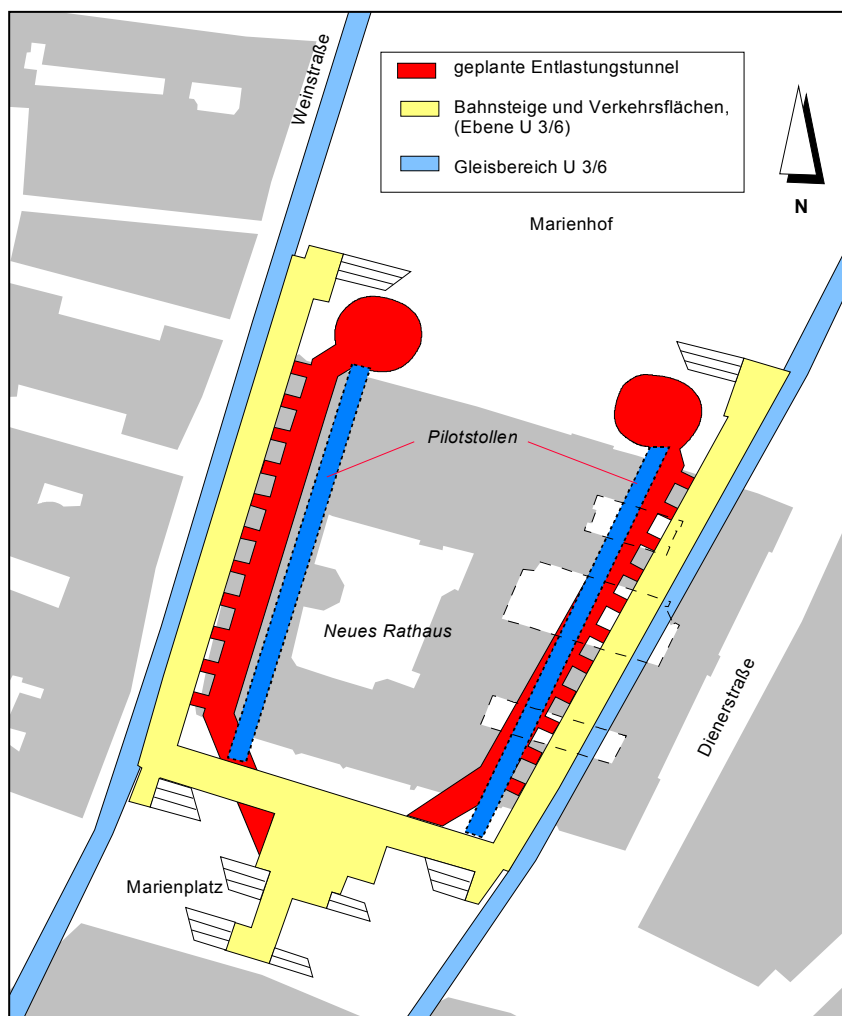


Abbildung 2: Übersichtsplan der Baumaßnahme

2 BAUGRUNDVEREISUNG ALS ANTWORT AUF DIE ÖRTLICHE GEOLOGISCHE UND HYDROLOGISCHE SITUATION

2.1 Örtliche Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Für einen sicheren und setzungsarmen Tunnelvortrieb im anstehenden Lockergestein müssen die gegebenen geologischen und hydrologischen Bedingungen mit möglichst geringen, aber effizienten Eingriffen beherrscht werden. Die örtlichen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse sind sowohl aus den Ortsbrustkartierungen der ersten Tunnelbaumaßnahme unter dem Rathaus (1967 – 1969) als auch durch eine Reihe aktueller Aufschlussbohrungen und Pumpversuche sehr gut erschlossen. Unmittelbar unter der Geländeoberfläche stehen sandige Fein- bis Grobkiese des Quartärs mit einer Mächtigkeit von 2 - 5 m an. Ein geschlossener Grundwasserhorizont fehlt in diesem Bereich, einzelne Quartärwässer infolge versickernder Niederschläge können jedoch auftreten. Die darunterliegenden tertiären Bodenschichten weisen die für München übliche Wechsellagerung aus grundwasserführenden Sandschichten und grundwasserstauenden Schluff- und Tonschichten auf. Im Bereich der Vortriebsarbeiten sind zwei 7 – 12 m mächtige Grundwasserstockwerke vorhanden, die durch einen mehrere Meter dicken Stauer voneinander getrennt sind. Das untere Stockwerk führt gespanntes Grundwasser, das die gleiche Druckhöhe wie das erste Stockwerk erreichen kann. Wegen des stark schwankenden Schichtreliefs liegt die Firste der neuen Fußgängertunnel teilweise im Stauer, teilweise im oberen Grundwasserstockwerk. Zusätzlich können im Stauer eingelagerte geringmächtigere Sandschichten mit gespanntem Grundwasser in der Firste angeschnitten werden. Die Tunnelsohle liegt fast durchgehend in der unteren tertiären Sandschicht.

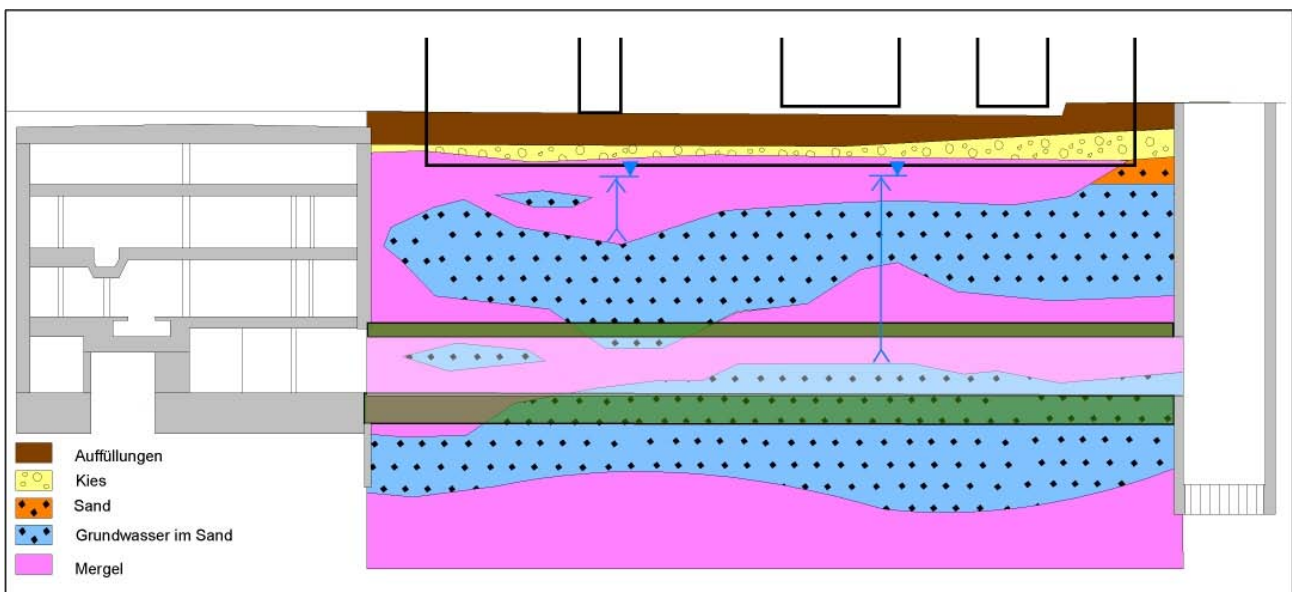


Abbildung 3: Örtliche Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Eine zusätzliche hydrologische Besonderheit resultiert aus der ersten Tunnelbaumaßnahme. Die alten Grundwasserabsenkbrunnen wurden durch alle Schichten hindurch mit Kiesmaterial verfüllt

und stellen Verbindungen zwischen den einzelnen Grundwasserstockwerken her. Aufgrund der hydraulischen Kurzschlüsse ist in den betroffenen tertiären Sandlagen mit einem erhöhten Wasserandrang und -nachschiebung zu rechnen.

Zur Beherrschung der örtlichen hydrologischen Verhältnisse sah der Ausschreibungsentwurf eine Horizontalwasserhaltung von den beiden Startschächten aus vor. Die beiden Grundwasserstockwerke über und unter dem Tunnelvortrieb sollten durch einen Schirm aus 100 m langen Horizontalbrunnen abgesenkt bzw. entspannt werden. Um die dabei zu erwartenden Setzungen zu korrigieren, sollten über weitere Horizontalbohrungen gezielte Hebungsinjektionen erfolgen. Als Firstsicherung war ein Rohrschirm geplant, der im Zuge des Vortriebs abschnittsweise von der Ortsbrust aus einzubauen war.

2.2 Baugrundvereisung als Sondervorschlag

Alternativ dazu wurden von der Fima Max Bögl mehrere Sondervorschläge zum Angebot eingereicht, welche von der Stadt München beauftragt wurden. Die Ingenieurgesellschaft Schmitt Stumpf Frühauf und Partner hatte bereits in der Angebotsphase die Sondervorschläge bearbeitet und wurde nach der Vergabe an Max Bögl mit der Ausführungsplanung beauftragt. SSF beauftragte wiederum Herrn Dr.-Ing. Orth, der bereits in den Auftragsverhandlungen Max Bögl beraten hatte, für die Beratungsleistungen Baugrundvereisung. Bei den FE-Berechnungen im Zuge der Ausführungsplanung wurde SSF von der Sofistik AG beratend unterstützt.

Der Hauptsondervorschlag sieht als zentrales Element eine gewölbeartige Baugrundvereisung über der Firste der neuen Bahnsteigtunnel vor. Dem geplanten Eisschirm fallen dabei mehrere Funktionen gleichzeitig zu, was sich sowohl auf die Vortriebssicherheit und Setzungsminimierung als auch auf den Fertigstellungstermin und die Wirtschaftlichkeit positiv auswirkt.

Zunächst stellt die Vereisung über dem Ausbruchsquerschnitt eine erhebliche Bodenverbesserung gegenüber dem ungefrorenen Zustand dar. Zusammen mit der bewusst gewählten gewölbeartigen Form wird dadurch beim Vortrieb eine äußerst günstige und setzungsarme Lastabtragung im Boden ermöglicht. Anschließende Kriecheffekte und die Gefügestörung im Boden beim Auftauen werden durch die schnell wirksame und steife Spritzbetonschale abgefangen, so dass nur mit minimalen Setzungen zu rechnen ist. Korrekturen durch Hebungsinjektionen können entfallen.

Darüber hinaus dient der Eisschirm als vorauseilende Firstsicherung, die optimal und flexibel an den Bestandstunnel angepasst werden kann. Die Vereisungsbohrungen können je nach Erfordernis bis zum Kontakt mit dem Bestand abgeteuft werden und so den engen Lückenschluss und die Abdichtung gegen Firstwasser sicherstellen. Die gewählte Lösung der Vereisung von einem

Pilotstollen aus entkoppelt zudem die Voraussicherung vom Tunnelbau und ermöglicht so einen schnellen und kontinuierlichen Vortrieb. Dies wirkt sich sowohl im Hinblick auf die Setzungsminimierung als auch auf den Fertigstellungstermin positiv aus. Gegenüber dem Amtsvorschlag mit Rohrschirmsicherung kann die doppelte Vortriebsgeschwindigkeit erreicht werden. Zusätzlich stellt die Vereisung gegenüber anderen Firstsicherungsmaßnahmen eine sehr umweltfreundliche Variante dar, da sie zu 100% rückbaubar ist.

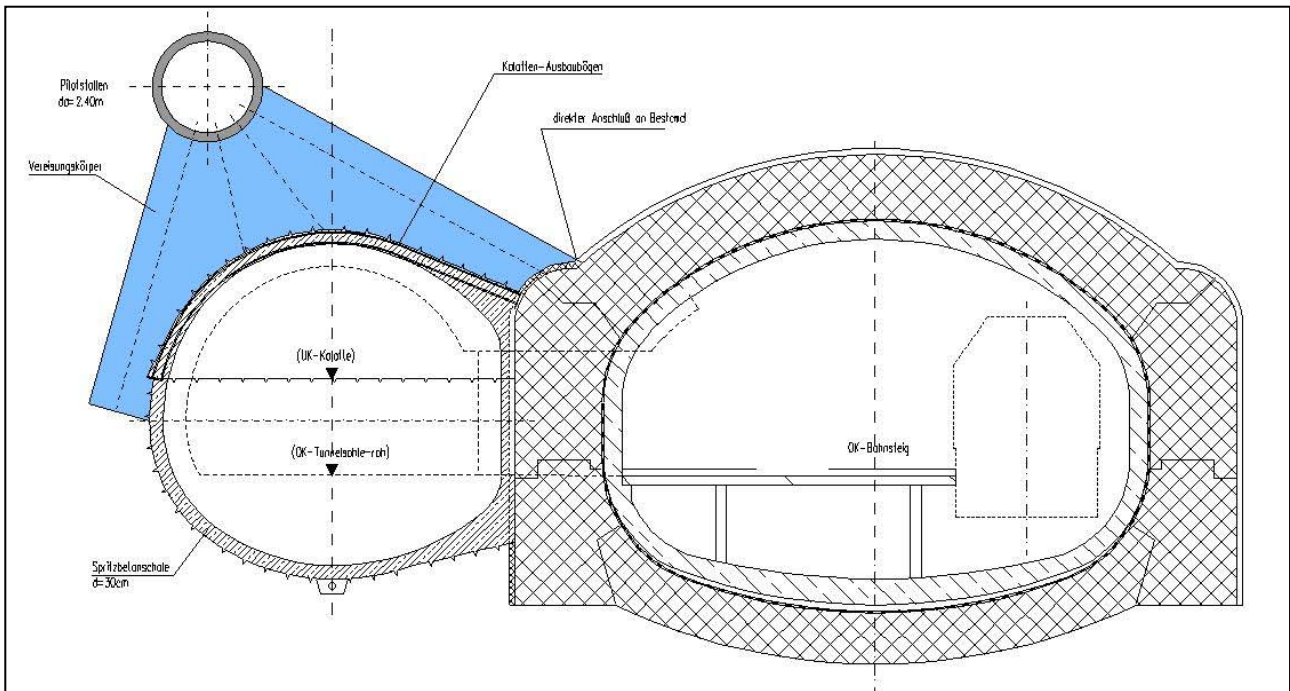


Abbildung 4: Komponenten und Geometrie Baugrundvereisung

Schließlich schirmt der Frostkörper den Ausbruchsquerschnitt gegen das obere Grundwasserstockwerk ab, das somit für die Baumaßnahme nicht entwässert werden muss. Die Brunnen können gezielt und ausschließlich auf das untere Grundwasserstockwerk konzentriert werden. Diese Minimierung der Wasserhaltungsmaßnahmen garantiert geringstmögliche Setzungen.

Neben den genannten Vorteilen der Baugrundvereisung muss das Risiko von Frosthebungen berücksichtigt und beherrscht werden. Während die tertiären Sande mit Durchlässigkeiten von $k \approx 10^{-5}$ m/s als unproblematisch eingestuft werden können, sind die anstehenden Tone und Schluffe mit $k \approx 10^{-8}$ m/s sehr hebungsempfindlich. Der erhebliche Überlagerungsdruck 15 m unter GOK reduziert die auftretende Volumenvergrößerung allerdings gegenüber unbehinderter Frosthebung beträchtlich. Zur Minimierung der Hebungen wurde jeder Vortrieb in drei unabhängige Gefrierabschnitte eingeteilt, welche nacheinander aufgefroren und unmittelbar nach Durchfahrt einzeln wieder abgetaut werden konnten. Im Frosthaltebetrieb nach Erreichen der Sollabmessungen des Eisschirmes wurde der Gefrierprozess außerdem auf intermittierenden Betrieb umgestellt.

2.3 Einzelkomponenten der Baugrundvereisung

Für die Umsetzung der vorgesehenen Baugrundvereisung mussten mehrere Einzelkomponenten geplant und ausgeführt werden. Um die Vereisungsbohrungen möglichst kurz zu halten und jede Abhängigkeit zum Vortrieb zu vermeiden, wurde oberhalb der Haupttunnel je ein Pilotstollen angeordnet, von dem aus die Vereisungsbohrungen fächerförmig nach unten abgeteuft werden konnten. Die Pilotstollen wurden als Rohrvortrieb DN 2000 mit Stahlbetonrohren von den Startschächten aus unter Druckluft gegen das anstehende Grundwasser hergestellt. Der eingesetzte Haubenschild traf am Ende der Vortriebsstrecke an die bestehende Schlitzwand des Verkehrsbauwerkes Marienplatz, wurde an der Stirnseite abgedichtet und die Vortriebseinrichtung rückgebaut. Der Schildmantel verblieb im Boden. Die Vortriebsstrecke von ca. 100 m je Pilotstollen konnte in nur 10 Tagen zurückgelegt werden. Alte Brunnen mit der damit verbundenen Gefahr eines plötzlichen Druckluftabfalles im Schild wurden nicht angetroffen.

Im nächsten Arbeitsschritt mussten insgesamt 654 Vereisungsbohrungen mit einer Gesamtlänge von 3.990 lfm aus den Pilotstollen heraus hergestellt werden. Die Bohrröhre \varnothing 88,9 mm wurden im Dickspülverfahren über Preventer gegen das anstehende Grundwasser eingebracht. Nach Erreichen der Endteufe wurde das Bohrloch tiefste abgedichtet und das Rohr mit einer Rücklaufleitung als Vereisungsrohr ausgebaut.

Parallel dazu wurden am Marienhof zwei Gefrieranlagen mit jeweils 275 kW Kälteleistung installiert. Als Kälteträger wurde eine wässrige Kalziumchloridlösung gewählt, die auf -38° C heruntergekühlt wurde. Die Sole wurde über ca. 700 lfm isolierte Vor- und Rücklaufleitungen in die einzelnen Gefrierkreisläufe eingespeist. Nach jeweils 6 Wochen war ein vollständiger Frostkörperquerschnitt in einem Gefrierabschnitt von 35 m Länge aufgefroren. Die Überwachung des Frostkörperaufbaus und der Erhaltungsphase erfolgte über 30 Temperaturmessbohrungen mit insgesamt 180 Temperaturmessfühlern.

3 TUNNELVORTRIEB

Im Schutze des Eisschirms konnte der Tunnelvortrieb mit Mindeststützmaßnahmen der Münchner Spritzbetonbauweise erfolgen. Wie in München üblich wurden die Tunnel im Vollausbau mit kurz vorausgehender Kalotte aufgeföhren. Der Ausbruchquerschnitt betröhgt ca. 55 m^2 . Die Abschlagslänge in der Kalotte war 1,0 m, in Strosse und Sohle 2,0 m. Der Ausbruch erfolgte mit einem Tunnelbagger und Anbaufröhse. Die Außenschale wurde im Trockenspritzverfahren mit einer statisch wirksamen Stärke von 30 cm hergestellt. Im direkten Kontaktbereich zum gefrorenen Boden in der Firste musste zusätzlich eine „Opferschicht“ von 3 cm berücksichtigt werden. Als Ausbaubogen in der Kalotte wurde ein 4-Gurt-Trapezgitterbogen angeordnet.

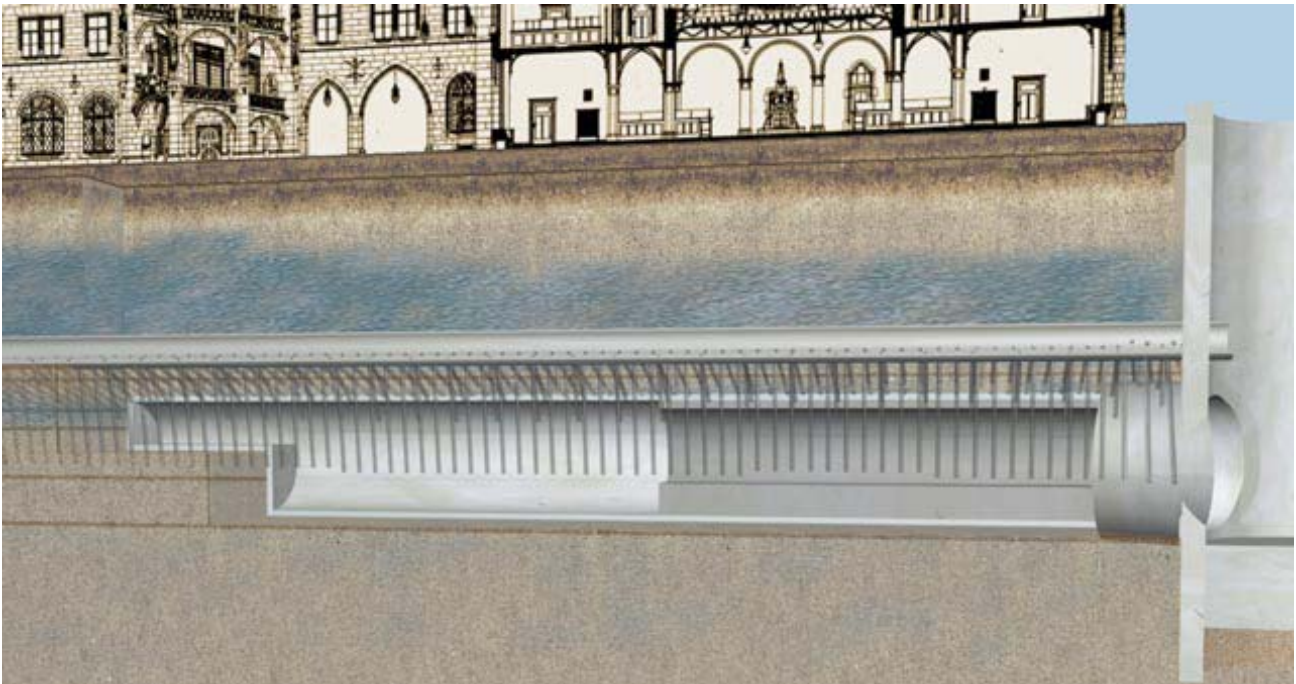


Abbildung 5: Tunnelvortrieb vom Startschacht aus unter dem Eisschirm nach Süden

Die Spritzbetonschale ist beiderseits mit Betonstahlmatten Q 188 und Zulage Q 377 in Ulme und Sohle bewehrt. Aufgrund der Anpassung an den Bestandstunnel ist die Querschnittsform nicht ideal, was die Zulagebewehrung und die verhältnismäßig starke Außenschale notwendig macht. Für einen kraftschlüssigen Anschluss an die Bestandsröhre wurde ein spezieller Ausbaubogen eingesetzt, der sich gegen die Ulmenschulter des Bestandes stemmt.

4 STATISCHE BERECHNUNG

4.1 *Tragverhalten und Anforderungen an das Rechenmodell*

Bei der Spritzbetonbauweise fällt dem Baugrund die eigentliche Tragfunktion zu, die durch den kraftschlüssigen und zeitnahen Einbau der Sicherungsmittel erhalten und unterstützt werden soll. Die Spritzbetonschale muss einerseits einen ausreichenden Ausbauwiderstand gegen Auflockerung und Entfestigung der Ausbruchflächen leisten, um das Gebirge in Hohlraumnähe im tragfähigen Zustand zu erhalten. Andererseits müssen geringe Deformationen zugelassen werden, damit sich im Baugrund ein tragendes Gewölbe um den Tunnel herum ausbilden kann. Dementsprechend müssen Standsicherheitsuntersuchungen vor allem die Tragwirkung des Bodens und die Wechselwirkung zwischen Ausbau und Gebirge realitätsnah erfassen. Der primäre Spannungszustand im Boden vor Beginn der Baumaßnahme ist dabei genauso zu berücksichtigen wie die Umlagerungen und das nichtlineare Materialverhalten während der einzelnen Ausbruchs- und Sicherungsphasen. Außerdem soll die Auswirkung möglicher Streubreiten der Eingangsgrößen mit Parameterstudien abgedeckt werden. Die Rechenergebnisse müssen die Beanspruchung des Gebirges im hohlraumnahen Bereich und die auftretenden Verformungen bis zur Geländeoberkante beinhalten. Im

Hinblick darauf ist die Verwendung eines realitätsnahen, nichtlinearen Materialgesetzes für den anstehenden Boden von entscheidender Bedeutung, das insbesondere unterschiedliche Steifigkeiten für Erst- und Ent-/ Wiederbelastungspfade kennt. Das verwendete Materialmodell berücksichtigt darüber hinaus die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit und durchläuft eine graduelle Verfestigung (Plastizierung) bis zum Erreichen der Mohr'schen Grenzbedingung.

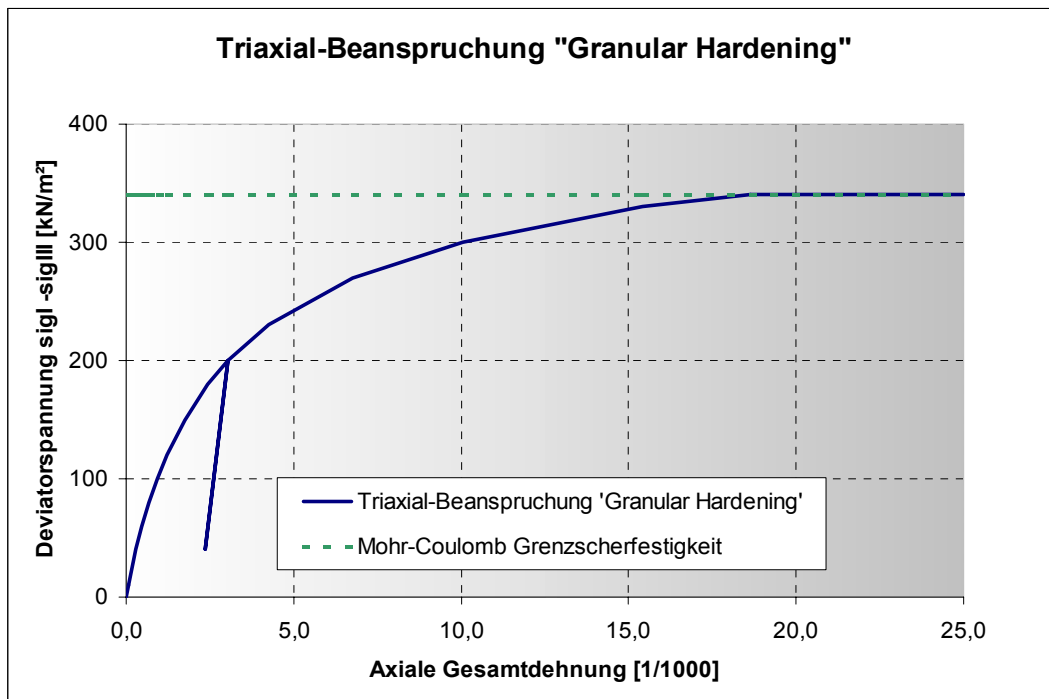


Abbildung 6: Nichtlineare Spannungs-Dehnungslinie

Zugleich muss die Berechnung die Beanspruchung und Verformung aller tragenden Teile des Ausbaus liefern, um den Nachweis ausreichender Sicherheit führen zu können.

4.2 Steifigkeitsverfahren

Für die praktische Umsetzung der Berechnungsaufgabe hat sich das Steifigkeitsverfahren mit α -Werten als besonders geeignet erwiesen, das auch im Münchner U-Bahnbau seit Jahrzehnten erfolgreich angewendet wird. Mit dieser Berechnungsmethode kann das komplexe, räumliche Tragverhalten beim Tunnelvortrieb durch geeignete Vereinfachungen mit einem ebenen Rechenmodell erfasst werden. Dazu wird das Tragsystem Boden-Tunnel zunächst durch gedankliche Schnitte senkrecht zur Tunnelachse in Scheiben zerlegt. Auf eine Scheibe, die 1 - 2 Tunneldurchmesser von der Ortsbrust entfernt ist, hat das weitere Vortriebsgeschehen keinen Einfluss mehr, es hat sich ein konstanter ebener Dehnungszustand eingestellt. Zuvor hat dieser Querschnitt jedoch alle Vortriebsphasen von der Auflockerung vor der Ortsbrust über den ungestützten Hohlraum bis zum Erhärten des Spritzbetons und der damit verbundenen Interaktion zwischen Schale und Gebirge durchlaufen. Beim Steifigkeitsverfahren am ebenen Rechenmodell werden diese Vortriebsphasen in zwei aufeinanderfolgende Schritte aufgeteilt.

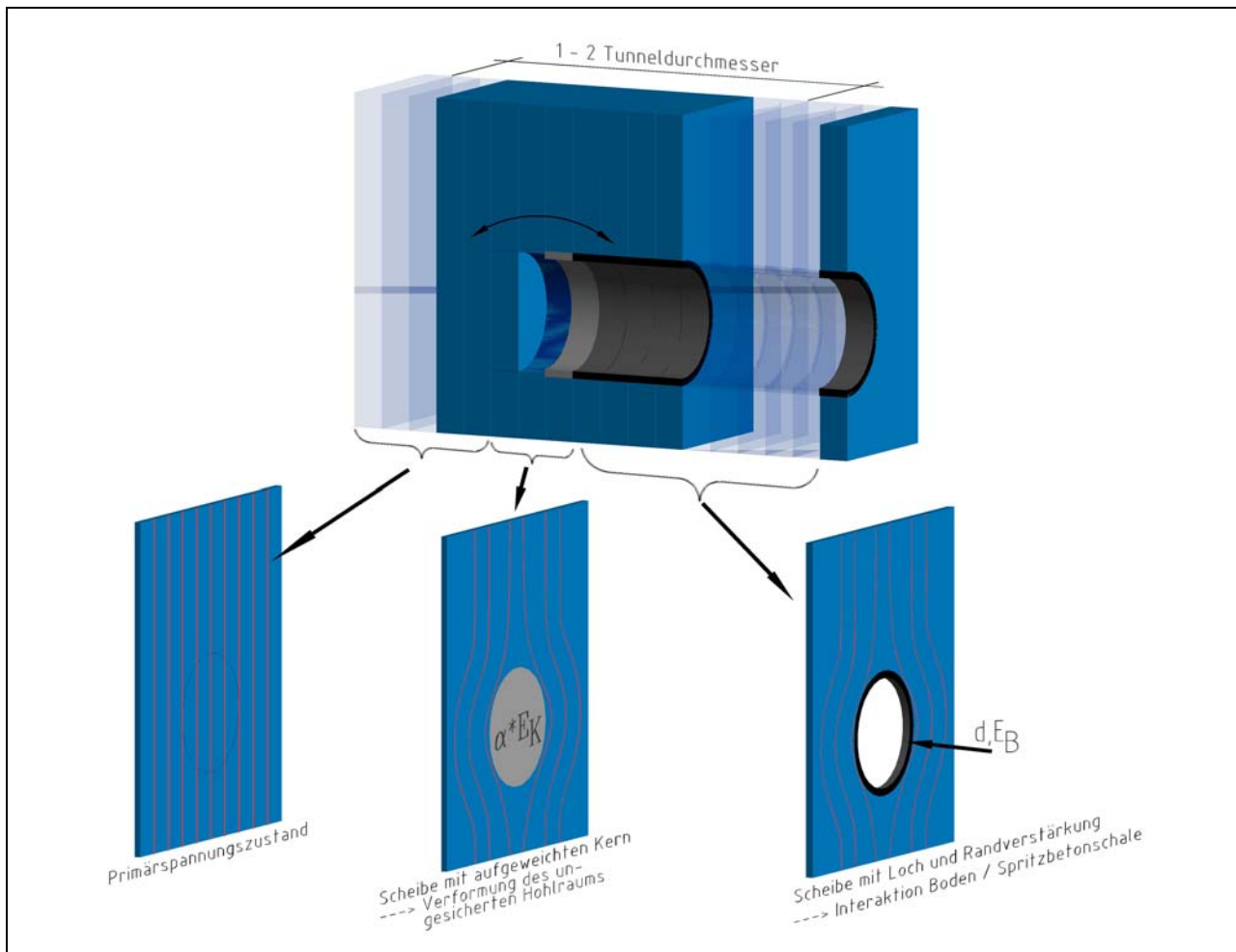


Abbildung 7: Tragverhalten und Steifigkeitsverfahren mit α -Werten

Im ersten Rechengang mit reduziertem E-Modul des Bodens innerhalb der Kontur des künftigen Ausbruchquerschnitts wird die Vorverformung des ungesicherten Hohlraums vor Wirksamwerden der Spritzbetonschale ermittelt. Die Scheibe mit aufgeweichtem, aber nicht völlig entfernten Kern erfasst die Längstragwirkung im Boden, durch die der Ausbruchsbereich entlastet wird. Im darauffolgenden Rechenschritt wird der weiche Kern entnommen und eine Randverstärkung mit den Eigenschaften der Spritzbetonschale eingebaut. Die Belastung durch das Entnehmen des Kerns wird in der Interaktion zwischen Boden und Schale abgetragen. Die resultierende Beanspruchung der Randverstärkung dient als Bemessungsgrundlage der Spritzbetonschale. Damit die berechneten Verformungen und Spannungen dem tatsächlichen Zustand mit ausreichender Genauigkeit entsprechen, muss der Abminderungsfaktor $\alpha = E_{red}/E$ richtig abgeschätzt werden. Bei den Münchner Verhältnissen liegt der Parameter je nach Tiefenlage zwischen $0,1 \leq \alpha \leq 0,5$. Je nach Ausbruchfolge kann das beschriebene Verfahren noch verfeinert werden. So kann z.B. der getrennte Ausbruch von Kalotte und Strosse oder die zeitliche Steifigkeitsentwicklung der Spritzbetonschale berücksichtigt werden.

4.3 Besondere Herausforderungen beim Bahnsteigtunnel Marienplatz

Die Baumaßnahme am Marienplatz unterscheidet sich besonders durch zwei Aspekte von einem konventionellen Tunnelvortrieb. Zum einen müssen die Effekte aus Gefrieren und Auftauen sowie die Eigenschaften des gefrorenen Bodens rechnerisch erfasst werden. Darüber hinaus ist bereits ein Bestandsbauwerk im Boden vorhanden, was einen gestörten Spannungszustand im Gebirge bedingt und welches zugleich für alle Phasen der neuen Baumaßnahme zu berücksichtigen und nachzuweisen ist.

Um den Spannungszustand im Boden vor Beginn der neuen Tunnelbaumaßnahme möglichst genau zu erfassen – was aufgrund des nichtlinearen Charakters der Berechnung und dem damit verbundenen Einfluss der Belastungsgeschichte unbedingt erforderlich ist – muss deshalb zunächst die historische Tunnelbaumaßnahme von einem homogenen Spannungszustand ausgehend am Rechenmodell simuliert werden. Der so ermittelte Belastungszustand des Modells dient dann als Ausgangszustand für die anschließende rechnerische Simulation des neuen Tunnelvortriebs.

<u>Lastfallübersicht</u>	
1 Primärspannungszustand	
11 Entspannung Kalotte und Strosse Tunnel 1	}
12 Aushub Kalotte und Strosse, Einbau Außenschale Tunnel 1	
13 Einbau Innenschale Tunnel 1, Wasserdruck	
	Historische Baumaßnahme
21 Grundwasserabsenkung im 2. GW-Stockwerk	}
22 Auffahren Pilotstollen	
23 Bodenvereisung	
	Vorwegmaßnahmen
24 Entspannung Kalotte Tunnel 2	}
25 Außenschale Kalotte und Entspannung Strosse Tunnel 2	
26 Außenschale Sohle Tunnel 2	
27 Abtauen Eiskörper	
28 Abschalten Wasserhaltung	
	Neuer Vortrieb

Abbildung 8: Lastfallübersicht der 2-D-Tunnelberechnung

Aus der vollständigen Berechnungskette werden nachfolgend der Aspekt der Bodenvereisung und seine Auswirkungen auf die Simulation näher beleuchtet. Der Gefrierprozess bewirkt eine deutliche temporäre Steifigkeits- und Festigkeitssteigerung der betroffenen Bodenbereiche. Rechnerisch ist der gefrorene Boden dabei als reiner Kohäsionsboden anzusetzen, der von seiner Druckfestigkeit mit einem Beton B5 zu vergleichen ist (Abbildung 9). Zugleich führt der Gefriervorgang zu einem Volumenzuwachs, der bei entsprechender Tieflage des betroffenen Bereichs allerdings durch einen maximalen Grenzdruck limitiert ist und somit gegenüber unbehinderter Frosthebung deutlich

niedriger ausfällt. Dieses mechanische Verhalten ist in der rechnerischen Simulation zu berücksichtigen und hinsichtlich der Auswirkungen auf Frosthebungen und des Entstehens von Zwangsspannungen zu untersuchen. Im vorliegenden Fall erfährt die von der Vereisung betroffene Sandschicht aufgrund des limitierenden Grenzdrucks keine Volumenausdehnung, für die betroffene Mergelschicht ergibt sich eine effektive Volumenausdehnung von 0,14 %.

	Sand	Gefrorener Sand	Mergel	Gefrorener Mergel
Reibungswinkel [°]	37.5	-	22.5	-
Kohäsion [kN/m ²]	-	1500	30	1000
E-Modul Erstbelastung [MN/m ²]	120	1300 (bei $\sigma = 400$ kN/m ²)	90	600 (bei $\sigma = 800$ kN/m ²)
E-Modul Entlastung [MN/m ²]	180		120	
Volumenzuwachs, unbehindert. [%]	-	~1.0	-	~2.5
Max. Grenzdruck, bis zu dem Volumenzuwachs auftritt [kN/m ²]	-	200	-	800
Tatsächliche effektive Volumendehnung [%]	-	0.0	-	0.14

Abbildung 9: Mechanische Eigenschaften gefrorenen Bodens

Rechnerisch wird die effektive Volumenvergrößerung im Mergel durch einen äquivalenten Wärmeeintrag der betroffenen Finiten Elemente bis zum Erreichen der Grenzspannung simuliert. Analog zum Gefrieren muss auch der Festigkeits- und Steifigkeitsverlust des Bodens beim Abtauen und ein Aufweichen des betroffenen Bereichs wegen der Gefügestörung im Gebirge abgebildet werden.

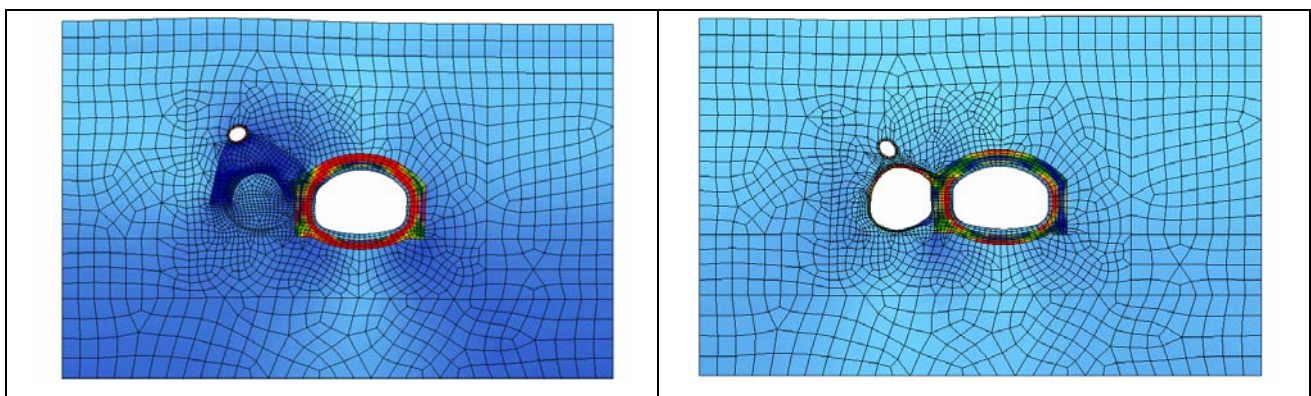


Abbildung 10: Rechnerische Simulation von Gefrieren und Auftauen (Verformungen 400-fach überhöht)

Der eigentliche Vortriebsprozess erfolgt unter der Abschirmung des Frostkörpers mit entsprechend günstigen Bedingungen für die Lastabtragung im Boden. Um die erhöhte Tragfähigkeit des Bodens in der Vortriebssimulation zu berücksichtigen, wurde mit $\alpha = 0,2$ ein entsprechend niedriger Wert für den Abminderungsfaktor gewählt, der Tunnelkern damit rechnerisch stark aufgeweicht und dem Gebirge eine entsprechend große Tragfunktion zugewiesen.

4.4 Ergebnisse aus Berechnung und Messung

Der Tunnelvortrieb wird wie die gesamte Baumaßnahme von einem umfangreichen Messprogramm begleitet. Die Setzungen an der Geländeoberkante werden ständig mit engmaschigen geodätischen Messungen sowie einem Schlauchwagenmesssystem kontrolliert. Zusätzlich wird die Verformung der Tunnelschalen mit Konvergenzmessungen sowie geodätischen Messpunkten erfasst. Darüber hinaus liefern Dehnmessstreifen Aufschluss über die Entwicklung der Schalennormalkräfte. Die gewonnenen Ergebnisse ermöglichen eine sehr gute Evaluierung der Berechnung bzw. die Überprüfung der getroffenen Rechenannahmen. Ein Vergleich zwischen Messung und Berechnung zeigt eine erfreulich gute Übereinstimmung der Ergebnisse und beweist, dass die Rechenparameter - vor allem auch zur Berücksichtigung der Effekte aus der Baugrundvereisung - richtig gewählt wurden. Bei den Setzungen ist dabei ein Vergleich der Gesamtsetzungen am aussagekräftigsten, da bei den gemessenen Werten eine exakte Zuordnung zu den einzelnen, sich teilweise überschneidenden Bauphasen aufgrund möglicher zeitlich verzögerter Effekte nur näherungsweise erfolgen kann.

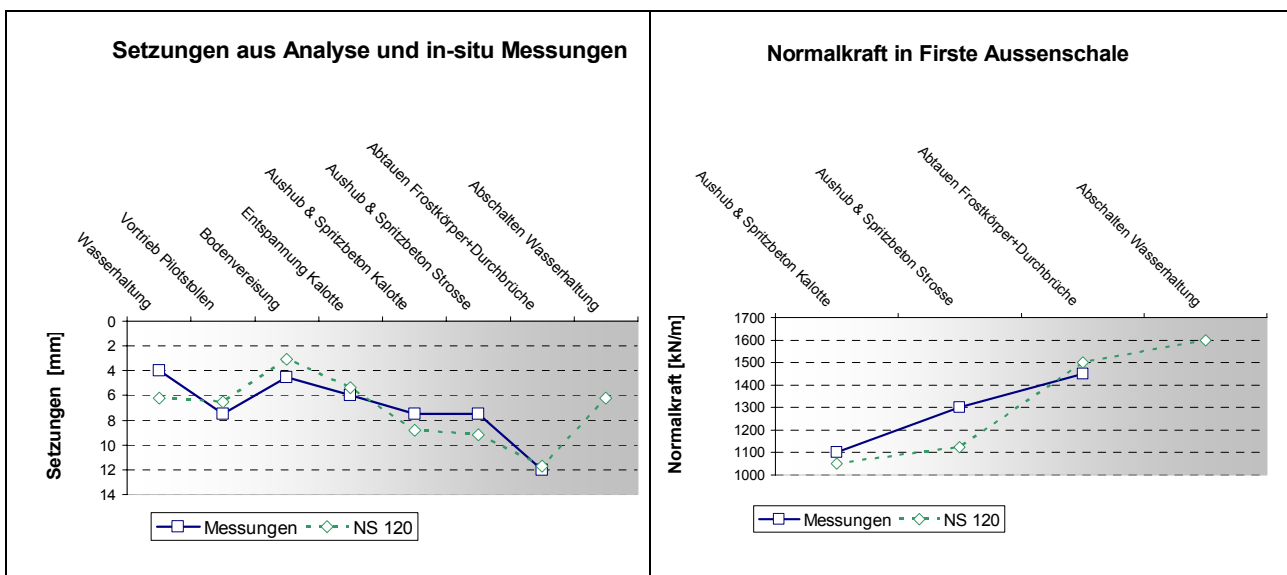


Abbildung 11: Setzungen und Schalennormalkräfte aus Berechnung und Messung

Wie durch die Berechnung prognostiziert ermöglicht die Baugrundvereisung einen äußerst setzungsarmen Vortrieb. Gleichzeitig konnten die Frosthebungen durch die bereits erwähnten Maßnahmen gering gehalten werden. Zugleich führt das gewählte Bauverfahren aber auch zu einer

hohen Beanspruchung der Spritzbetonschale. Aufgrund der hohen Steifigkeit und Festigkeit der vereisten Bodenbereiche kann sich im Boden während des Vortriebs ein sehr flaches Gewölbe zur Lastabtragung über dem Ausbruchbereich ausbilden, dessen Geometrie durch die örtliche Baugrundvereisung vorgegeben ist. Das stark ausgeprägte Kriechverhalten des gefrorenen Bodens sowie der Steifigkeitssprung zur schnell erhärtenden Spritzbetonschale führt aber zu einem raschen Umkriechen der Bodenspannungen auf die Schale. Beim Abtauen und der damit verbundenen Gefügestörung im Boden werden zusätzliche Lasten frei, die von der Spritzbetonschale abzutragen sind. Zusammen mit der nicht idealen Querschnittsform, bedingt durch die Anpassung an den Bestand, ergab sich eine statisch erforderliche Schalendicke von 30 cm.

5 DURCHBRÜCHE

5.1 Rahmenbedingungen

Um schließlich die angestrebte Kapazitätsvergrößerung der Bahnsteigplattformen und die Entflechtung der Fahrgastströme zu erreichen, werden die neuen Tunnelröhren an je elf Stellen mit dem Bestandsbauwerk verbunden. Die lichte Durchgangsbreite der Querschläge beträgt im Endzustand 3,10 m, die lichte Höhe 2,70 m. Die Wahl des Herstellungsprozesses und die Anordnung der Querschläge wird maßgeblich durch die vorhandenen Dehnfugen zwischen den Kalottenbögen des Bestandstunnels beeinflusst.

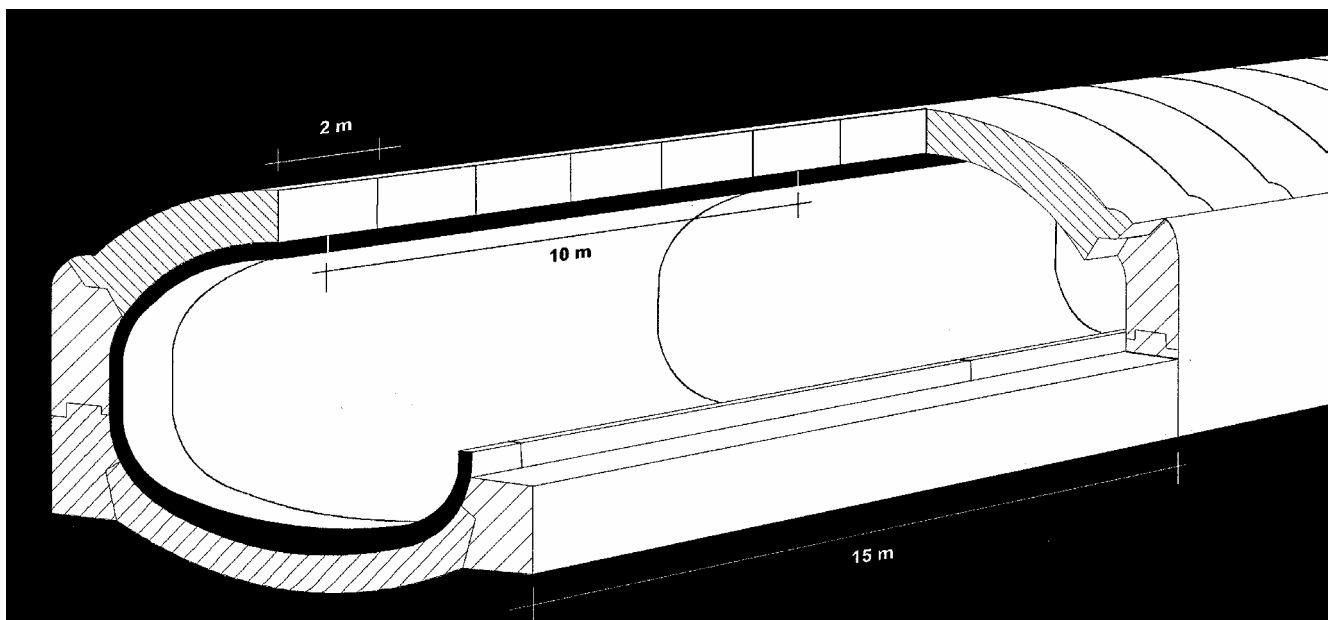


Abbildung 12: Fugen des bestehenden Bahnsteigtunnels

Durch den Herstellungsprozess bedingt – die Kalottenbögen wurden im Messervortrieb aufgeföhren und jeweils in 2-m-Abschnitten betoniert – ist über die Dehnfugen zwischen den Kalottenbögen hinweg kein kraftschlüssiger Verbund gewährleistet. Die Spannungs-Umlagerungsmöglichkeiten in

Tunnellängsrichtung sind demnach im Kalottenbereich des Bestandtunnels stark eingeschränkt, was sowohl für die Entwicklung des Herstellungsprozesses der Querschläge als auch für die rechnerische Simulation von entscheidender Bedeutung ist.

Da die bis zu dieser Bauphase erfolgten Tunnelvortriebsarbeiten außerhalb des Bestandsbauwerks verlaufen, ergeben sich hierdurch keine Einschränkungen bezüglich des laufenden U-Bahnbetriebs. Um die geforderte volle Aufrechterhaltung des U-Bahnbetriebes auch während der Durchbrucharbeiten zu gewährleisten, erfolgt die Herstellung der je elf Querschläge zwischen Bestandtunnel und parallelem neuen Tunnelbauwerk im Schutze einer Staubwand, die temporär die bestehenden Bahnsteige von der Baustelle trennt.

5.2 Berechnungsansatz

Wie bereits erwähnt erfordert die Berechnung des Durchbruch-Prozesses ein dreidimensionales FE-Modell, das Effekte aus der abschnittswisen Herstellung der Durchbrüche und der begrenzten Spannungs-Umlagerungsmöglichkeiten in Tunnellängsrichtung erfasst. Um einerseits die Vorteile hinsichtlich Effizienz und Beherrschbarkeit der Vortriebsberechnung am 2-D-Modell nicht zu verlieren, andererseits den besonderen Anforderungen an die Simulation des Durchbruch-Prozesses gerecht zu werden, wurde ein neuartiger Berechnungsansatz entwickelt, der die Konsistenz zwischen der 2-D-Tunnelvortriebs-Berechnung und der anschließenden Durchbruchberechnung am 3-D-Modell gewährleistet. Die dreidimensionale Geometrie wird durch eine schichtweise Extrusion des 2-D-Modells generiert. Dabei variieren die Schichtdicken unter Berücksichtigung der Bauzustände des Durchbruch-Prozesses. Im Bereich der Kalottenbögen des Bestandtunnels wird alle 2 m eine Interface-Elementschicht vorgesehen, welche die Simulation des Kontaktverhaltens der Dehnfuge ermöglicht.

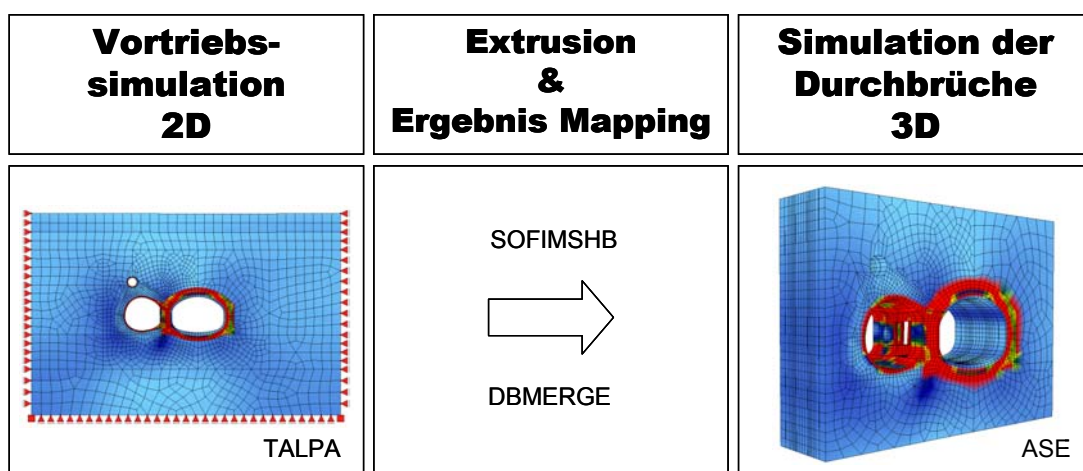


Abbildung 13: Schematische Darstellung des Berechnungskonzepts

Gleichzeitig wird der komplette Satz von Zustandsvariablen, die den Belastungszustand des 2-D-Modells nach dem Abschalten der Wasserhaltung, d.h. vor Beginn der Durchbrucharbeiten, repräsentieren, auf das erweiterte 3-D-Modell übertragen. Das 3-D-Modell erbt also nicht nur die Geometriebeschreibung sondern auch die Belastungsgeschichte des 2-D-Modells. Somit kann die Simulation der Durchbruchphasen an einem vergleichsweise kompakten 3-D-Modell erfolgen, ohne jedoch die Belastungsgeschichte aus dem Tunnelvortrieb zu vernachlässigen.

5.3 Die Durchbruchs-Phasen und ihre rechnerische Modellierung

Unter Berücksichtigung der Dehnfugenlage erfolgt die Erstellung der Durchbrüche in einem abschnittswisen Prozess, bei dem die entstehenden Durchgangsöffnungen mit einem portalartigen Stahlbeton-Abfangerahmen gesichert werden. Der charakteristische Arbeitsablauf des Durchbruchprozesses für einen Querschlag stellt sich im Einzelnen wie folgt dar (Abbildung 14). Zunächst wird die halbe Querschlagsöffnung erstellt und anschließend durch einen C-förmigen Stahlbetonrahmen unterstützt. Das Ausschneiden des Stahlbetons erfolgt hierbei mit einer Seilsäge. Die Ansatz- und Umlenkpunkte für die Seilsäge werden über Kernbohrungen hergestellt. Vor dem Sägen der zweiten Hälfte des Öffnungsquerschnitts, wird der Halbrahmen durch drei temporäre, kontrolliert vorgespannte Stahlträger unterstützt. Der Einsatz vorgespannter Hilfsstützen wurde im Zuge der Ausführungsplanung zur Optimierung des Durchbruchkonzeptes vorgeschlagen und beauftragt. Über die Vorspannung der Stützen wird ein näherungsweise „Einfrieren“ des Spannungszustandes im Bestandsbauwerk und anliegendem Boden erreicht, d.h. durch den nachfolgenden zweiten Durchbruchschritt hervorgerufene Spannungsumlagerungen werden auf ein Minimum reduziert. Auf diese Weise werden unkontrollierte Beanspruchungen des Bestandes vermieden und Setzungen im Erdreich minimiert. Nachdem der zweite Durchbruchschritt vollzogen und die zweite Hälfte des Stahlbetonrahmens die erforderliche Betonfestigkeit erreicht hat, werden die temporären Stützen wieder entfernt. Die Berechnungsschritte am Finite Element Modell sind in Abbildung 14 den entsprechenden Bauphasen gegenübergestellt.

Der Rahmen wird druckkraftschlüssig mit dem Bestandsbauwerk verbunden. Über die aufgerauhten horizontalen Fugen zwischen Rahmenriegel und Bestand können die schiefen Druckspannungen aus der Bestandsröhre in die Abfangerahmen eingeleitet werden. Um für die neuen Bauteile eine auf der sicheren Seite liegende Bemessung zu garantieren, werden im Rechenmodell spezielle Interface-Elementlagen entlang der horizontalen Kontaktflächen Rahmenriegel-Bestand vorgesehen. Dadurch wird sichergestellt, daß die durch den Ausbruch bzw. den Ausbau der Hilfsstützen freiwerdenden Kräfte innerhalb der Abfangekonstruktion abgetragen werden, und sich nicht in den Bestand „hochhängen“. Die aus Integration der Spannungen über das Berechnungsgebiet des Abfangerahmens gewonnenen Rahmen-Schnittgrößen für die einzelnen Bauphasen bilden schließlich die Basis für dessen Bemessung.

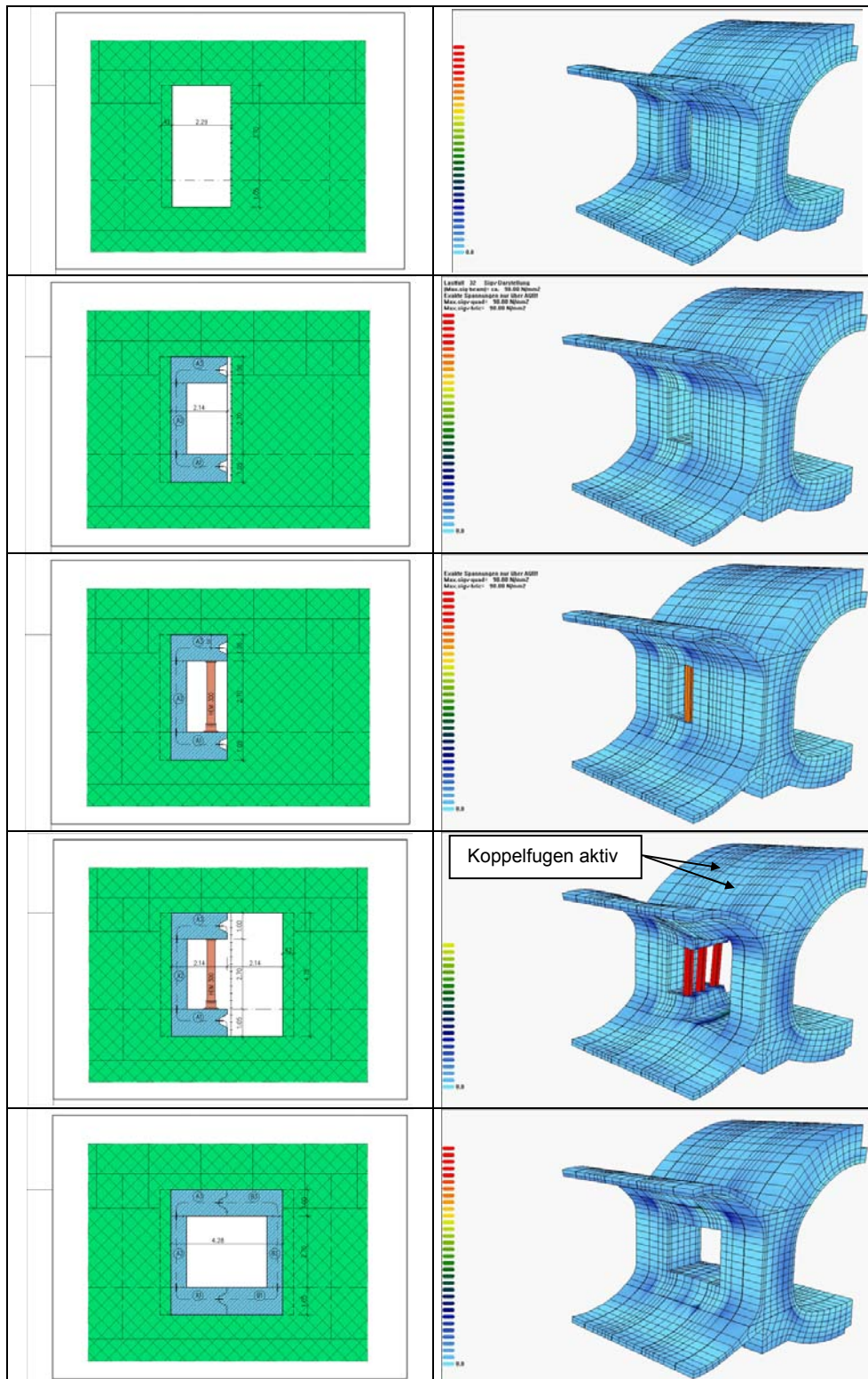


Abbildung 14: Bauphasen Durchbrüche und korrespondierende Analysestufe der 3-D-FE- Berechnung

6 AUSBLICK

Baubeginn der Maßnahme war Mai 2003. Durch die beauftragten Sondervorschläge wird eine Bauzeitverkürzung von 43 auf 34 Monate erreicht, wodurch die Herstellung eines provisorischen Zwischenzustandes für den Zeitraum der Fußball-WM, wie ihn der Ausschreibungsentwurf vorsah, vermieden werden kann (siehe Abbildung 15). Der Zeitgewinn ist vor allem auf die Grundidee der

Baugrundvereisung und deren konsequente Umsetzung in Anpassung an die örtlichen Verhältnisse zurückzuführen. Die damit verbundenen technischen Herausforderungen konnten auf der Grundlage einer erfolgreichen und durchgängigen Tragwerksanalyse der Baumaßnahme sicher beherrscht werden. Zur Fußball-Weltmeisterschaft 2006 kann der Bauherr - die Landeshauptstadt München - den komplett fertiggestellten, erweiterten U-Bahnhof Marienplatz der Öffentlichkeit zur Verfügung stellen.

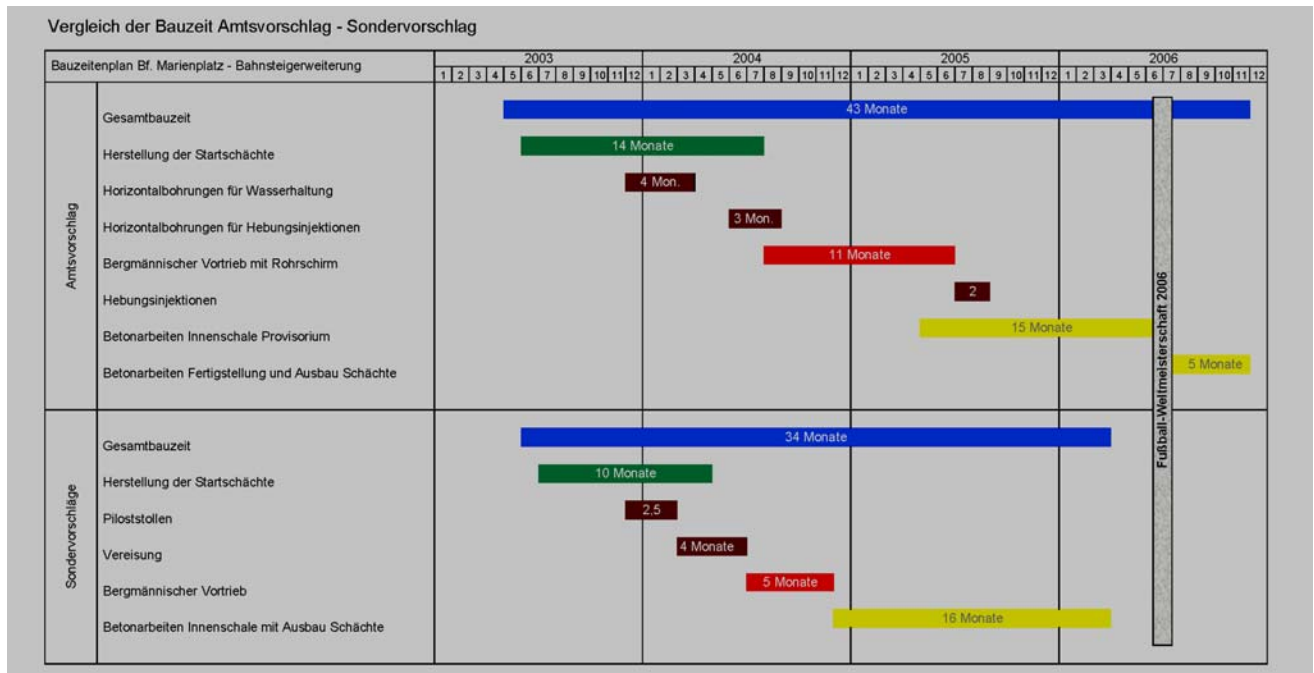


Abbildung 15: Bauzeitenplan Ausschreibungsentwurf und Sondervorschlag

7 LITERATUR

- [1] Eicher, L.
 Bahnsteigerweiterung am U-Bahnhof Marienplatz – ein Projekt im Tertiär-Grundwasser unter dem neuen Rathaus
 Schriftenreihe, Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 35: Beiträge zum 2. Geotechniktag in München, Bauen im Grundwasser, 2003
- [2] Bayer, F., Müller, B., Eicher, L.
 Voraussicherung mittels Baugrundvereisung – Einsatz beim Bauvorhaben Bahnsteigerweiterung U-Bahnhof Marienplatz München
 Rock Engineering, Theory and Practice, Proceedings of the ISRM regional symposium EUROCK 2004 & 53rd geomechanics colloquy, October 7 – 9, 2004, Salzburg/Austria