

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 35

**Beiträge zum
2. Geotechnik-Tag in München**

Bauen im Grundwasser

07.03.2003

München 2003

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	1
Bauen im Grundwasser: wasserwirtschaftliche und wasserrechtliche Aspekte <i>Dipl.-Ing. J. Bruns, Dipl.-Ing. T. Trettenbach</i> <i>Wasserwirtschaftsamt München</i>	3
Flughafen München: ein Großprojekt mit vielen Schnittstellen zum Grundwasser aus Sicht des Bauherrn <i>Dipl.-Ing. H. Hofstetter</i> <i>Flughafen München GmbH</i>	13
Auswirkung der Schmaldichtwand um den Badensee Messestadt Riem auf das Grundwasser und Maßnahmen <i>Dipl.-Ing. B. Vogt</i> <i>Beratende Ingenieure Dr. Blasy - Dr. Øverland, Eching am Ammersee</i>	31
Ertüchtigung von Deichbauwerken zum Schutz wassernaheer Flächen <i>Dr.-Ing. W. Sondermann, Dipl.-Ing. P. Pandrea</i> <i>Keller Grundbau GmbH, Offenbach</i>	43
Wasserhaltung für die Indus-Staustufe Ghazi-Barotha in Pakistan <i>Dipl.-Ing. Ch. Sanger</i> <i>Ed. Züblin AG, Stuttgart</i>	65
Reduktion der Wasserdruckbeanspruchung tiefer, wasserdichter Baugruben in bindigen Böden <i>Dr.-Ing. Ch. Moormann</i> <i>Smolczyk & Partner GmbH, Stuttgart</i>	85
Bahnsteigerweiterung am U-Bahnhof Marienplatz – ein Projekt im Tertiär-Grundwasser unter dem Neuen Rathaus <i>Dipl.-Ing. L. Eicher</i> <i>Landeshauptstadt München, Baureferat U-Bahn-Bau</i>	109

Tunnel Euerwang der NBS Nürnberg - Ingolstadt: die Grenzen des dränierten Tunnels	119
<i>Dipl.-Ing. C. Späth, Dipl.-Geol. M. Gorisch HOCHTIEF AG, NL München</i>	
Wasserhaltungen in unterschiedlichen Grundwasserleitern - ausgeführte Projekte	135
<i>Dipl.-Ing. (FH) H. Drexel LGA – Grundbauinstitut, Nürnberg Dipl.-Ing. E. Hanke Baudirektor a.D., Eckental</i>	
Ankerherstellung gegen drückendes Wasser	145
<i>Dr.-Ing. W. Schwarz Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen</i>	
Nachträgliche Abdichtung von geschädigten WU-Bauteilen durch Gelinjektionen	149
<i>S. Paust Jürgen Paust GmbH, Norderstedt</i>	
Wer an der Grube gräbt..... Schäden beim Bauen in die Tiefe	155
<i>Dipl.-Ing. L. Thorn Beratender Ingenieur, Berlin</i>	
Verzeichnis der Vortragenden	157

Vorwort des Herausgebers

Nach der positiven Resonanz des Vorjahres haben wir am 7. März 2003 den zweiten "Geotechnik-Tag in München" veranstaltet. Über 400 Vertreter aus Wirtschaft, Forschung und Verwaltung trafen sich, um Erfahrungen auszutauschen. Die meisten Teilnehmer kamen aus dem süddeutschen und alpinen Raum und wir freuen uns, mit den Münchner Geotechnik-Tagen der Fachwelt unserer Region einen regelmäßigen Treffpunkt bieten zu können.

Die Attraktivität unserer kleinen Veranstaltung liegt vorrangig an der hohen Qualität der Beiträge, die im vorliegenden Mitteilungsheft zusammengefasst sind. An dieser Stelle danke ich nochmals herzlich allen Vortragenden für ihr Engagement.

Der diesjährige Geotechnik-Tag widmete sich dem „Bauen im Grundwasser“, das eine anspruchsvolle Aufgabe ist: Zur Errichtung eines Bauwerkes muss das Grundwasser in der Baugrube abgesenkt oder aus ihr ausgesperrt werden; das fertige Bauwerk soll wasserdicht sein. Die Baumaßnahmen sollen Qualität und Strömungsverhältnisse des Grundwassers nicht beeinträchtigen.

Bauen im Grundwasser erfordert Eingriffe in den unterirdischen Wasserhaushalt. Es ist in jedem Einzelfall eine komplexe Optimierungsaufgabe, bei Beachtung von technischer Machbarkeit, gebotener Wirtschaftlichkeit und nachhaltigem Umweltschutz die günstigste Lösung zu finden. Hier ist von allen am Bau Beteiligten technisches Wissen und Kreativität, Kenntnis um die Anliegen der wasserwirtschaftlichen Belange sowie die Übersicht von Gesamtzusammenhängen mit allen Auswirkungen gefordert. Mut zur Lücke ist beim Bauen im Grundwasser wenig erfolgversprechend.

Der Münchner Baugrund mit wassererfüllten Schottern über wechselnd durchlässigen tertiären Schichten erfordert bei jeder größeren Baumaßnahme Überlegungen zu Absperungen der Baugrube gegen Quartärwasser, zur Entspannung des Tertiärwassers, um hydraulischen Grundbruch zu vermeiden, und zur Erfordernis wirksamer Grundwasser-Umleitungen. Diese Aspekte wurden durch Berichte über städtische Bauvorhaben besonders deutlich. Aber der Blick ging weiter zu Aufgaben in Kluft- und Karstgrundwasserleitern und zu einer gewaltigen Wasserhaltung in stark durchlässigen Flusssedimenten des Indus.

Nach den verheerenden Hochwasserereignissen der vergangenen Sommer hat die technisch und volkswirtschaftlich sinnvolle Ertüchtigung von Deichen neues Gewicht gewonnen. Über Möglichkeiten und Verfahren wird in diesem Tagungsband berichtet.

Das Bauen im Grundwasser führt uns Bauingenieure aber auch an technische Grenzen: Nicht immer können Ideen und Vorstellungen des Planers auf der Baustelle richtig umgesetzt werden. Schäden beim Bauen in die Tiefe sind leider nicht selten, doch bieten sie uns zumindest die Möglichkeit, um daraus zu lernen und künftig Fehler zu vermeiden.

München, im Juni 2003, Norbert Vogt

Bauen im Grundwasser: wasserwirtschaftliche und wasserrechtliche Aspekte

Dipl.-Ing. John Bruns, Dipl.-Ing. Tina Trettenbach
Wasserwirtschaftsamt München

1 Einleitung, Allgemeines

Der Amtsbezirk des Wasserwirtschaftsamtes (WWA) München umfasst die Landkreise München, Starnberg und Ebersberg sowie die kreisfreie Stadt München. Als Wasserrechtsbehörden fungieren in den Landkreisen die jeweiligen Landratsämter und in der Stadt München das städtische Referat für Gesundheit und Umwelt (RGU). Das WWA ist in Wasserrechtsverfahren Fachbehörde für wasserwirtschaftliche Fragen und ist in verschiedensten Verfahren als sog. Träger öffentlicher Belange beteiligt.

Dieser Beitrag befasst sich mit dem Bauen im Grundwasser im Bereich der Stadt München. Das Bauen im Grundwasser spielt in München eine bedeutende Rolle, die sich zum einen aus den in vielen Bereichen hoch anstehenden Grundwasserständen und zum anderen aus sehr tiefreichenden Baumaßnahmen ergibt. Als Beispiel für tiefe Bauwerke können insbesondere die Tunnel und z. T. auch die Bahnhöfe der Münchner U-Bahn genannt werden. Hohe Grundwasserstände sind in vielen Bereichen Münchens anzutreffen, in einigen nördlichen bzw. nordwestlichen Bereichen kann das Grundwasser die Geländeoberkante (GOK) erreichen.

Warum muss im Grundwasser gebaut werden? In vielen Fällen ist es zur optimalen Ausnutzung des Grundes erforderlich, in die Tiefe zu bauen. Gründe für das z. T. aufwändige und kostenintensive Bauen im Grundwasser sind u. a.:

- Optimale Ausnutzung der Baugrundstücke (Bauen in die Höhe und in die Tiefe erforderlich)
- Niveaufreie Verkehrskreuzungen
- Kanalisationsbauwerke, Regenrückhaltebecken
- Versorgungsleitungen (z. B. Fernwärme)
- U- und S-Bahn, Transrapid (innerstädtisch)
- Verlegung von Straßen in den Untergrund wegen Lärmschutz und aus verkehrlichen Gründen (z. B. Mittlerer-Ring-Tunnel)

2 Wasserrechtliche Vorgaben

Wasserrechtliche Vorgaben ergeben sich insbesondere aus dem Wasserhaushaltsgesetz (WHG), dem Rahmengesetz des Bundes, und dem Bayerischen Wassergesetz (BayWG). Dazu kommen weitere Gesetze, Verordnungen und sonstige Vorschriften. Die Erlaubnispflicht für Eingriffe in das Grundwasser (Benutzungen) ergibt sich aus dem § 2 WHG, eine Definition der Benutzungen aus § 3 WHG.

§ 7 WHG (Erlaubnis) und § 8 WHG (Bewilligung) beschreiben die verschiedenen Gestaltungsformen. Das BayWG unterscheidet noch einmal in die gehobene Erlaubnis (Art. 16), die beschränkte Erlaubnis (Art. 17) und die beschränkte Erlaubnis im vereinfachten Verfahren (Art. 17 a). Die Unterschiede dieser Gestaltungsformen liegen zum einen in der Art des durchzuführenden Verfahrens und zum anderen in der durch die Gestattung gewährten Rechtssicherheit.

Alle Gestattungen können unter Auflagen und/oder Bedingungen erteilt werden (§ 4 WHG). Gemäß § 5 WHG stehen sie außerdem unter dem Vorbehalt nachträglicher Anforderungen.

Nach § 3 WHG können im Rahmen von Bauvorhaben, die in das Grundwasser reichen, folgende Tatbestände von Bedeutung sein:

- Grundwasserentnahme während der Bauzeit (§ 3 Abs. 1 Nr. 6 WHG)
- Versickern von Grundwasser während der Bauzeit (§ 3 Abs. 1 Nr. 5 WHG)
- Einleitung von Grundwasser in ein oberirdisches Gewässer (§ 3 Abs. 1 Nr. 5 WHG)
- Aufstauen, Absenken und Umlenken von Grundwasser (§ 3 Abs. 2 Nr. 1 WHG)
- Injektionen (§ 3 Abs. 2 Nr. 2 WHG)

Außerdem kann das Grundwasser qualitativ beeinträchtigt werden, wenn Stoffe eingebracht werden. Dies ist z. B. beim Einbringen von Injektionen für die verschiedensten Zwecke (Unterfangungen, Abdichtungen, Rückverankerungen, usw.) der Fall. So ist beispielsweise bekannt, dass es beim Einbringen von Zementinjektionen zum Eintrag von Chromverbindungen in das Grundwasser kommt. Zu den einschlägigen Vorschriften gehört der § 34 WHG, der die Reinhaltung des Grundwassers behandelt.

Art. 68 BayWG regelt die Frage der (technischen) Gewässeraufsicht, die die Erfüllung der nach WHG, BayWG oder auf Grund dieser Gesetze begründeten öffentlich rechtlichen Verpflichtungen (z. B. Wasserrechtsbescheid, Planfeststellung) überwacht.

Es wird unterschieden zwischen Gewässeraufsicht, die den Kreisverwaltungsbehörden obliegt, und der technischen Gewässeraufsicht, die durch die Wasserwirtschaftsämter durchgeführt wird. Die Bauabnahme ist in Bayern inzwischen durch eine Bestätigung eines privaten Sachverständigen in der Wasserwirtschaft (PSW) über die ordnungsgemäße Ausführung der Maßnahmen ersetzt worden (Art. 69 BayWG).

3 Wasserwirtschaftliche Grundlagen

3.1. Geologie

Die Geologie soll hier nur in vereinfachter Form, und nur soweit es für Tiefbaumaßnahmen überhaupt interessant ist, angesprochen werden.

Die Stadt München liegt in der sogenannten Münchner Schotterebene. Die Entstehung der Schotterebene ist im Wesentlichen auf eiszeitliche Aktivitäten zurückzuführen.

Im Untergrund der Stadt München stehen, jedenfalls in Tiefen, die für Baumaßnahmen relevant sind, zwei geologische Formationen an: die quartären Kiese sowie die tertiären Sande und Mergel. Die Durchlässigkeiten dieser Schichten sind sehr unterschiedlich: während man bei dem gut durchlässigen Quartär mit Werten von größenordnungsmäßig $k_f = 10^{-3}$ m/s bis 10^{-2} m/s rechnet, besitzen die tertiären Sandschichten Durchlässigkeiten um $k_f = 10^{-6}$ bis 10^{-5} m/s.

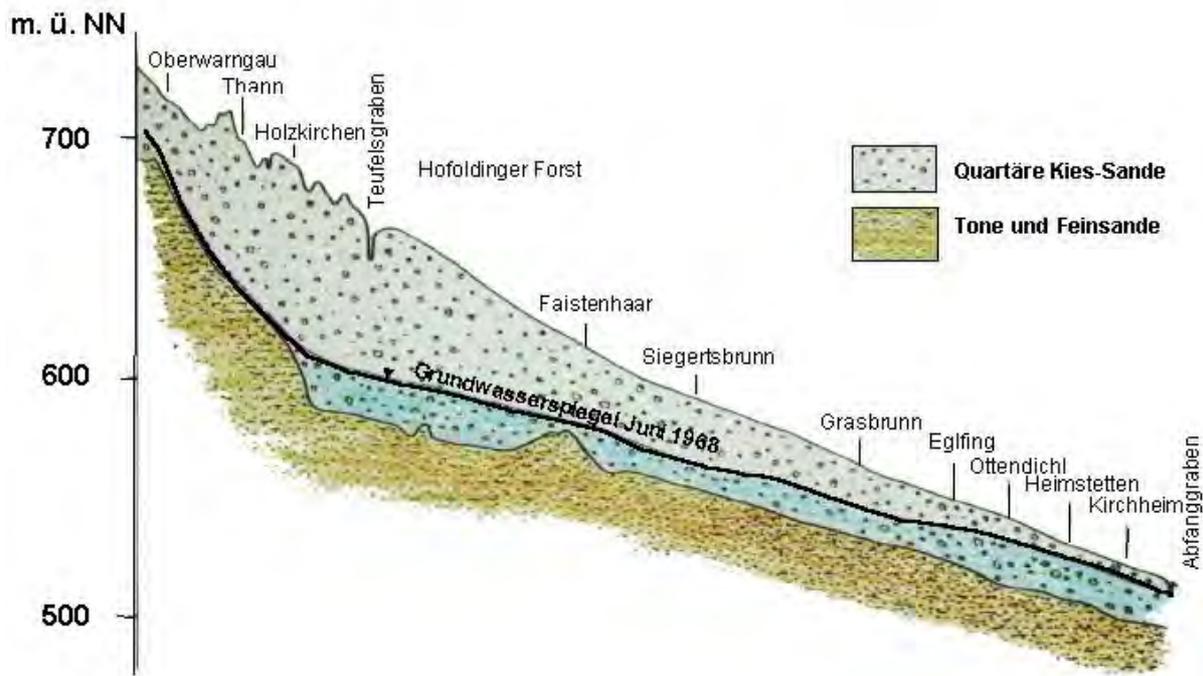


Bild 1: geologischer Schnitt durch die Münchner Schotterebe (Länge rund 40 km)

Der 'Hauptgrundwasserleiter' ist das Quartär. Das Quartär besitzt an seinem südlichen Rand Mächtigkeiten von mehr als 100 Metern. Im südlichen Stadtgebiet beträgt die Mächtigkeit bis zu mehrere 10 Metern, im Norden nur noch wenige Meter.

Das Tertiär ist in sich geschichtet und bildet mehrere grundwasserleitende Schichten, die untereinander durch weitgehend undurchlässige Schichten getrennt sind. In großen Bereichen ist auch das Quartär vom obersten Tertiärgrundwasserleiter durch eine solche Schicht getrennt, es gibt jedoch Bereiche, in denen diese Schicht fehlt oder durch 'Fenster' unterbrochen ist. 'Fenster' können auch künstlich, z. B. durch Baumaßnahmen, die den Stauer durchstoßen, hergestellt werden, wenn anschließend die Funktion der Trennschicht nicht gewährleistet ist.

3.2. Grundwasser

Das quartäre Grundwasser ('Hauptgrundwasserstrom') fließt im Bereich der Stadt München großräumig von Süd nach Nord. Dies kann sich jedoch kleinräumig stark ändern, so fließt das Grundwasser in Isarnähe häufig in Richtung des Flusses. Das Grundwassergefälle beträgt im allgemeinen etwa 0,2 bis 0,4 %. In den quartären Kiesen fließt das Grundwasser mit einigen Metern bis einigen 10 Metern pro Tag, im Tertiär liegt die Fließgeschwindigkeit entsprechend den k_f -Werten um 10er-Potenzen darunter.

Als ein maßgeblicher hoher (in etwa 100-jährlicher) Grundwasserstand wird in München im allgemeinen der rekonstruierte Grundwasserstand von 1940 angenommen. Wie schon erwähnt, kann dieser Grundwasserstand in einigen Gebieten die Geländeoberkante erreichen.

Das Grundwasser ist im Raum München starken Schwankungen unterworfen. Als Beispiel für eine noch nicht von Bauten im Grundwasser beeinflusste Messstelle kann der sogenannte 'Lehrer-Pegel' in Eglfing etwas außerhalb Münchens angesehen werden. Der Grundwasserstand schwankt im langfristig beobachteten Zeitraum zwischen 521,6 m ü. NN (NW 1972) und 528,6 m ü. NN (HW 1940), d. h. um 7 m. Diese Schwankungsbreite ist relativ extrem, Schwankungen um einige Meter sind im Münchener Raum jedoch nichts Ungewöhnliches.

Auch kurzfristig kann der Grundwasserstand stark schwanken, in der Messstelle Eglfing im Verlauf eines Jahres um ca. 1,5 m.

Grundwasserstand Einzelwerte Kennzahl: 1131/7836/24 Meßstelle Nr: 16006
 Name: EGLFING LEHRER 265B Tiefe u. GOK 17,60 m
 Lage: TK25, Bl. 7836 R=4481050,00, H=5330930,00 (Gauß-Krüger) GOK: 538,43 NN+m

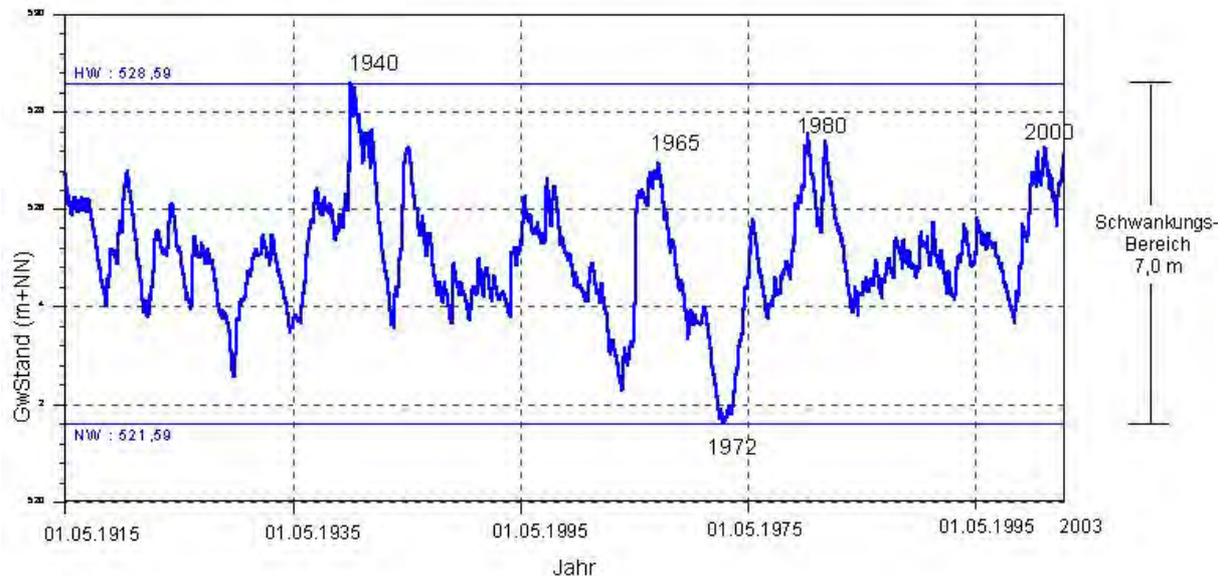


Bild 2: Grundwassermessstelle Eglfing 1913 bis 2003

Von Interesse für das Bauen im Grundwasser ist nicht nur die Höhe des Grundwasserstandes, sondern auch die Dauer dieses 'Hochwassers'. Der Bauherr muss sich für den Fall extremer Grundwasserstände darüber im klaren sein, dass er entweder die Baustelle auf diesen Fall auslegen muss, oder für die Dauer der Hochstände den Bau unterbrechen muss. Nach Auswertungen von Grundwasserstandsmessungen können Grundwasserstände

- HW_{100} bis zu 30 Tage,
- HW_{50} bis zu 180 Tage und
- HW_{10} bis zu 390 Tage

andauern.

3.3. Oberirdische Gewässer

Oberirdische Gewässer spielen beim Bauen im Grundwasser insofern eine Rolle, als immer wieder der Wunsch von Bauherren oder Baufirmen auftaucht, geförderttes Grundwasser in ein Oberflächengewässer einzuleiten. Gründe hierfür können u. a. sein:

- Kein Platz auf dem Baugrundstück oder in der Umgebung für eine Versickerungsanlage.
- Bodenbelastungen, die eine Versickerung nicht zulassen.
- Die Kosten für eine Versickerungsanlage sollen gespart werden.

Aus verschiedenen wasserwirtschaftlichen Gründen ist eine solche Einleitung nicht wünschenswert:

- Hydraulische Belastung des oberirdischen Gewässers: Gefahr einer Abflussverschärfung, bei einer Vielzahl solcher Einleitungen ggf. Erhöhung der Hochwassergefahr.
- Qualitative Beeinträchtigung des oberirdischen Gewässers: Durch mitgeführte, sich absetzende Feinteile kann die Gewässersohle abgedichtet, und damit von der Sauerstoffversorgung abgeschnitten werden, mit entsprechenden Auswirkungen auf die

Lebewesen in der Sohle (Makrozoobenthos). Die weitgehend erreichte Gewässergütekategorie II würde hierdurch möglicherweise wieder gefährdet.

- Verringerung der Grundwasserdargebots.

4 Bauwasserhaltung

Entnahme und Wiederversickerung bzw. Einleitung sind wasserrechtlich zwei Tatbestände, werden im weiteren aber als 'Bauwasserhaltung' zusammengefasst.

Bauwasserhaltungen können aus verschiedenen Gründen erforderlich sein, z. B.:

- Zur Absenkung des Quartärgrundwassers im obersten Grundwasserstockwerk, um im Trockenen bauen zu können.
- Zur Absenkung des Druckspiegels in gespannten Tertiärgrundwasserleitern, um ein Aufbrechen der Baugrube von unten (hydraulischer Grundbruch) zu verhindern.

3.4. Absenkung im Quartär

Die meisten Wasserhaltungen im Bereich der Stadt München sind Quartärgrundwasserabsenkungen. Sie werden bei Bauvorhaben fast jeder Größenordnung vom Einfamilienhaus mit Keller über Tiefgaragen großer Gebäude bis zu Baumaßnahmen der öffentlichen Infrastruktur (z. B. U-Bahnen) angewandt.

Für die technische Ausführung gibt es verschiedene Möglichkeiten:

- Sammeln des zusickernden Grundwassers und des anfallenden Niederschlagswassers in Pumpensümpfen und Ableitung des Wassers.
- Absenken über Brunnen

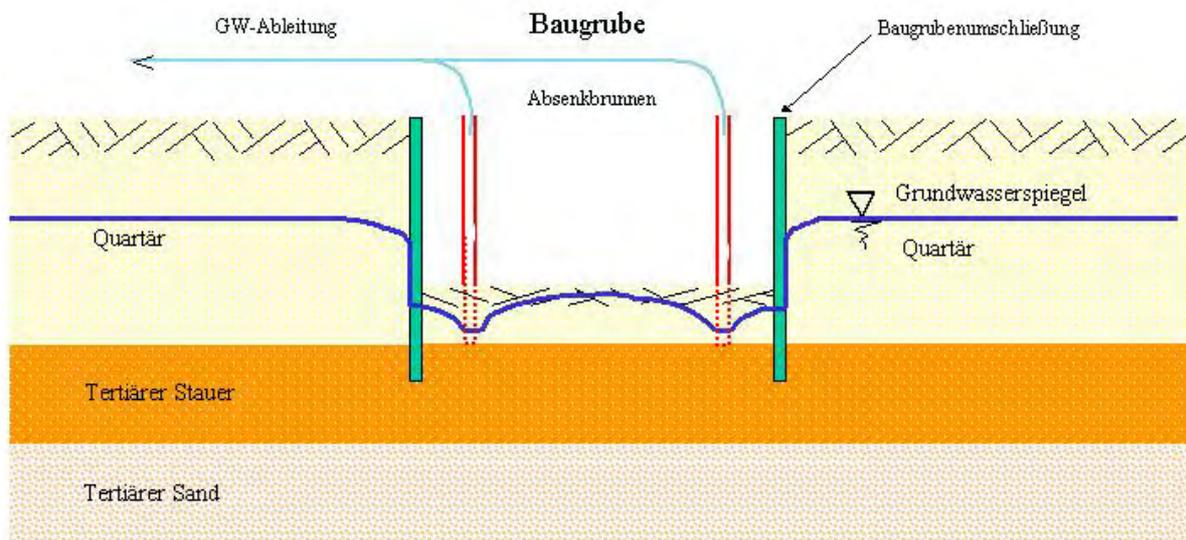


Bild 3: Quartärwasserhaltung

3.5. Tertiärentspannung

Das Tertiärgrundwasser liegt in München häufig als gespanntes Grundwasser vor. Während der eigentliche Grundwasserspiegel durch die Unterkante der absperrenden Schicht festgelegt ist, kann der Druckspiegel die Höhe des Quartärgrundwasserstandes erreichen.

Die 'Tertiärentspannung' dient zur Stabilisierung der Baugrubensohle bei tiefem Aushub. Sie kommt im Allgemeinen eher bei Großbaumaßnahmen zur Anwendung.

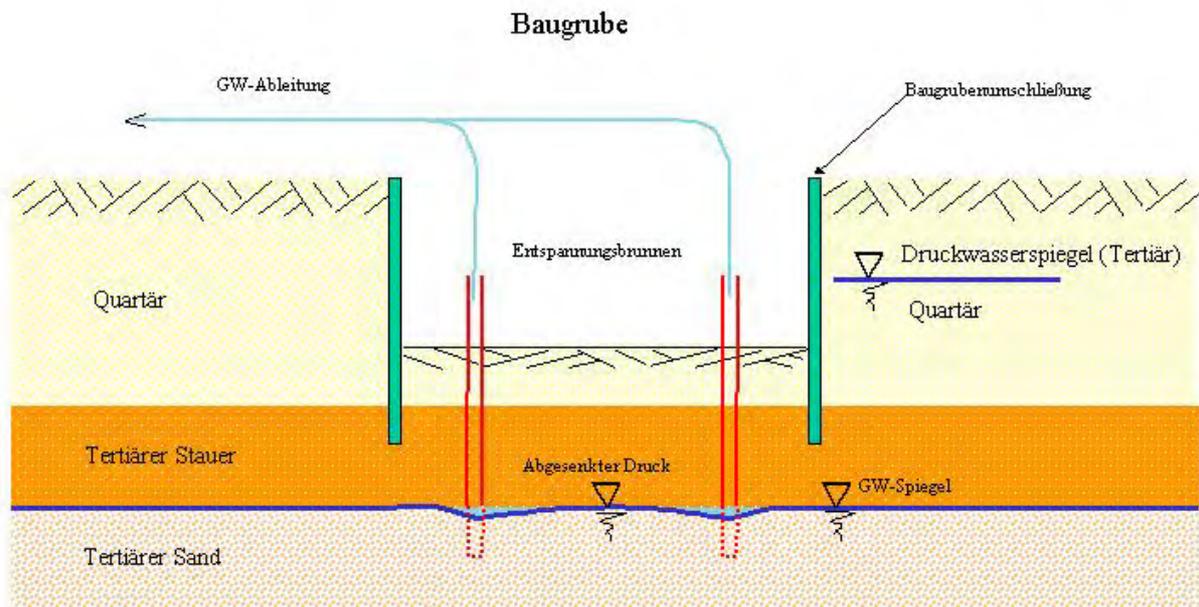


Bild 4: Tertiärwasserhaltung

3.6. Ableiten des Grundwassers

Grundsätzlich ist das im Rahmen einer Bauwasserhaltung zu Tage geförderte Grundwasser wieder zu versickern. Hauptgründe hierfür sind:

- Erhaltung des Grundwassers in seiner Menge.
- Entlastung oberirdischer Gewässer.
- Entlastung von Abwasseranlagen (Kanalisation, Kläranlage).

Bei Tertiärentspannungen ist im Einzelfall abzuwägen, wohin das zu Tage geförderte Wasser versickert werden soll:

- In den Grundwasserleiter, aus dem es entnommen wurde: In diesem Fall wird der Grundwasserstrom weitestgehend erhalten. Das 'Einpressen' des geförderten Grundwasser in den gespannten Grundwasserleiter kann jedoch technisch aufwändig sein.
- In den Quartärgrundwasserleiter: Hierdurch wird das ('wertvollere') Tertiärgrundwasserstockwerk vor eventuellen Verunreinigungen durch die Wasserhaltung geschützt.

5 Grundwasseraufstau

Wird ein Bauwerk oder eine Baugrubenumschließung vom Grundwasser angeströmt, so erzeugt es im Anströmbereich einen Aufstau des Grundwassers und im Abstrombereich eine Absenkung.

Der durch die Baugrubenumschließung oder das fertige Bauwerk hervorgerufene Grundwasseraufstau soll aus verschiedenen Gründen begrenzt werden:

- Vermeidung von Wasserschäden in benachbarten Gebäuden.
- Minimierung von Eingriffen in das Grundwasserregime. Insbesondere das durch das Hindernis hervorgerufene großräumige Umleiten der Grundwasserströme soll verhindert werden.

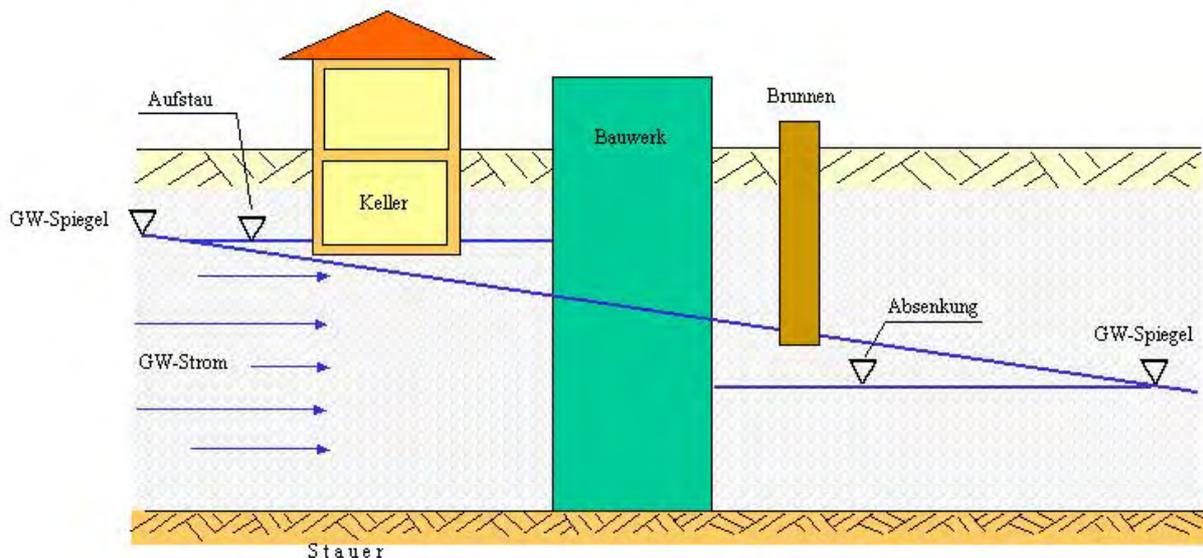


Bild 5: angeströmtes Bauwerk - Aufstau

Einen festen Wert für einen 'zulässigen' Aufstau gibt es nicht, das zulässige Maß ist im Einzelfall in Abhängigkeit von den Gegebenheiten festzulegen. Typischerweise wird der Aufstau in der Stadt München auf Werte zwischen 0,1 und 0,3 m begrenzt.

Eine Faustformel für das Maß des Aufstaus (hier vereinfacht für senkrechte Anströmung) stellte Schneider auf:

$$h = b \cdot i / 2$$

mit b = Bauwerksbreite quer zur Anströmung und i = Grundwassergefälle.

Besondere Auswirkungen haben langgestreckte Linienbauwerke wie z. B. U-Bahnbauwerke. Hierbei ist in München schon einmal ein Aufstau von bis zu 2,5 m aufgetreten. Um solche Auswirkungen zu vermeiden, werden in München seit geraumer Zeit sogenannte 'Düker' eingebaut, die dafür sorgen, dass das Grundwasser von einer Seite des Gebäudes auf die andere strömen kann.

Hierbei wird das anströmende Grundwasser mittels Dränrohren gefasst, in einem Schacht gesammelt und über eine Verbindungsleitung unter dem Bauwerk hindurch (in Einzelfällen auch durch das Bauwerk oder darüber hinweg) auf die andere Seite des Bauwerks geleitet. Hier wird es wiederum über Dräns dem Grundwasser wieder zugeführt.

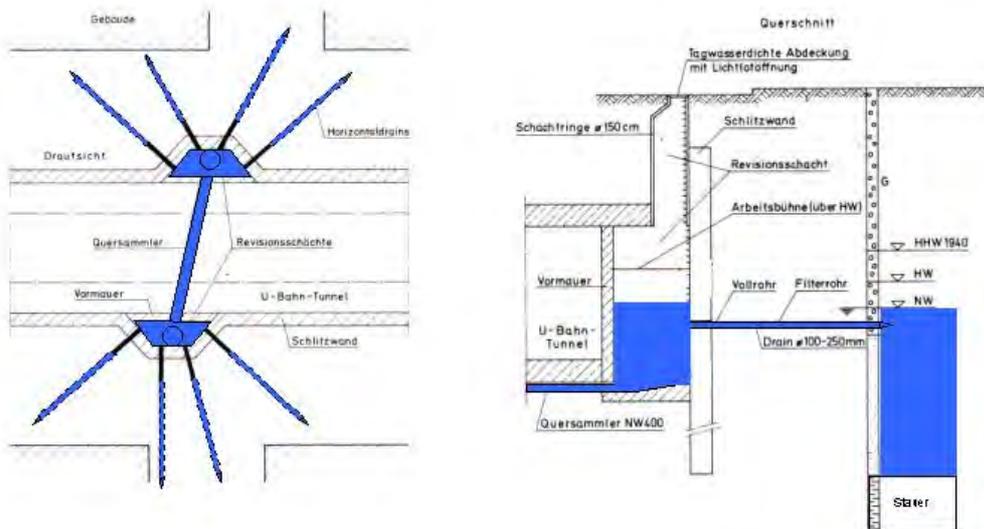


Bild 6: Düker

Andere Methoden, den Grundwasseraufstau zu begrenzen, z. B. das Aufbohren von Schmalwänden nach Baufertigstellung, haben sich nicht bewährt. Bei einer im Quartär liegenden U-Bahnstrecke der U 2-Ost (Riem) beträgt der Aufstau trotz Aufbohrungen bereits bis zu 0,7 m.

6 Auswirkungen auf die Qualität des Grundwassers

Das Grundwasser ist auch und manchmal gerade in einer Großstadt vielfältigen qualitativen Gefährdungen ausgesetzt. Die Landwirtschaft spielt nicht die Rolle wie in anderen Bereichen, dafür gibt es eine Ansammlung von Industrie, Gewerbe, Altstandorten und Altablagern. Auch von Baumaßnahmen können solche Gefährdungen ausgehen, z. B. durch:

- Öle, Treibstoffe, Schmierstoffe der Baufahrzeuge.
- Belastungen aufgrund von Injektionen (z. B. Chromatbelastungen aus Zementen).
- Sonstiger Umgang mit wassergefährdenden Stoffen auf der Baustelle.
- Mobilisierung von Schadstoffen durch Einbringen von Energie in den Boden, z. B. Einrammen von Spundwänden.
- Mobilisierung von Schadstoffen durch versickerndes Bauwasser.

Im Vergleich zu den übrigen Grundwassergefährdungen dürfte – auch ohne dass darüber eine Statistik vorliegt – das Bauen im Grundwasser zu den qualitativen Grundwasserbelastungen weniger beitragen.

7 Zusammenfassung

Aus verschiedensten Gründen ist das Bauen im Grundwasser in München (und auch anderswo) erforderlich. Die damit verbundenen Einwirkungen auf das Grundwasser bedürfen aufgrund der Bestimmungen der einschlägigen Gesetze (WHG, BayWG) einer Erlaubnis. Zum Erhalt dieser Erlaubnis ist die Durchführung eines Wasserrechtsverfahrens notwendig. Häufig ist es für den Bauherrn sinnvoll, bereits im Vorfeld Kontakt mit den Behörden aufzunehmen, um bestimmte Randbedingungen kennen zu lernen.

Der Wasserrechtsantrag ist mit den erforderlichen Unterlagen bei der Kreisverwaltungsbehörde (KVB) einzureichen. Diese schaltet ggf. das Wasserwirtschaftsamt als Fachbehörde zur Begutachtung der beantragten Benutzungen ein. Im Rahmen dieser Begutachtung

werden Auflagen und/oder Bedingungen zum Schutz der Allgemeinheit oder der Interessen Einzelner vorgeschlagen. Die Erfahrung zeigt, dass Anträge auf 'Bauen im Grundwasser' nur in seltensten Fällen aus fachlichen Gründen abgelehnt werden müssen, dass jedoch fast jede Gestattung mit Auflagen und Bedingungen, insbesondere zum Schutz des Grundwassers, versehen ist.

Die KVB erlässt den Rechtsbescheid – im allgemeinen unter Berücksichtigung der Äußerungen des WWA - in dem der Umgang mit dem Grundwasser geregelt wird. Während der Baudurchführung wirken die Behörden dann noch im Rahmen der Gewässeraufsicht (KVB) bzw. der technischen Gewässeraufsicht (WWA) mit.

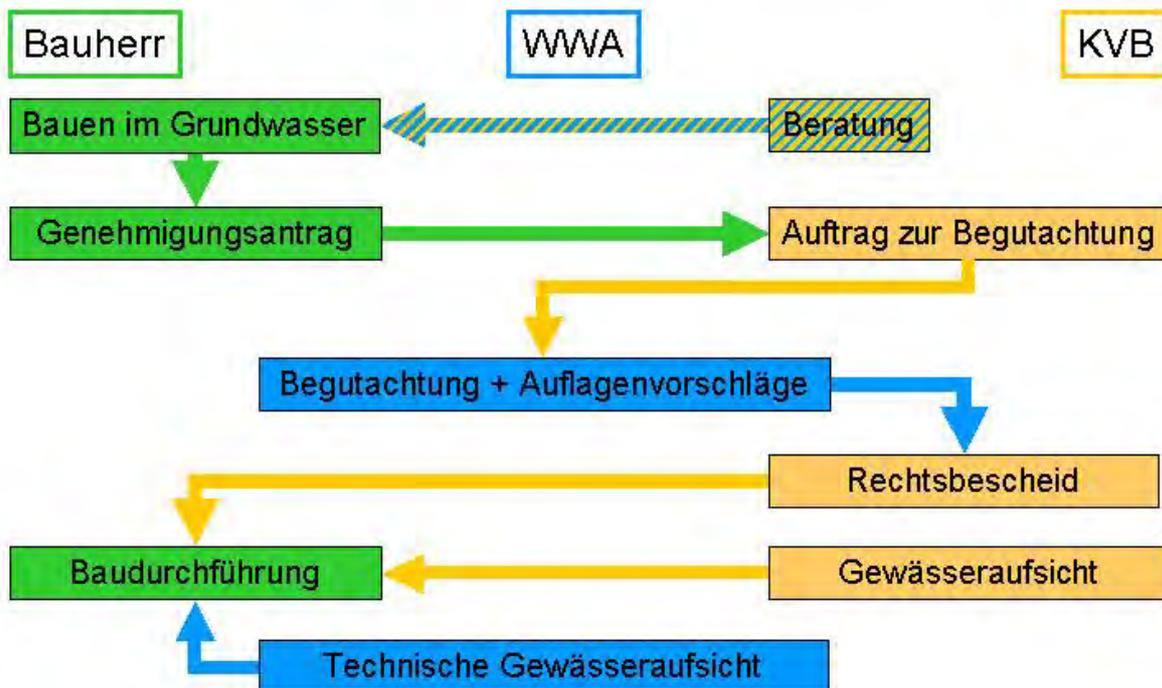


Bild 7: Ablauf eines Genehmigungsverfahrens

Die Tätigkeit der Behörden im Zusammenhang mit dem Bauen im Grundwasser dient insbesondere

- dem Schutz der Qualität des Grundwassers,
- dem Schutz des Grundwasserdargebots und
- dem Schutz oberirdischer Gewässer.

Eine Minimierung der Eingriffe in den Grundwasserhaushalt durch eine vorausschauende Planung ist hierbei von entscheidender Bedeutung.

8 Literatur

- [1] Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz - WHG): Bundesgesetzblatt (2002) Teil I, Nr. 59
- [2] Bayerisches Wassergesetz (BayWG) in der Fassung der Bekanntmachung vom 19.07.1994, zuletzt geändert am 24.04.2001
- [3] Bayerisches Geologisches Landesamt (GLA) (Hrsg.): Geologisch-Hydrologische Karte von München (1953)
- [4] Polz, W.: mündliche Auskünfte
- [5] Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW): Hydrogeologisches Gutachten zur Beurteilung der Privaten Hausbrunnen im Bereich der Landeshauptstadt München hinsichtlich des Schutzes der Wassergüte (1979)
- [6] Landeshauptstadt München – Umweltschutzreferat (Hrsg.): Umweltatlas München (1990)
- [7] Gebhardt, P.: Die geologischen und hydrologischen Verhältnisse beim Münchner U-Bahn-Bau. Dissertation an der Ludwig-Maximilians-Universität München (1968)
- [8] Schneider, G.: Berechnung der Beeinflussung des Grundwasserstromes durch Baumaßnahmen. Die Bautechnik 2/1981
- [9] Schneider, G.: Grundwasseraufstau vor Bauwerken bei gleichzeitiger Unter- und Umströmungsmöglichkeit. Die Bautechnik 11/1983

Flughafen München: Ein Großprojekt mit vielen Schnittstellen zum Grundwasser aus der Sicht des Bauherrn

Dipl.-Ing. Helmut Hofstetter
Flughafen München GmbH

Am Beispiel des Neubaus des Flughafens München sollen schwerpunktmäßig behandelt werden,

- wie der Vorhabensträger und Bauherr die mit seinem Projekt verbundenen Aufgabenstellungen hinsichtlich des Grundwasserhaushalts wahrnimmt und löst,
- wie die planerischen und baulichen mit den wasserwirtschaftlichen Zielsetzungen in den Rechtsverfahren in Einklang gebracht und
- wie die hieraus entstehenden Auflagen in organisatorischer, rechtlicher und technischer Hinsicht umgesetzt werden.

Hierbei sollen weniger die Details der Technik im Vordergrund stehen, sondern mehr das Zusammenwirken der Beteiligten und deren Gestaltungsmöglichkeiten im Verfahrens-, Planungs- und Baugeschehen.

1 Projektentwicklung

Bereits im Jahr 1954 wurde von der damaligen Flughafen München Riem GmbH ein Generalausbauplan erarbeitet, der zu der Erkenntnis führte, dass der Flughafen München Riem wegen der Nähe zur städtischen Bebauung und der fehlenden Flächen nicht in dem Maße ausgebaut werden kann, wie es für eine langfristige Entwicklung des Luftverkehrs erforderlich wäre. Eine Lösung des Problems konnte nur die Aufgabe von München Riem und der Bau eines völlig neuen Verkehrsflughafens an einer anderen Stelle sein.

Im März 1963 haben der Freistaat Bayern und die Landeshauptstadt München eine Kommission „Standort Großflughafen München“ ins Leben gerufen. Die nach ihrem Vorsitzenden, den ehemaligen bayerischen Arbeitsminister, auch Öchsle-Kommission genannte Expertengruppe hat in den Jahren 1963/64 zwanzig mögliche Standorte für einen neuen Münchner Flughafen ermittelt.

Zu den vielfältigen Bewertungskriterien gehörten neben der Entfernung zu München und der Verkehrserschließung, die Topografie, Hindernisfreiheit, meteorologische Verhältnisse, Bodenbeschaffenheit, Vermeidung des Überflugs stark besiedelter Gebiete, Lärm- und Naturschutz, die Ziele von Landesplanung und Raumordnung und der Wasserhaushalt. Grundlage einer Bewertung war ein damals entwickelter "Schema-Leitplan" für einen neuen Flughafen, der mit dem später realisiertem Konzept schon eine erstaunliche Ähnlichkeit aufwies.

In die engere Auswahl der Kommission kamen schließlich fünf Standorte, u.a. auch der Standort "Erding-Nord", ca. 30 km nordöstlich von München im Erdinger Moos, womit allerdings die Notwendigkeit verbunden war, den Militärflugplatz bei Erding aufzugeben. Nachdem die Öchsle-Kommission sich im Abschlussbericht nicht eindeutig für einen bestimmten Standort ausgesprochen hatte, wurde im Oktober 1965 eine sogenannte "Behörden-Kommission" aus Vertretern des Freistaats Bayern, der Bundesrepublik und der Landeshauptstadt München gebildet, um weitere Fakten zu recherchieren, zu bewerten und einen Standort auszuwählen.

Im Juli 1966 empfahl die Behördenkommission den Standort Hofoldingen Forst südlich von München. Günstig beurteilt wurden die Lage zum Einzugsgebiet, die Flugsicherungssituation, die Geländeform und die Eigentumsverhältnisse. Große Teile der benötigten Flächen

waren im staatlichen Besitz. Hinzu kam die dünne Besiedlung und die deshalb geringe Lärmauswirkung.

Im Oktober 1966 wurde für den Standort Hofoldingen Forst ein Raumordnungsverfahren eingeleitet, das im Oktober 1967 auch auf den Standort Erding-Nord ausgedehnt wurde, nachdem das Bundesverteidigungsministerium eine Einschränkung des Flugbetriebes auf dem Militärflugplatz Erding zu Gunsten eines Verkehrsflughafens in Aussicht gestellt hatte.

Im Juli 1969 wurde das Raumordnungsverfahren mit einem Votum für den Standort Erding-Nord abgeschlossen.

Am 05. August 1969 entschied sich der Bayerische Ministerrat für den Standort Erding-Nord. Die zuständigen Ministerien wurden beauftragt, unverzüglich alle erforderlichen Maßnahmen zur Errichtung des neuen Verkehrsflughafens München zu treffen und die gesetzlich vorgeschriebenen Verwaltungsverfahren vorzubereiten.

Der Flughafen München GmbH (FMG) mit den Gesellschaftern Freistaat Bayern (51 %), Bundesrepublik Deutschland (26 %) und Landeshauptstadt München (23 %) wurde als Träger des Vorhabens die Aufgabe gestellt, den neuen Flughafen zu planen und zu bauen.

Für die Aufgabe baute die FMG mit dem Projekt fortschreitend eine Bauherrenorganisation auf, die die im öffentlich-rechtlichen Verfahren vorzulegenden Antragsunterlagen und technische Planungen zu erstellen, die Verfahren zu betreiben und die Baumaßnahmen zu realisieren hatte.

Im Wesentlichen wurde die Bauherrenaufgabe von den der Geschäftsführung der FMG direkt zugeordneten Hauptabteilungen Planung und Bau sowie Recht und Vertragswesen wahrgenommen. Die Erstellung der Planfeststellungsunterlagen wurden vom für diesen Zweck geschaffenen Flughafenneubauamt aus der Finanzbauverwaltung gesteuert. Anschließend wurden die weiteren Aufgaben mit Verfahrensdurchführung, Planfeststellung und Baudurchführung von der FMG übernommen.

2 Geologisch, hydrogeologische und wasserwirtschaftliche Gegebenheiten am Standort

Die geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten des Standortes wurden in ausführlichen Erkundungen und Gutachten des Bayerischen Geologischen Landesamtes, der Gesellschaft für Radiohydrometrie und des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität München untersucht und bewertet.

Der Flughafen München liegt am nördlichen Rand der Münchner Schotterebene, die vom Alpenvorland bis nach Freising reicht, in einer Höhe von etwa 450 m über NN.

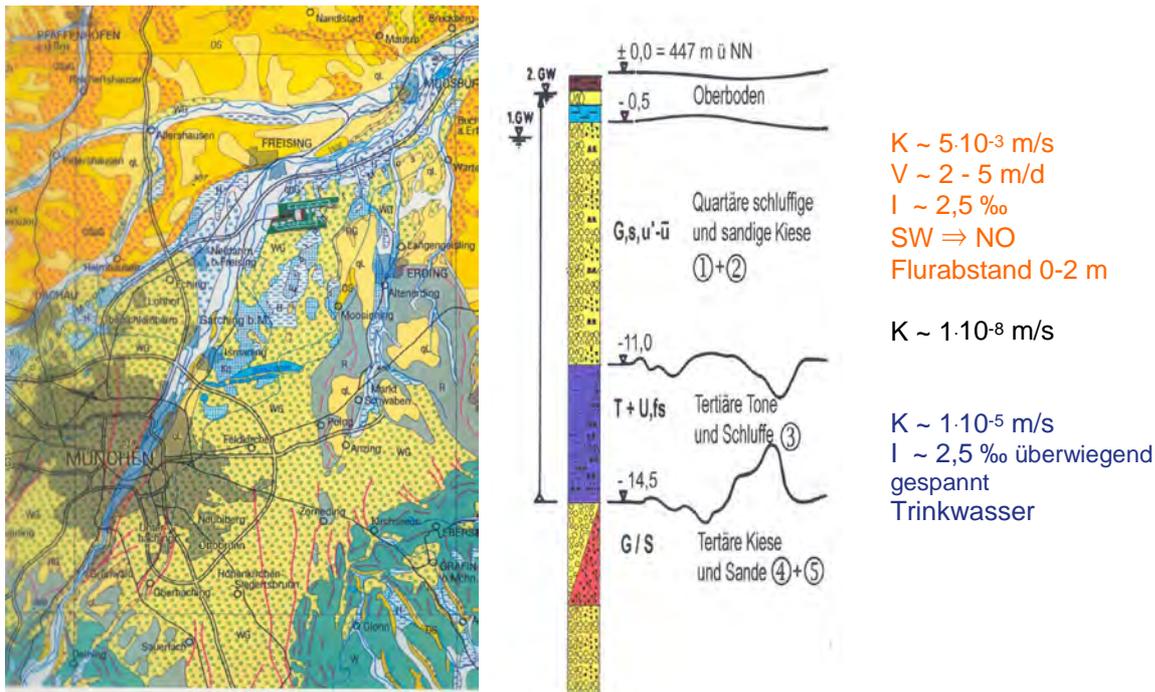


Bild 1: Geologie am Nordrand der Münchner Schotterebene

Es handelt sich um eine Aufschotterung der Riss- und Würmeiszeit. Unter der rund 10 m starken Schicht aus quartären Kiesen liegen die tertiären Schichten der oberen Süßwassermolasse mit einer wenig durchlässigen, sogenannten tertiären Trennschicht und darunter den starksandigen Kiesen des tertiären Schotters.

Durch die tertiäre Trennschicht ergeben sich ein oberes Quartärgrundwasserstockwerk und untere Tertiärgrundwasserstockwerke, wie dies auch im unterschiedlichen Chemismus und Alter sowie durch den etwas höheren Druckwasserspiegel des Tertiärgrundwassers belegt wird.

Das Tertiärgrundwasser wird zur Trinkwasserversorgung der Region verwendet. Durch die beschriebenen natürlichen Voraussetzungen ist dieses Tiefengrundwasser im Flughafenbereich vor Beeinträchtigungen geschützt.

Das quartäre Grundwasser strömt von Südwesten nach Nordosten durch das Flughafengebiet, mit einem Gefälle von etwa 2 bis 3 ‰ und mit einer Strömungsgeschwindigkeit von 2 bis 5 m/Tag. Die mittlere Durchlässigkeit der quartären Kiese beträgt ca. $5 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Der natürliche quartäre Grundwasserspiegel steht hoch an, im nördlichen Flughafenbereich tritt er zeitweise bis an die Oberfläche.

Das Erdinger Moos wird von vielen kleinen Bächen durchzogen, die als Entwässerungsgräben bei der Urbarmachung der Flächen errichtet wurden und den Grundwasserspiegel auf einen für die Landwirtschaft günstigen Stand halten. Vorfluter aller Gewässer ist die Isar. Die mittleren Abflüsse der Bäche liegen unter $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$, bei vielen unter $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$. In den schmalen Gerinnen können bei bordvollem Abfluss meist nicht mehr als 2 bis $3 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden.

3 Ziele und Anforderungen der Wasserwirtschaft und des Flughafens

Aus den hydrogeologischen und wasserwirtschaftlichen Voraussetzungen ergeben sich für Bau und Betrieb des neuen Flughafens im Bezug auf den Grundwasserhaushalt aus Sicht der Wasserwirtschaft folgende Ziele und Anforderungen:

- Erhaltung der tertiären Trennschicht zum Schutz des tertiären Grundwassers für die Trinkwasserversorgung, keine Entspannung und Entnahme von Tertiärgrundwasser
- geringst mögliche Einwirkung auf den Grundwasserhaushalt
 - Auswirkungen von Grundwasserabsenkungen möglichst nur im Flughafengelände
 - Erhaltung einer möglichst ungehinderten Grundwasserströmung
 - Schutz des Grundwassers vor Verunreinigungen bei Bau und Betrieb
- quantitative und qualitative Beweissicherung des Grundwassers zum Nachweis der Einwirkungen
- rechtzeitige und intensive Abstimmung aller Maßnahmen mit dem Wasserwirtschaftsamt
- Auflagen- und Entschädigungsvorbehalt

Die vom Flughafen zu verfolgenden Ziele lassen sich im Wesentlichen wie folgt zusammenfassen:

- antragsgemäße Erteilung der Planfeststellung, Bewilligungen und Erlaubnisse zur frostsicheren Gründung der Flächen, Errichtung tiefliegender Bauwerke, Entwässerung von Flächen ins Grundwasser
- angemessene, wirtschaftlich umsetzbare Auflagen
- flexible Handhabung des Aufgabendurchlaufes für einen zügigen Projektablauf und effizienten Betrieb
- Nutzung von technischen und wirtschaftlichen Entwicklungen und innovativen Baumethoden
- Vermeidung bzw. Minimierung von Schadensersatzansprüchen
- Berücksichtigung der Interessen der Betroffenen, Öffentlichkeit und Politik
- als öffentlicher Vorhabensträger Vorbildfunktion beim Aufgabendurchlauf wahrnehmen

Im Planungs-, Verfahrens-, Bau- und Betriebsgeschehen sind diese Ziele und Anforderungen der Wasserwirtschaft und des Flughafens miteinander in Einklang zu bringen.

4 Rechtsverfahren, Projektorganisation

Die Prüfung und Zulassung des Vorhabens durch das Bayerische Staatsministerium für Wirtschaft und Verkehr im luftrechtlichen Verfahren von 1969 bis 1974 und durch die Regierung von Oberbayern im Planfeststellungsverfahren von 1974 bis 1979 waren die rechtliche Basis des Vorhabens.

Diese Verfahren gewährleisteten das Allgemeininteresse, die Vernünftigkeit und Gesetzmäßigkeit der Planung und die Rechtsstaatlichkeit des Vorgehens. Die gesetzlichen Erfordernisse der Ordnung des Verfahrens und die gerichtliche Kontrolle stellen sicher, dass die Eingriffe zu Lasten der Umwelt und der Rechte der vielen Betroffenen in den Grenzen des sachlich Geboten und Angemessenen bleiben.

Mit dem Rechtsinstrument der Planfeststellung werden alle öffentlich-rechtlichen Beziehungen zwischen dem Träger des Vorhabens und den durch den Plan Betroffenen rechtsgestaltend geregelt. Durch die Planfeststellung wird die Zulässigkeit des Vorhabens, einschließlich der notwendigen Folgemaßnahmen an anderen Anlagen im Hinblick auf alle von ihm berührten öffentlichen Belangen festgestellt. Neben der Planfeststellung sind andere behördliche Entscheidungen nach Landes- oder Bundesrecht, insbesondere öffentlich-

rechtliche Genehmigungen, Verleihungen, Erlaubnisse, Bewilligungen, Zustimmungen und Planfeststellungen nicht erforderlich. Die Planfeststellung hat also eine Bündelungswirkung.

Als "Schnittstellen mit dem Grundwasser" wird der Begriff der "Benutzung" nach § 3 Wasserhaushaltsgesetz (WHG) herangezogen, der für das Grundwasser folgende Tatbestände festlegt:

- Aufstauen, Absenken und Umleiten von Grundwasser,
- Entnehmen, zu Tage fördern, zu Tage leiten und Ableiten von Grundwasser und
- Einleiten von Stoffen in das Grundwasser;
- Benutzungen können unter Auflagen bewilligt oder erlaubt werden.

Hinsichtlich der wasserwirtschaftlichen Belange wurden die Antragsunterlagen, Pläne, Gutachten und Feststellungen vom Wasserwirtschaftsamt (WWA) sowie vom Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW) als amtliche Sachverständige, geprüft und begutachtet und zur Minimierung der Auswirkungen auf den Wasserhaushalt Auflagen formuliert.

Der Planfeststellungsbeschluss für den Flughafen München aus dem Jahre 1979, dem ein fünfjähriges Verfahren mit öffentlichen Anhörungen und Erörterungen vorangegangen ist, umfasst ca. 600 Schreibmaschinenseiten. Der gesamte Auflagenteil umfasste ca. 50 Seiten, allein zwei Drittel davon sind Auflagen zu wasserwirtschaftlichen Belangen.

Bis zum Jahr 2002 sind insgesamt 65 Änderungsplanfeststellungsbeschlüsse ergangen, von denen in 32 Bescheiden auch wasserrechtliche und wasserwirtschaftliche Belange behandelt und mit Auflagen geregelt wurden.

Nach der Prüfung durch das Verwaltungsgericht München konnte im November 1980 mit dem Bau des neuen Flughafens begonnen werden, allerdings wurde bereits am 08. April 1981 vom Bayerischen Verwaltungsgerichtshof ein Baustopp verfügt, mit dem Hinweis, dass der Geländeverbrauch zu groß sei. Es wurde umgeplant und der Geländebedarf durch Verzicht auf die dritte Start- und Landebahn von 1.800 ha auf 1.400 ha reduziert und ein Änderungsantrag gestellt, der mit dem Änderungsbeschluss von 1984 planfestgestellt wurde. Vier Jahre nach Baustopp wurden am 09. März 1985 die Bauarbeiten wieder aufgenommen.

Generalausbauplan München Riem	1954
Standortsuche Oechsle-Kommission	1963-1964
Standortbewertung Behördenkommission	1965-1966
Raumordnungsverfahren Hofdörlinger Forst, Erding Nord	1966-1969
Ministerratsbeschluss für Erding-Nord	05.08.1969
Luftrechtliches Genehmigungsverfahren	1969-1974 (4 S/L, 2300 ha)
Planfeststellungsverfahren, Bescheid Juli 1979	1974-1979 (3 S/L, 1800 ha)
Überprüfung Verwaltungsgericht München	1979-1980
Baubeginn	1980
Baustopp durch Bayerischen Verwaltungsgerichtshof	1981-1984
Änderungsplanfeststellungsverfahren, Bescheid Juni 1984	(2 S/L, 1400 ha) 1981-1984
Baudurchführung, Inbetriebnahme 17.5.1992	1985-1992
Bau München Airport-Center	1997-1999
Bau Terminal 2, Inbetriebnahme 29.6.2003	(2 S/L, 1600 ha) 1999-2003

Bild 2: Übersicht der zeitlichen Abläufe

Die mit den Planfeststellungsbescheiden erteilten Rechte und die damit verbundenen Auflagen sind an den Bauherrn und Vorhabensträger adressiert, und er ist für die Umsetzung verantwortlich. Unterstützt wird er hierbei von den durch ihn beauftragten Sachverständigen und Büros. Im Bereich des Grundwassers war das insbesondere das Institut und Prüfamts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität München (IGB-TUM) für alle

Grundbaufragen und das Ingenieurbüro für Hydrogeologie Dr. Blasy für die Koordination Wasserhaltung (KOWA). Unter der Bauüberwachung der Baumanagementbüros hatten die Baufirmen die Maßnahmen auszuführen. Kontrolliert und überwacht wird die Einhaltung der Auflagen durch das WWA im Rahmen der technischen Gewässeraufsicht.

Projektbeteiligte für Bauen im Grundwasser		
Auftragnehmer ←	→ Bauherr FMG ←	→ Behörden
<ul style="list-style-type: none"> • Angebot • Sondervorschläge • Baugrube • Wasserhaltung • Baudurchführung 	FMG - Abt. Wasserwirtschaft Planung, Bau, Betrieb, Auflagenvollzug FMG - Abt. Recht Rechtsverfahren, Vertragswesen	<ul style="list-style-type: none"> • Wasserwirtschaftsamt - amtl. Sachverständiger - techn. Gewässeraufsicht • Regierung von Obb. - Planfeststellung • Landratsämter • Verwaltungsgerichte
	Beauftragte des Bauherrn: <ul style="list-style-type: none"> • IGB-TUM • KOWA • Objektplanung • Baumanagement 	

5 Maßnahmen mit "Schnittstellen" zum Grundwasser, Abläufe und Erfahrungen

5.1 Gewässerneuordnung

Wie bereits ausgeführt, durchfließt eine Anzahl von kleineren Gewässern das Flughafengelände von Südwesten nach Nordosten.

Diese Gewässer müssen umgeleitet und neu geordnet werden. Die bestehenden Gewässer werden entweder durch das Flughafengelände hindurch- oder um das Gelände herumgeleitet und nördlich des Flughafens wieder in ihr altes Bett eingespeist. Hier können die Bäche ihren Weg fortsetzen. Die Bachunterläufe bleiben praktisch unverändert. Damit wird im Norden des Flughafens ihre bisherige grundwasserstabilisierende Funktion aufrechterhalten. Der von Süden ankommende Hochwasserabfluss der einzelnen Bäche wird über den Abfanggraben Süd entlang der südlichen Grenze des Flughafens erfasst und um den Flughafen herum über den Osten und ein neues Gerinne zum Vorflutgraben Nord zur Isar abgeleitet.

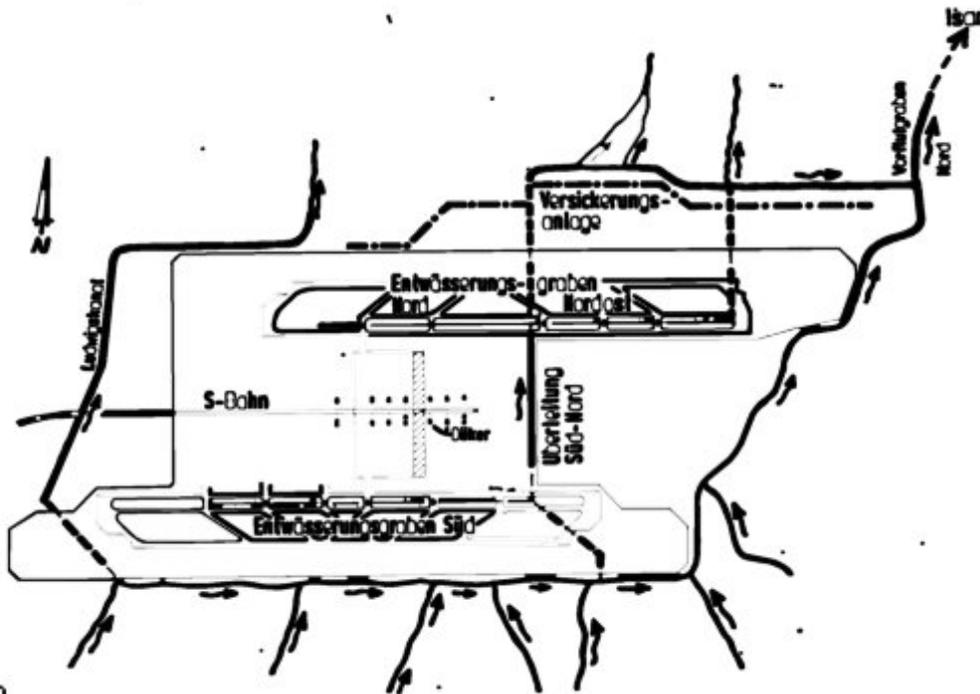


Bild 3: Gewässerneuordnung im Bereich des Flughafens

Um eine grundwasserabsenkende Wirkung zu vermeiden, liegt die Sohle dieser Abfanggräben sowie des Vorflutgrabens Nord zur Isar im Bereich des statistisch gemittelten Sommerzentralwasserstandes des Grundwassers. Da der Abstand des Grundwassers von der Geländeoberfläche nach Norden hin geringer wird, führt diese Vorgabe dazu, den Vorflutgraben Nord als beidseitig eingebettetes Gerinne mit steigenden Dammhöhen in Richtung Isar anzubinden.

Lediglich der Ableitungsgraben Nord, der an der Nordseite das durch den Flughafen geleitete Bach- und Regenwasser aufnimmt, taucht ständig in das Grundwasser ein. Er ist deshalb mit ca. 60 cm dicken, auftriebssicheren Platten hergestellt und mit Wasserbausteinen ausgekleidet. Bei Planung und Bau der neuen Gewässer in der Randzone wurden die Vorstellungen der naturnahen Gestaltung der Gewässer eingebracht. Es entstanden vielfältig strukturierte Gewässer mit gewundenem Lauf, einem Wechsel von seichten Stellen und tiefen Punkten, rascher durchströmten Bereichen und ruhigen Buchten, ergänzt durch höher gelegene trockene Sand- oder Kiesflächen. Vervollständigt wird diese natürliche Gestaltung durch standortgerechte Gebüsch- und Gehölzpflanzungen, die den Schutz der Uferbereiche durch den natürlichen Bewuchs gewährleisten, den Eintrag von Nährstoffen verhindern und einen ausgeglichenen Wärmehaushalt sicherstellen. Damit bilden diese Uferzonen gleichzeitig einen Lebensraum für viele bedrohte Tier- und Pflanzenarten. Diese naturnahe Gestaltung der neuen Gewässer hat neben seiner ökologischen Bedeutung durchaus ökonomischen Wert, da abgesehen von gelegentlichen steuernden Eingriffen Pflegemaßnahmen weitgehend entfallen können. Im Laufe der Jahre haben sich ökologisch stabile und damit pflegeextensive Lebensräume herausgebildet.

Für die Bauausführung sowie für den späteren Unterhalt dieser Anlagen sind sehr ins Detail gehende Auflagen formuliert worden, insbesondere auch zur Begrenzung der Reichweiten von Wasserhaltungsmaßnahmen. Zur Sicherung des Beweises der bestehenden Verhältnisse und der Auswirkungen des Flughafens auf die Gewässerregime sind eine Reihe von Abflusspegeln und das jährliche biologische Zustandsbild der Gewässer zu erheben und dem WWA in Form von Auswertungen und gutachterlichen Stellungnahmen vorzulegen.

Beim Betrieb der Anlagen ist der planfestgestellte Zustand aufrecht zuhalten. Dies gilt vor allem für die Steuerung der regelbaren Anlagen, wofür ein umfassendes Mess-, Steuer-Regelsystem mit zentraler Leittechnik installiert wurde. Der Kreisverwaltungsbehörde und dem WWA war ein verantwortlicher Betriebsbeauftragter zu benennen, der die Aufgabe hat, alle gesetzlichen und durch den Planfeststellungsbeschluss und die Änderungsbeschlüsse festgelegten wasserrechtlichen Verpflichtungen wahrzunehmen. Mit der Bestellung sind den Betriebsbeauftragten die für diese Aufgaben notwendigen innerbetrieblichen Befugnisse einzuräumen. Es darf nur geeignetes und zuverlässiges Wartungspersonal eingesetzt werden, und es ist eine Betriebsanweisung zu erlassen und den Behörden vorzulegen. Änderungen des Betriebes dürfen nur mit vorheriger Zustimmung des WWA durchgeführt werden.

5.2 System der Grundwasserregelung und großräumiger Erdbau

Bei den geringen Flurabständen, im nördlichen Flughafenbereich tritt das Grundwasser bis an die Oberfläche, ist die Frostsicherheit befestigter Flächen, wie Start- und Landebahnen, Rollbahnen und Vorfelder, und die Befahrbarkeit des Geländes sowohl für den Baubetrieb als auch einen späteren Katastropheneinsatz nicht gewährleistet. Als Mindestabstand zwischen der Grundwasseroberfläche und dem Unterbau der befestigten Flächen ist die hier mit einem Meter angenommene Frosteindringtiefe sicherzustellen.

Im Südbereich des Flughafengeländes war eine mehr als ausreichende Überdeckung zur frostfreien Gründung der Flugbetriebsflächen vorhanden, im Norden dagegen nicht. Als Lösung wurde eine Kombination aus großräumigen Umverteilungen von 12 Mio. m³ Erdmassen von Süden nach Norden und die Absenkung des Grundwasserspiegels realisiert.

Die dauerhaft wirkende Grundwasserabsenkung wird durch das System der Entwässerungsgräben Süd und Nord zwischen den Parallelrollwegen hergestellt, die den mittleren Grundwasserspiegel zwischen den Gräben um ca. 2,0 m absenken. Die Auswirkung der Absenkung nach außen war mit Rücksicht auf die landwirtschaftlichen und ökologischen Belange und den Grundwasserhaushalt auf das geringst mögliche Maß zu begrenzen. Das Grundwasser strömt von Süden den Gräben zu, und es wird im Graben der Überleitung Süd-Nord im freien Gefälle nach Norden abgeleitet. Der so insgesamt entstehende Grundwassertrichter hat seinen tiefsten Punkt jeweils in den Wasserspiegeln der Entwässerungsgräben. Ein erstes Konzept der Grundwasserabsenkung war mit einem unterirdischen Dränagerohrsystem geplant, um offene Wasserflächen, die ein Problem hinsichtlich des Vogelschlags darstellen, zu vermeiden. Die unübersehbaren Konflikte eines unterirdischen Dränrohrsystems mit den vielen unterirdischen Trassen und Infrastruktureinrichtungen haben dann zur Lösung mit den Entwässerungsgräben geführt. Mit Rücksicht auf den Flugbetrieb müssen diese Gräben einen Mindestabstand von den Start- und Landebahnen einhalten und konstruktiv so gestaltet sein, dass sie zur Vermeidung der Vogelschlagsgefahr nicht zum Anziehungspunkt für Wasservögel werden. Es wurden deshalb mit Rasengittersteinen befestigte Böschungen hergestellt.

Die Berechnungen ergaben bei Berücksichtigung aller Randbedingungen, dass sich die Grundwasserabsenkung grundwasserstromaufwärts nur geringfügig über die südliche Flughafengrenze ausdehnt. Für eventuell weitergehende Auswirkungen wurde ein Entschädigungsvorbehalt ausgesprochen.

Es wurden auf Antrag von Grundstückseigentümern von Amts wegen neun Entschädigungsverfahren wegen Schäden infolge der Grundwasserabsenkung eingeleitet. Bei acht Fällen konnte durch die Ergebnisse der Beweissicherung belegt werden, dass ein Zusammenhang der vorgebrachten Schäden mit der Grundwasserregelung besteht. In einem Fall konnte mit einem freiwilligen Grundstückstausch abgeholfen werden.

Die Reichweite der Absenkungen wird in den Sommermonaten durch Anheben des Wasserspiegels über automatisch gesteuerte Schützen im südlichen Entwässerungsgraben weiter verringert. Die Frostsicherheit in den Wintermonaten wird durch Wiederherstellen des vollen Absenkzieles gewährleistet.

Die dauernde Wasserentnahme aus dem Grundwasserstrom würde grundwasserstromabwärts eine weiterreichende Absenkung erzeugen. Um dies zu vermeiden, wird die über die Entwässerungsgräben entnommene Grundwassermenge im Norden des Flughafens über die Versickerungsanlage wieder in den Grundwasserstrom versickert. Die Versickerungsanlage besteht aus einem Pumpwerk, das 120 bis 450 l/s über eine ca. 6 km lange Verteilerleitung zu ca. 160 Versickerungsbrunnen mit 10 m Tiefe fördert. Damit wird das entnommene Grundwasser, das dem Versickerungspumpwerk über die Überleitung Süd/Nord zufließt, wieder in den Quartärgrundwasserstrom gleichmäßig verteilt zurückgegeben und der Grundwasserspiegel im Norden auf seiner ursprünglichen Höhe gehalten. Der Grundwasserhaushalt nördlich des Flughafens kann somit ausgeglichen und ungestört aufrecht erhalten werden.

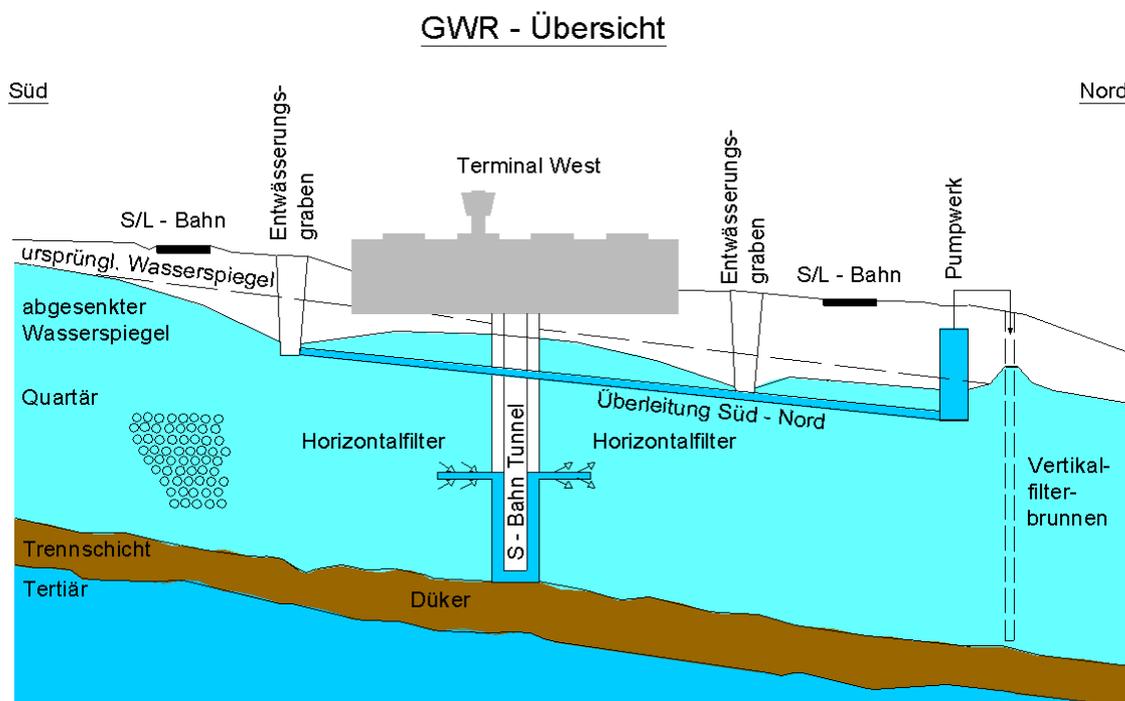


Bild 4: Aufrechterhaltung des natürlichen Grundwasserstroms

Zur quantitativen und qualitativen Beweissicherung des Grundwassers sind in der Planfeststellung umfangreiche Auflagen enthalten, mit einem großen über das Flughafengelände und darüber hinaus verteilten Messstellennetz. Die Grundwasserstände werden wöchentlich gemessen und in Grundwasserhöhenplänen ausgewertet dargestellt. Zur Beweissicherung der Grundwassergüte ist vierteljährlich in Haupt- und Kurzuntersuchungen ein umfangreicher Parameterkatalog an etwa 30 Messstellen zu analysieren. Die Untersuchungsergebnisse werden dem WWA mit Auswertung der Tendenzen und Darstellung besonderer Vorkommnisse mit Datenträger vorgelegt. Ergänzende Auflagen zur Erweiterung der Grundwassermessstellen und zur Änderung des Untersuchungsprogramms sind vorbehalten.

Die Beweissicherung für Gewässer und Grundwasser sind größtenteils bereits zur Vorbereitung der Planfeststellungsunterlagen Mitte der 70er Jahre eingeleitet worden.

5.3 Kiesabbau unter Grundwasser im Flughafen und Flughafenumland

Für die Herstellung des Unterbaus der Start- und Landebahnssysteme, der Geländeausbildung für die Entwässerung, für Straßen- und Dammbauten, die Erdbauten, für die Gleisanlagen, die Herstellung großflächiger Rohplanien für Bebauungszonen und die Erdbauten für die Landschaftsgestaltung des Flughafens wurde das erforderliche Schüttmaterial aus Kiesgruben mit Grundwasseraufschluss innerhalb des Flughafens gewonnen.

In den Abbaufächen von ca. 210 ha zwischen Flughafenzaun und den Startbahnen wurden ca. 8 Mio. m³ Quartärkies entnommen. Diese Kiesgewinnung ist als Abbau unter Grundwasser von den Landratsämtern Erding und Freising in Form einer beschränkten Erlaubnis wasserrechtlich genehmigt worden. Nach den Bescheidaufgaben durften die nur mit Abbaumaterial aus dem Flughafengelände verfüllten Kiesgruben keinen Aufstau des Grundwasserstromes verursachen, was durch geeignete Maßnahmen, z.B. Stehenlassen von Kiesriegeln, Einbau von Überleitungsdräns zu gewährleisten war. Zur Erfassung und Beweissicherung der jeweiligen Situation sind ober- und unterstromig der Seitenentnahmen Grundwasserbeobachtungspegel gesetzt und beobachtet worden. Zur Beweissicherung der Grundwasserqualität wurden eine entsprechende chemische Überwachung und Vorgaben für den Umgang mit Treibstoffen angeordnet.

Die Messungen der Grundwasserpegel zeigten, dass es lokal staukörperbedingt zu Grundwasserspiegelanhebungen kommt, die aber die planfestgestellten Zustände nicht wesentlich veränderten. Auch die Absenkungen nördlich der Kiesgrubenverfüllungen waren nicht relevant, um so mehr sie im Flughafengebiet liegen und keine nachteiligen Auswirkungen nach außen haben konnten. Dennoch könnte es durch diese lokalen Grundwasseranhebungen vor allem bei länger anhaltendem Niederschlägen zu Bodenvernässungen kommen, die ein Befahren der Flächen erschweren. Für diesen Fall werden als Verbesserungsmaßnahmen nachträglich Dränrohrleitungen oder mit Kies verfüllte Gräben vorgesehen.

Eine außerhalb des Flughafens gelegene "Schnittstelle" mit dem Grundwasser sind die über 100 Baggerseen, die im Laufe der Zeit durch Kiesabbau unter Grundwasser entstanden sind. Sie bieten für Wasservögel ideale Biotope. Da aber gerade Wasservögel ein besonderes Gefahrenpotential für den Luftverkehr darstellen, muss dem Umgebungsraum des Flughafens in dieser Hinsicht besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden.

Unter Mitwirkung der FMG wurde ein Biotopgutachten erstellt, und es wurden Empfehlungen entwickelt, die von den Landratsämtern bei der Genehmigung von Nassabgrabungen im Umgebungsraum des Flughafens berücksichtigt werden. Mit der Auflage der "Vorabverfüllung" werden Genehmigungen zum Abbau erteilt, sofern sich der Antragsteller verpflichtet, eine bestehende Wasserfläche in der Nähe der beantragten Abgrabung teilweise oder vollständig wieder zu verfüllen. Verfüllte und genehmigte Flächen müssen sich im Umfang entsprechen, und die Verfüllung muss vor der Neuabgrabung bereits abgeschlossen sein. Auf diese Weise bleibt die Bilanz der offenen Wasserflächen trotz fortschreitender Abgrabungstätigkeit neutral.

5.4 Tiefliegende Bauwerke im Grundwasser

Nach dem Stand des 65. Planänderungsbeschlusses sind nahezu 80 Anlagen, als tiefliegende, die Grundwasserströmung behindernde Bauwerke definiert, die ein ständiges Aufstauen, Umleiten und Absenken des Grundwassers bewirken. Die Tunnelbauwerke für die S-Bahn, die Fernbahn, das Personentransportsystem sowie Gepäck und Versorgung, als auch die Kellerbereiche Terminal West, Ost, MAC und Vorfeldgepäckstation greifen so tief in den Grundwasserstrom ein, dass eine Grundwasserüberleitung erforderlich wird, für die eine eigene Bewilligung erteilt wurde.

Das Grundwasser wird durch Horizontalfilter bzw. Dränagen erfasst, auf die unterstromigen Seite der Bauwerke übergeleitet und dort dem Grundwasserleiter wieder zugeführt. Die Wirkung der Grundwasserüberleitung darf nicht durch Untergrundinjektionen, Verankerun-

gen, Veränderung des Bodengefüges oder andere hydraulische Hindernisse beeinträchtigt werden. Die Grundwasserüberleitung ist so zu dimensionieren, dass der Grundwasserzufluss sicher übergeleitet wird und kein Aufstau über das als geringfügig definierte Maß von 10 cm zum unbeeinflussten Zustand auftritt. Gegebenenfalls sind hier Möglichkeiten zu schaffen, regulierend auf die Überleitung einzugreifen.

Die FMG ist verpflichtet, die Anlagen durch regelmäßige Wartung funktionstüchtig zu halten und dem WWA einen Bericht über die Überprüfung mit der Wertung der Beweissicherung jährlich vorzulegen.

Als weitere Auflage wird verlangt, dass außerhalb des von den Entwässerungsgräben und der Überleitung Südnord gebildeten Bereiches keine Auswirkungen auf den Grundwasserspiegel durch die Einflüsse der Bauwerke sowie die notwendigen Baugruben- und Wasserhaltungsmaßnahmen erkennbar sein dürfen. Eine der wichtigsten Vorgaben war, dass die Potentialverhältnisse der tertiären Grundwasserstockwerke während der Bauphase und danach nicht nachteilig verändert werden dürfen. Insbesondere muss das höhere Druckpotential des tertiären Grundwassers gegenüber dem quartären Wasserstand und die hydraulische Wirksamkeit der tertiären Deckschichten dauerhaft erhalten bleiben, das heißt, eine Entspannung des Tertiärwasserspiegels war ausgeschlossen. Auch Untergrundinjektionen waren ursprünglich nicht zugelassen.

Baugrubenumschließungen, wie z.B. Schmalwände, Dichtwände, Spundwände, die nicht als konstruktiver Teil eines Bauwerks bestehen bleiben, müssen zurückgebaut bzw. wieder durchströmbar gemacht werden. Hierbei ist sicherzustellen, dass die Trennung zwischen Tertiär und Quartär wiederhergestellt wird.

Beim Ziehen von Spundwänden, die in das Tertiär einbinden, sind die Schlitz im Tertiär entsprechend den geologischen Verhältnissen dicht zu verfüllen. Jedoch ist die Durchlässigkeit in den Grundwasserleitern selbst zu erhalten.

In der Regel sind zum Zeitpunkt der Planfeststellung die Details über die Baumethoden, die Baugrubengestaltung und die Wasserhaltung noch nicht geklärt. Erst im Rahmen der Ausführungsplanung, meistens erst im Verlauf des Angebotsverfahrens, können z.B. bei Sondervorschlägen diese Details erarbeitet werden. Dieser Problematik wurde durch eine Auflage im Planfeststellungsbeschluss Rechnung getragen, indem die notwendigen Ausführungspläne für die konstruktive Gestaltung der Bauwerke im Grundwasser, die Baugrubenumschließung und die Wasserhaltung dem Wasserwirtschaftsamt rechtzeitig vor Baubeginn zur Prüfung vorzulegen sind. Diese Regelung war ein praxisgerechtes Instrument, um der Situation der erforderlichen, unter großem Zeitdruck stehenden Klärungen und Entscheidungen zwischen Ausschreibung, Prüfung der Angebote, Sondervorschläge und Zuschlagserteilung zwischen den Beteiligten, nämlich dem Bauherrn mit seinen Planern und Sachverständigen, den anbietenden Baufirmen und dem WWA als amtlicher Sachverständiger und technische Gewässeraufsicht flexibel Rechnung zu tragen.

Diese Situation soll anhand von einigen Beispielen erläutert werden:

Der S-Bahntunnel, der in der Achse des Flughafens von West nach Ost bis zum Zentralgebäude führt, liegt quer zum Grundwasserstrom, bindet in die tertiäre Trennschicht ein und sperrt den quartären Grundwasserstrom ab. Zur Vermeidung eines Grundwasserstaus wird das Grundwasser an der oberstromigen Seite über Horizontalfilterbrunnen gefasst und über beidseitig an den Tunnelwänden angeordneten Kontrollschächte, die mit einer unter der S-Bahn-Sohle liegenden Dükerleitung verbunden sind, im unterstromigen Horizontalfilter wieder dem Grundwasserstrom zugegeben. Über die Kontrollschächte ist sowohl eine Reinigung der Dükerleitungen als auch eine Regenerierung und Erneuerung der Filterstränge möglich.

Der Bau des Tunnels in einer Baugrube mit offener Wasserhaltung schied aus, da hierzu eine Grundwasserabsenkung von mehr als 10 m erforderlich gewesen wäre und die daraus resultierenden nachteiligen Auswirkungen nicht vertretbar gewesen wären.

Auch die Lösungsvorschläge, das Tunnelbauwerk in offener Bauweise zwischen Schlitzwänden zu errichten und die Baugrubensohle zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruches durch Brunnen zu entspannen, hätte dem Verbot einer Tertiärwasserentspannung und -entnahme widersprochen.

Der planfestgestellte Vorschlag sah vor, zwischen den nach bewährter Methode eingebrachten Schlitzwänden das Erdreich unter Wasser auszuheben, eine Unterwasserbetonsohle einzubringen, die schubfest mit den seitlichen Schlitzwänden verbunden ist. In den so entstandenen Trog wird nach Abpumpen des Wassers der Tunnel eingebaut. Die Schlitzwände und die Unterwasserbetonsohle tragen zur Auftriebssicherung bei. Auf diese Art und Weise wurde auch das erste Los ausgeführt. Daran anschließend gab es aber einen wirtschaftlich interessanten Sondervorschlag mit Spundwandbauweise. Für die Zulassung der Spundwandbauweise wurde in einem Feldversuch unter gutachterlicher Begleitung des IGB-TUM die Möglichkeit des einwandfreien Einbringens der Spundbohlen mittels Spüllanzen, das Ziehen sowie das Abdichten des entstehenden Schlitzes in der tertiären Trennschicht geprüft. Die Abdichtung erfolgte durch Verfüllen mittels einer Zement-Betonit-Suspension über die Spüllanzen während des Ziehens. Daraus hat sich das Rüttelpulververfahren mit Parameterdokumentation entwickelt.

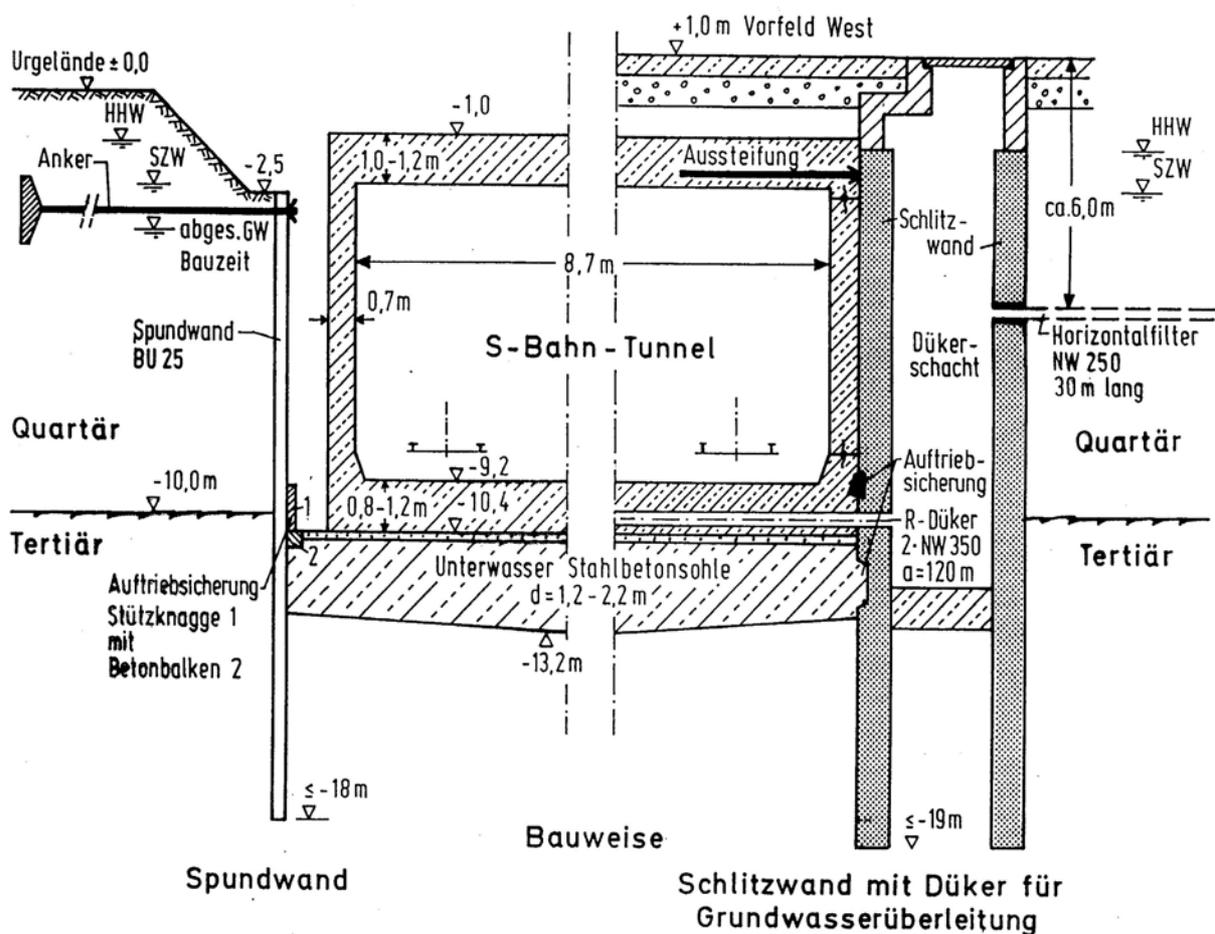


Bild 5: Spundwand und Schlitzwand mit Düker

Die größte Baugrube beim Neubau des Flughafens war das Terminal West mit einer Nord-Süd-Ausdehnung von 1100 m und einer Ost-West-Ausdehnung von 100 m. Die Baugrube

wurde mit einer Schmalwand umschlossen, die in die tertiäre Trennschicht eingebunden wurde. Um eine Durchströmung des Grundwasser von Südwest nach Nordost durch den Schmalwandkasten nach Vollendung des Bauwerks zu ermöglichen, wurden Drainageüberleitungen in Z-Form eingebaut, im Westen zur Erfassung des Grundwasser und im Osten zur Verteilung des Grundwassers.

Im Planfeststellungsbeschluss war lediglich die grundsätzliche Lage des Terminalbereiches als tiefliegendes Bauwerk im Plan definiert. Die eigentliche Ausführung wurde dann mit Hilfe der Auflage, die Ausführungsplanung dem WWA vorzulegen, geregelt. Hierbei wurden auch die Maßnahmen der Beweissicherung vereinbart, z.B. wie die Schmalwandarbeiten zu überwachen und zu protokollieren sind.

Für die Einbringung weiterer tiefliegender Einzelbauwerke in das Grundwasser mit den dazugehörigen Wasserhaltungen und Baugruben können folgende unterschiedliche Methoden aufgezählt werden:

Soweit Bauwerke nicht zu tief im Grundwasser eintauchten, wurde meistens eine offene Baugrube mit offener Wasserhaltung durchgeführt, ebenso für die Linienbauwerke, wie Rohrleitungen und Kanäle. Für tiefer ins Grundwasser eintauchende Bauwerke wurden die Baugruben mit Spundwänden oder bei ausreichenden Platzverhältnissen mit Schmalwänden mit Einbindung in die dichte Trennschicht umschlossen. Wenn die Bauwerkstiefe so groß war, dass die Auftriebssicherheit der tertiären Trennschicht nicht mehr gewährleistet war, musste mit der Methode der Unterwasserbetonsohle, wie bei der S-Bahn dargestellt, gearbeitet werden. Bei den tiefen Baugruben war die Baugrubenumschließung in aller Regel auch notwendig, um die Reichweite der Absenkung zu begrenzen. Die Reichweitengrenzen waren in der Planfeststellung definiert, und deren Einhaltung bei der Bauausführung war mittels Messstellen nachzuweisen.

Für die Abwicklung der Wasserhaltungen wurde das "Handbuch zur Wasserhaltung" in Abstimmung mit dem WWA erarbeitet. Dieses Handbuch hat sich in der Praxis so bewährt, dass es in weiteren Änderungsbescheiden als Auflage festgelegt wurde.

KOWA hatte alle Wasserhaltungen der Einzelbaustellen zu koordinieren, zu überwachen und zu dokumentieren.

Zeitweise waren Wasserhaltungen in der Größenordnung von 8 bis 10 m³/s in den geschlossenen / offenen Baugruben installiert, und die Versickerungsflächen waren so eng beieinander, dass bereichsweise eine Kreislaufführung des Wassers nicht zu vermeiden war.

Der Vollzug der Auflagen wurde in einer engen Abstimmung zwischen der Abteilung Wasserwirtschaft der FMG, der nahezu ständig auf der Baustelle anwesenden Technischen Gewässeraufsicht des WWA, der KOWA, dem IGB-TUM für Messstellen und grundbautechnische Fragen sowie den Bauleitern der Firmen und den Baumanagements durchgeführt.

Das vorgenannte Team der Beteiligten konnte aufgrund der konstruktiven und offenen Zusammenarbeit die laufend durch Abweichungen von Sollzustand entstehenden Probleme gut in den Griff bekommen.

Von großem Vorteil war hierbei die Kontinuität der beteiligten Stellen und Bearbeiter und die vertrauensvolle, effiziente Zusammenarbeit. So war das IGB-TUM seit 1970 und KOWA seit 1977 fortlaufend in das Projekt involviert. Sämtliche erforderlichen Abstimmungen mit dem WWA wurden von den Verantwortlichen der Abteilung Wasserwirtschaft der FMG koordiniert. Somit war der Bauherr über alles informiert und er konnte seiner Verantwortung zur Einhaltung der Auflagen als auch zur Abwägung der Interessen gerecht werden.

Dies gilt auch für Baumaßnahmen fremder Bauherrn, wie z.B. S-Bahn-Tunnel, bei der die Bundesbahn als Bauherr auftrat, als auch die Gebäude der Post für Luftpostleitstelle, der Polizei und der Deutschen Flugsicherung.

Auch für diese Bauwerke ist die FMG Inhaber der Planfeststellung und damit auch Adressat der für diese Bauwerke geltenden Auflagen.

Das Großprojekt Flughafen wurde am 17. Mai 1992 in Betrieb genommen, aber damit war es noch nicht abgeschlossen. 1994 wurde das Flughafenhotel gebaut, 1997 bis 1999 das Münchner Airport Center, und Mitte 2003 wird das Terminal 2 in Betrieb gehen.

Der Planfeststellungsänderungsantrag für den Neubau Passagierabfertigungsbereich Ost beinhaltet auch Vorwegmaßnahmen zum späteren Einbau einer Fernbahn durch den Flughafen. In einem ausführlichen Gutachten des IGB-TUM wurden verschiedene Baumethoden für das unterirdische Auffahren eines eigenen Fernbahntunnels vom Westen her durch das Vorfeld West – Terminal 1 bis zum geplanten Fernbahnhof unter dem MAC untersucht und vorgeschlagen. Für die unterirdischen Bereiche wurden als Baumethoden Schildvortrieb, Spritzbetonbauweise, Bodenvermörtelung und das Vereisungsverfahren in den Antrag eingebracht.

Für den Bereich des MAC und des Terminals 2 wurden als Vorwegmaßnahme Bohrpfahlwände mit Deckel vorgesehen, in deren Schutz später unter Druckluft später ein Tunnelausbau möglich ist.

Mit dem Terminal 2 entsteht erstmals ein gemeinsames Objekt einer Fluggesellschaft und eines Flughafenbetreibers: Die Bauherren sind die FMG und die Lufthansa. Für die Planung und Bauabwicklung wurde die Flughafen München Baugesellschaft als Schwester der FMG gegründet.

Für die Definition der Nutzeranforderungen und Koordinierung der Vorstellungen seitens der FMG und der Lufthansa wurde ein Projektteam Terminal 2 gebildet, das die Nutzeranforderungen der FMG und Lufthansa an die FMBau weitergab. Für den Bereich der Wasserwirtschaft war wiederum die Abteilung Wasserwirtschaft der FMG für die Definition der Nutzeranforderungen zuständig, gleichzeitig war ein Mitarbeiter dieser Abteilung in die FMBau integriert.

Im Planänderungsbeschluss für Terminal 2 wurden für die mit dem Bauvorhaben verbundenen Eingriffe in das Grundwasser bei der Bauwasserhaltung, bei der Gründung tiefliegender Bauwerke, insbesondere ebenfalls der Tunnelbauwerke für S-Bahn, Personentransportsystem, Vorwegmaßnahmen Fernbahn wieder ein umfangreicher Auflagenkatalog formuliert, der über die Abteilung Wasserwirtschaft der FMG in die FMBau eingebracht und im Rahmen des Aufgabendurchführungs auch koordiniert wurde.

In der Planfeststellung wurde für diese Tunnelbauten die Baumethode Spundwandumschließung mit bewehrter Unterwasserbetonsohle, die nach unten mit Ankern gegen Auftrieb gesichert ist, vorgesehen. Die Ausschreibung erbrachte einige Sondervorschläge: z.B. gemeinsame Baugrube für alle Tunnelbauwerke mit Tertiärwasserentspannung und eine Baugrube Personen-Transport-System (PTS) -Bahnhof mit tiefliegender Weichgelsohle.

Die Bauweise zur Tertiärwasserentspannung wurde vom WWA nicht zugelassen, für die Baugrube des PTS-Bahnhofs wurde der Abdichtung mit einer Weichgelsohle mit einem umfangreichen Auflagenkatalog die Zulassung erteilt.

Es wurde verlangt, dass Betoninjektionssuspensionen oder andere Stoffe, die beim Einbau mit Grundwasser in Berührung kommen, keine wassergefährdenden organischen Zusatzmittel enthalten dürfen. Die Zusammensetzung der eingesetzten Materialien ist dem WWA vorab bekannt zu geben und mit ihm abzustimmen. Während der Baumaßnahme müssen die eingesetzten Stoffe einer regelmäßigen Qualitätssicherung unterliegen. Für Betoninjektionen und andere zementhaltige Suspensionen, die im Grundwasser abbinden, sind grundsätzlich chromatreduzierte Zemente und arsenarme Weichgelmischungen einzusetzen. Im Überstandswasser von Zementsuspensionen bei HDI, Mixed-In-Place-Wänden und Schmal-

wänden ist ein Richtwert von Cr_{VI} von 10 µg/l einzuhalten. Sollten aus Gründen der erforderlichen Betonqualität keine chromatreduzierten Zemente eingesetzt werden können, ist dies vorab dem WWA nachzuweisen. Das aus der Baugrube abzupumpende Bauwasser muss einen pH-Wert zwischen 7 und 8,5 aufweisen und darf eine Chromatkonzentration von 10 µg/l nicht überschreiten. Vor Beginn des Lenzens der Baugrube ist das Bauwasser u.a. auf die Parameter Arsen, Blei, Aluminat, Chromat zu untersuchen. Weiterhin ist vor und nach der Neutralisationsanlage der pH-Wert kontinuierlich sowie Arsen, Blei, Aluminat und Chromat wöchentlich aus einer filtrierten Probe zu untersuchen. Sollten Wasser aus Bereichen wie Weichgelsohle und Wasser der Unterwasserbetonsohle gleichzeitig der Neutralisationsanlage zulaufen, ist vor der Zusammenführung der beiden Wasser eine Probenahme durchzuführen.

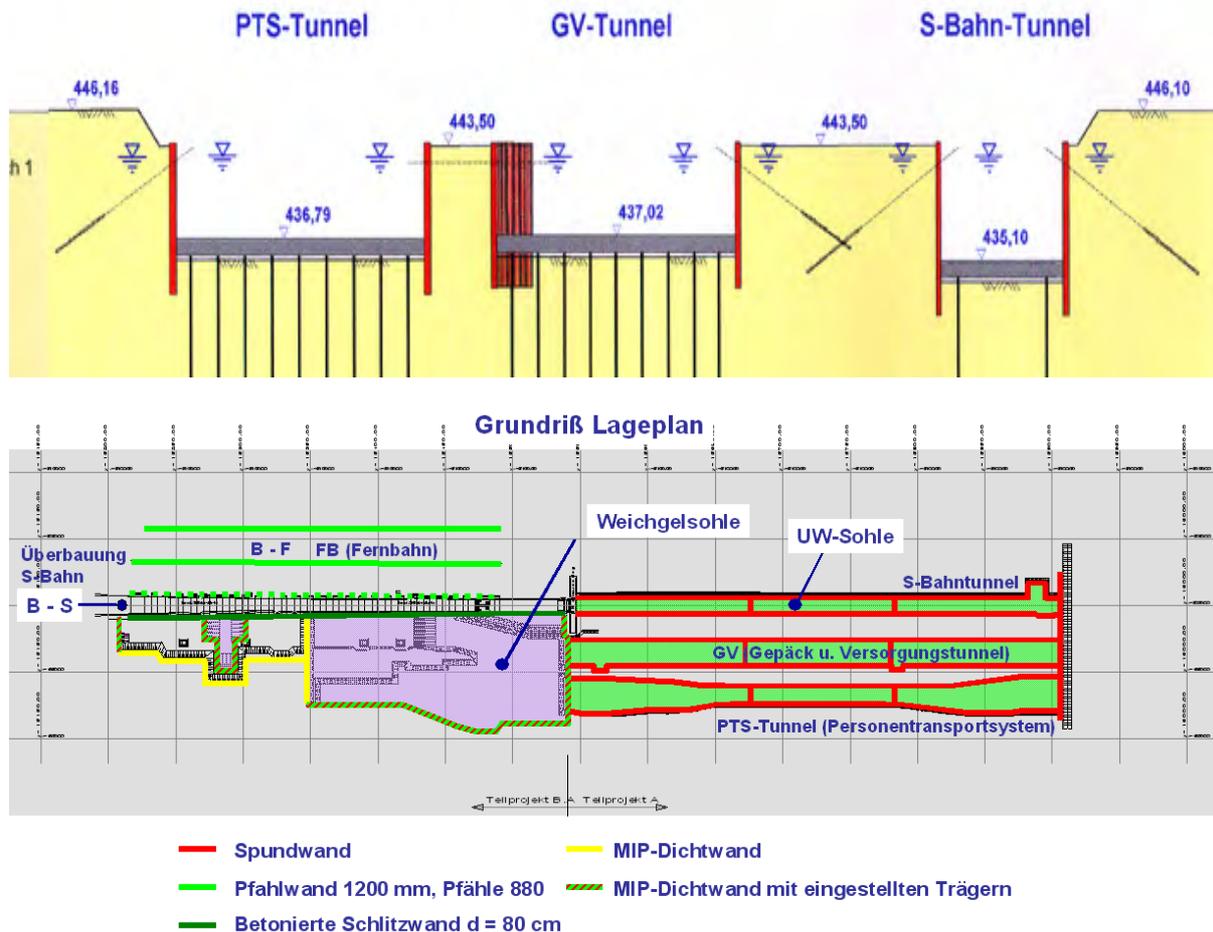


Bild 6: Grundriss und Schnitt des Tunnelsystems

Diese Auflagen setzten ein umfangreiches Beweissicherungsprogramm in Gang. Der Bauherr beauftragte KOWA auch mit dieser qualitativen Beweissicherung. Nachdem es hier um die Realisierung eines Sondervorschlages ging, waren diese Kosten der Beweissicherung vom Auftragnehmer zu tragen.

Wiederum leistete das Handbuch Wasserhaltung, das die Grundlagen vorgab für die Bauwasserhaltung, die Dimensionierung und die Abschätzung ihrer Auswirkungen, als verbindliche Richtlinie für alle an Planung und Bau Beteiligten als Leitfaden gute Dienste.

Insgesamt wurden beim Bau der Tunnel und tiefbaulichen Anlagen im Bereich Terminal 2 ca. 20 Mio. m³ Grundwasser entnommen und wiederversickert.

Neben Versickerungsbecken östlich der Baustelle wurde Wasser aus geschlossenen Wasserhaltungen den Versickerungsbrunnen auch der übergeordneten Grundwasserversickerungsanlage zugeführt.

Für die Wasserhaltung des Terminalgebäudes Ost und Leitungen und Schächten auf dem Vorfeld 2 mit Ausnahme der Tunnelbauwerke wurde eine Schmalwandumschließung südlich und östlich des Vorfeldes Ost eingebaut. Diese schirmte großräumig zusammen mit der bestehenden Schmalwandumschließung des Terminal 1 den Baustellenbereich Terminal 2 vom Grundwasserzustrom ab. Mit einer geringen Restwasserhaltung ermöglichte dies eine kostengünstige, flächendeckende Baugrubengestaltung im Bereich Terminal 2 und Vorfeld 2.

Nach Fertigstellung der Anlagen wurde diese Schmalwand für den freien Grundwasserstrom auflagengemäß wieder aufgebohrt. Die Grundwasserüberleitung im Bereich der Tunnelbauwerke Terminal 2 und Vorfeld 2 erfolgte mit Längsdränagen und Überleitungen, die mit entsprechenden Revisionsschächten ausgestattet sind, so dass hier ein Unterhalt der Leitungen mit geringerem Aufwand möglich ist als im Bereich der Horizontalfilteranlagen im Westen.

Die Maßnahmen wurden auflagengemäß und termingerecht abgewickelt und es kam zu keinen wesentlichen Problemen hinsichtlich der Beeinflussung der Grundwasserqualität.

Mit dem Änderungsbescheid für Terminal 2 wurde die Erstellung eines numerischen Grundwasserströmungsmodells für den Einflussbereich des Flughafens auferlegt. Mit dem Modell sollen die natürlichen Grundwasserströmungsverhältnisse im quartären und tertiären Grundwasserleiter sowie die hydraulischen Auswirkungen des Flughafens, insbesondere durch Bauwerke, Baugrubenwände und Sohldichtungen, Grundwasserentnahmen und Einleitungen, Versickerungen, Grundwasserüberleitungen und Oberflächengewässer dargestellt und untersucht werden können.

In einem ersten Anwendungsfall sind die Strömungslinien des Grundwassers zur Überprüfung der Lage der Messstellen für die qualitative Beweissicherung abgebildet worden.

Ein weiterer interessanter Modelleinsatz zeichnet sich für die Untersuchung der unterirdischen Trassenführung der Magnet-Schwebebahn im Flughafen ab, die auf der Fernbahntrasse mit größerer Tiefenlage vorgesehen ist.

Die Abteilung Wasserwirtschaft der FMG, die beim Zusammenwirken der Beteiligten als zentrale Anlaufstelle fungierte, hat nach Fertigstellung den Betrieb der wasserbaulichen Anlagen übernommen, womit die kontinuierliche Umsetzung der Betriebs- und Beweissicherungsaufgaben in einer Hand fortgeführt wird.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Abwicklung der Baustellen im Grundwasser, die Sinnfälligkeit der Auflagen bestätigten und dass es gelungen ist, die Auswirkungen und die Eingriffe auf den Grundwasserhaushalt auf das geringst mögliche Maß zu begrenzen.

5.5 Entwässerung der Start-, Lande- und Rollbahnen ins Grundwasser

Für das Niederschlagswasser von den Start-, Lande- und Rollbahnen ist eine Erlaubnis zum Einleiten in das Grundwasser über seitliche Sickerflächen erteilt worden.

Im Sommer ist der Abfluss unbelastet, im Winter müssen zur Sicherung griffiger Oberflächen neben dem mechanischen Räumen auch chemische Enteisungsmittel, seit einigen Jahren erfolgt dies in Form von Kalium- bzw. Natriumformiat, eingesetzt werden.

Der Planfeststellungsbeschluss enthält die Auflage, dass die Verfahren zur Enteisung keine schädlichen Verunreinigungen des Grundwassers und der oberirdischen Gewässer im

Flughafenbereich und keine Schädigung der Kläranlage bei Eitting bewirken dürfen. Vor der Anwendung von Chemikalien ist deren Unschädlichkeit bei der vorgesehenen Verwendungsweise durch das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW) zu bestätigen.

Da zum Zeitpunkt dieser Festlegung zu diesem Thema geringe Kenntnisse und keine technischen Lösungsansätze vorlagen, hat diese allgemein gehaltene Auflage für die technische und betriebliche Umsetzung einen entsprechenden Spielraum eröffnet. Für den Bereich der Rollwege wurde zur Erfüllung der Auflage nach jahrelangen Studien, Labor- und Feldversuchen in Zusammenarbeit mit Sachverständigen und den Wasserwirtschaftsbehörden das sogenannte Abbau-System-Gelände (ASG) entwickelt und realisiert.

Die beim Winterdienst ausgebrachten chemischen Enteisungsmittel fließen mit dem Schmelz- und Regenwasser über den seitlichen Rand der Bahnen und sickern durch die obere Bodenzone in das etwa zwei Meter unter Gelände anstehende Grundwasser ein. Eine Grundwasserbeeinträchtigung könnte nur vermieden werden, wenn sich das Enteisungsmittel auf dem Sickerweg zu gewässerunschädlichen Endabbauprodukten umwandelt.

Durch die Optimierung des Bodenaufbaus der Sickerzone zwischen Geländeoberfläche und Grundwasserspiegeloberfläche muss die Aktivität der vorhandenen Bodenbakterien soweit unterstützt werden, dass sie die Enteisungsmittel abbauen.

Hierfür benötigen die Bakterien, vereinfacht gesagt, eine gewisse Untergrundstruktur und Zeit. Die Aufenthaltszeit in der Sickerzone des im Randbereich der Rollbahnen versickern- den, enteismittelbelasteten Schmelzwassers reicht jedoch bei den gegebenen Untergrundverhältnissen am neuen Flughafen München nicht aus, um eine Grundwasserbelastung durch Enteisungsmittel zu verhindern.

In Feld- und Laborversuchen wurde ein besonderer Aufbau der seitlichen Streifen der Rollbahnen entwickelt. Hierbei wird der Sickerweg des enteismittelbelasteten Schmelzwassers durch Einbau eines Stauhorizontes in der Sickerzone von der natürlichen vertikalen Fließrichtung in eine horizontale Fließrichtung umgelenkt und damit um ein Vielfaches verlängert. Außerdem wird die Fließzeit des enteismittelbelasteten Schmelzwassers auf diesem verlängerten Fließweg durch wechselweisen Einbau von gut durchlässigem Kies und weniger gut durchlässigem Sand verlangsamt und vergleichmäßig. Die Feld- und Laborversuche erbrachten eine Abbaurate von 97 %.

Die Abbauwirksamkeit des ASG wird durch die Überwachung der Grundwasserqualität mit Hilfe der im Flughafenbereich bestehenden Grundwassermessstellen kontrolliert.

Bei der Bauausführung wurde ein Sondervorschlag mit einer geotextilen Dichtungsmatte beauftragt. Die Matte setzt sich aus zwei vernadelten Vliesstoffen zusammen, zwischen die eine ca. 3 mm dicke Schicht aus Betonitpulver eingeschlossen ist. Nach der Wasseraufnahme im verlegten Zustand quillt das mit Soda aktivierte Calcium-Betonit zu einer ca. 10 mm starken Dichtungsschicht auf, mit einem Dichtungswert von $K = 1 \cdot 10^{-10}$ m/s. Bei Einbauleistungen von rund 7.000 m²/Tag wurden insgesamt ca. 660.000 m² Dichtungsbahnen verlegt.

Die Grundwasserbeweissicherung zeigt, dass das System die Erwartungen erfüllt.

Auswirkungen der Schmaldichtwand um den Badesee der Messestadt Riem auf das Grundwasser und Maßnahmen zu deren Reduzierung

Dipl.-Ing. B. Vogt

Beratende Ingenieure Dr. Blasy - Dr. Øverland, Eching am Ammersee

1 Der Badesee als Bestandteil des Landschaftsparks im Süden der Messestadt Riem

Nach der Inbetriebnahme des neuen Flughafens ergab sich für die Landeshauptstadt München die Chance, die ca. 560 ha große Fläche des alten Flughafens München - Riem neu zu nutzen. Mit der Entscheidung, an diesem Standort das neue Messegelände der Stadt zu bauen, wurde das Gesamtvorhaben Messestadt Riem initiiert. Im Sinne einer nachhaltigen Stadtentwicklung soll für insgesamt ca. 16.000 Bewohner ein Miteinander von Wohnen, Arbeiten und Erholen sowie ein Miteinander von Stadt und Natur realisiert werden.

Als integraler Bestandteil dieses Konzepts wird ein Landschaftspark mit einer Fläche von ca. 210 ha angelegt, der zur BUGA 2005 fertiggestellt sein soll. Der Park schließt im Westen und Osten sowie in voller Breite im Süden an die Bebauung der Messestadt an. Er wird aus Waldflächen und überwiegend extensiven Heideflächen gebildet, in die Bereiche für intensive Formen der Erholungsnutzung eingestreut sind.

Nach dem preisgekrönten Entwurf des Pariser Landschaftsarchitekturbüros Latitude Nord ist innerhalb des Landschaftsparks die Herstellung eines Badesees mit einer Wasserfläche von ca. 9,7 ha vorgesehen. Die Oberfläche des Sees entspricht in etwa einem flachen Trapez mit einer Länge von ca. 600 m und einer mittleren Breite von ca. 160 m. Der See fügt sich damit sowohl von den Proportionen als auch von der Gestaltung gut in die geometrische Formensprache des Landschaftsparks ein.

Aufgrund seiner Lage in unmittelbarer Nähe zu den Wohnquartieren der Messestadt Riem und der südlich gelegenen Bebauung von Haar bzw. Gronsdorf muss mit einer intensiven Nutzung des Sees gerechnet werden. Neben seiner Funktion als wichtiges Gestaltungselement im Landschaftspark soll der See im Sommer bestmöglich zum Baden und im Winter soweit wie möglich auch als Eisfläche genutzt werden. Aus diesen Anforderungen heraus wurde vom Landschaftsarchitekten die im Folgenden dargestellte Gestaltung des Sees und seiner Ufer entwickelt:

- Das Nordufer liegt nahe an den neuen Wohnquartieren und öffentlichen Einrichtungen der Messestadt Riem und ist deshalb am stärksten städtisch geprägt. Es wird durch einen durchgehenden unteren Kai aus Betonplatten gebildet, an die sich Stützmauern, Treppenanlagen bzw. bewachsene Böschungen anschließen, die zur Haupteintragsachse des Landschaftsparks führen.
- Am Westufer wird eine ca. 60 m breite Flachwasserzone eingerichtet, die mit Wasserpflanzen besetzt werden soll.
- Am Ostufer wird ein mehr als 40 m breiter Badestrand angelegt, der mit einer sehr geringen Neigung von 4 % zum Wasser abfällt.
- Das Südufer ist am deutlichsten naturnah ausgebildet. Auch hier werden im Uferbereich Wasserpflanzen angesiedelt. Weiter nach Süden schließen sich Hochstaudenfluren und artenreiche Wiesen an.

Um den Anforderungen an die Nutzung des Sees und insbesondere an die Gestaltung der Ufer gerecht werden zu können, ist es zwingend erforderlich, dass die Wasserspiegellage des Sees dauerhaft mit möglichst geringen Schwankungen auf der gleichen Höhe liegt. Vom Landschaftsarchitekten war außerdem eine Wasserspiegellage mit geringem Abstand zur

Geländeoberkante vorgesehen, weil sich der See nur auf diese Weise optimal in die Gestaltung des Landschaftsparks einfügen lässt.

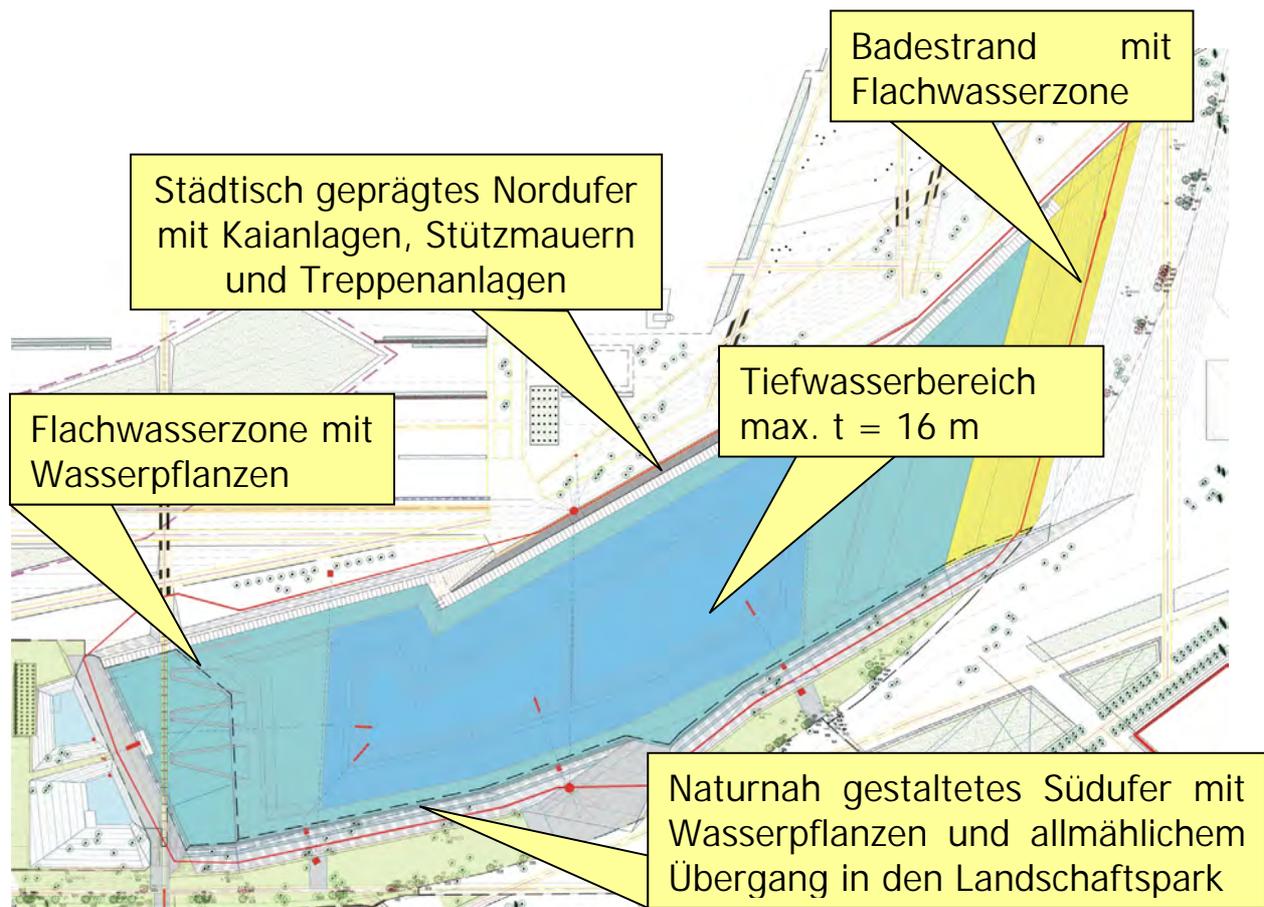


Bild 1: Lageplan des Badesees

Unter den am Standort gegebenen Bedingungen kann die geplante Gestaltung des Sees nur durch die Umsetzung umfangreicher bautechnische Maßnahmen realisiert werden. Zum besseren Verständnis der Notwendigkeit dieser Maßnahmen ist zunächst eine kurze Darstellung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse am Standort erforderlich.

2 Hydrogeologische Verhältnisse am Standort

Der oberflächennahe Untergrund im Bereich von München - Riem besteht aus bis zu 25 m mächtigen Kiesen die während der Riss- bzw. der Würmeiszeit abgelagert wurden. Diese eiszeitliche Kiesaufschüttung bestimmt die gleichmäßig nach Norden einfallenden Oberflächenmorphologie der Münchener Schotterebene. Die Kiese sind über die gesamte Tiefe dicht bis sehr dicht gelagert. Während der Herstellung der Schmaldichtwand wurden außerdem Nagelfluhbänke angetroffen.

Die anstehenden Kiese sind stark wasserdurchlässig. Nach neuesten Untersuchungen muss im unmittelbaren Umfeld des Sees über den gesamten Aquifer mit k_f -Werten zwischen ca. 1 bis $4 \cdot 10^{-2}$ m/s gerechnet werden. In eingelagerten Rollkiesschichten kann die Durchlässigkeit nochmals wesentlich höher sein.

Unterlagert werden die Kiese von den meist schluffig-tonigen Schichten der Oberen Süßwassermolasse (OSM) die den Grundwasserstauer bilden. An der Oberfläche der tertiären Bodenschichten stehen überwiegend feinsandige Tone und Schluffe in halbfester bis fester

Konsistenz an, die zum Teil Feinsandlinsen enthalten. Gelegentlich werden jedoch auch mächtigere Feinsandschichten angetroffen.

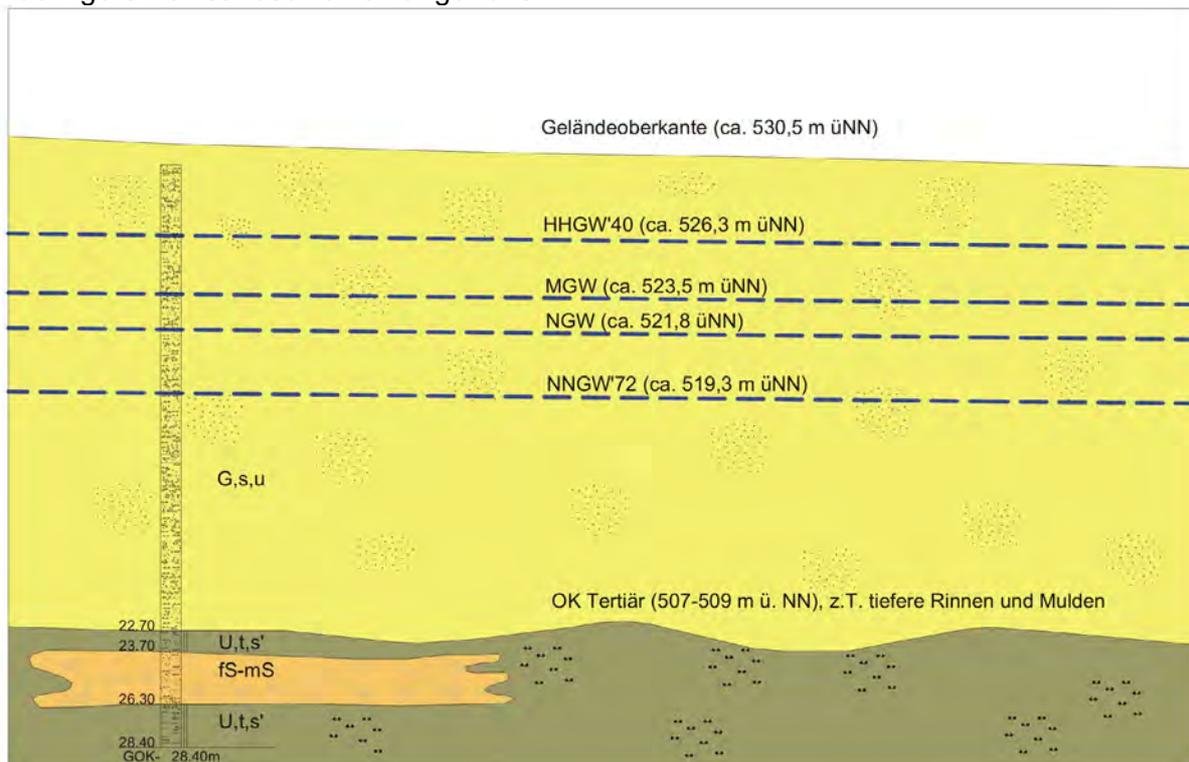


Bild 2: Baugrundsituation

Das Grundwasser fließt in den quartären Kiesen mit einem Gefälle von ca. 0,25 % in nördlicher bis nordnordöstlicher Richtung ab. Die Tertiäroberfläche bildet aufgrund der wesentlich schlechteren Durchlässigkeit den Grundwasserstauer. Am Standort des geplanten Badesees liegt die Grundwasseroberfläche bei mittlerem Wasserstand rd. 7 m unter Gelände. Über längere Zeiträume ergeben sich allerdings erhebliche Schwankungen. Langfristig beobachtete Pegel im weiteren Umfeld des Badesees zeigen Differenzen zwischen dem höchsten und dem niedrigsten Grundwasserstand von ca. 7 m.

3 Baumaßnahmen zur Herstellung des Badesees

Insbesondere wegen der großen Schwankungen des Grundwasserspiegels wäre es nicht möglich gewesen, die genannten Anforderungen durch die Anlage eines normalen Baggersees umzusetzen. Das gilt insbesondere für die baulich gestalteten Ufer und die bepflanzten Flachwasserzonen, die eine gleichbleibende bzw. nur gering schwankende Wasserspiegellage voraussetzen. Da die für den See zur Verfügung stehende Fläche nicht vergrößert werden konnte, war auch der relativ große Grundwasserflurabstand ein Hindernis für die Anlage eines einfachen Baggersees. In diesem Fall wäre ein großer Teil der zur Verfügung stehenden Fläche für die Anlage von Böschungen bis zum Wasserspiegel erforderlich gewesen, so dass der See bei mittleren Grundwasserständen lediglich eine Wasserfläche von ca. 4,9 ha gehabt hätte. Für die prognostizierte Anzahl von bis zu 10.000 Nutzern wäre diese Wasserfläche aber viel zu klein gewesen.

Um die geplante optimale Nutzung des Sees dennoch realisieren zu können, wurde ein abgedichteter See mit angehobenem Wasserspiegel konzipiert. Zur Abdichtung werden vertikale Schmaldichtwände eingesetzt, die in die tertiären Ton- bzw. Schluffschichten einbinden. Im Schutz dieser Dichtwände wird die Wasserspiegellage im See auf ein Niveau von 527,5 m üNN angehoben. Der Wasserspiegel liegt damit ca. 4 m über dem mittleren

Grundwasserspiegel und somit nur mehr ca. 3 m unter der bestehenden Geländeoberkante. Durch diese Bauweise wird selbstverständlich bedingt, dass das zum Wasseraustausch benötigte Grundwasser in den See gepumpt bzw. von dort über Versickerungsbecken wieder in den Untergrund eingeleitet werden muss. Außerdem wird die Einrichtung von Grundwasserüberleitungen erforderlich, durch die der Grundwasseraufstau oberstromig der vertikalen Dichtwand auf eine akzeptable Größe reduziert werden kann.

Im Vergleich mit einem normalen Grundwassersee ergeben sich durch Herstellung des abgedichteten Sees folgende Vorteile:

- Durch den geringen Abstand der Wasserspiegellage zur Geländeoberkante ergibt sich eine wesentlich bessere Einbindung des Sees in die Formensprache des preisgekrönten Entwurfs des Landschaftsparks.
- Die Wasserspiegellage kann unabhängig von den großen Grundwasserschwankungen immer auf der gleichen Höhe gehalten werden. Nur dadurch wird die geplante Ufergestaltung überhaupt möglich.
- Der Wasseraustausch erfolgt mittels Pumpen und kann deshalb an den tatsächlich vorhandenen Bedarf angepasst werden. Dadurch kann die Wasserqualität und in gewissen Grenzen auch die Wassertemperatur beeinflusst werden, so dass eine optimale Nutzung des Sees ermöglicht wird. Das gilt auch für die Nutzung als Eisfläche im Winter.

Nachteilig an diesem Konzept ist der hohe technischer Aufwand für die Abdichtung sowie für die Anlagen zum Wasseraustausch und zur Grundwasserregulierung. Dadurch ergeben sich auch entsprechend hohe Kosten für die Herstellung des Sees sowie Betriebskosten für die Wasserzufuhr mittels Pumpen und für die Wartung der technischen Anlagen.

Insgesamt müssen für den abgedichteten Sees folgende technische Anlagen hergestellt werden:

- Abdichtung durch eine bis zu 25 m tiefe vertikale Schmaldichtwand, die in die tertiären Ton/Schluffschichten einbindet.
- Grundwasserüberleitungen zur Reduzierung des Grundwasseraufstaus vor der Dichtwand.
- Leitungen und Pumpen für die Grundwasserzufuhr zum See. Die Wasserentnahme erfolgt dabei aus den oberstromigen Schächten der Grundwasserüberleitungen, die auf diese Weise doppelt genutzt werden. Die Wasserzufuhr kann über separate Leitungen entweder oberflächennah am Rand des Sees oder in die Tiefwasserzone erfolgen.
- Leitungen zur Entnahme des Wassers aus dem See. Auch hier sind separate Leitungen für die Entnahme des Wassers aus der Tiefwasserzone oder aus der bepflanzten Flachwasserzone im Westen des Sees vorgesehen. Das Wasser fließt je nach der aktuell in den See geförderten Menge über ein Auslaufbauwerk ab, in dem eine Regulierung der Wasserspiegellage des Sees möglich ist.
- Becken zur Versickerung des ablaufenden Seewassers im Untergrund. Durch die wechselweise Beschickung der beiden Becken und durch die Versickerung über eine bewachsene Oberbodenzone an der Sohle der Becken wird eine Filtration und Behandlung des Wassers vor der Wiedereinleitung in das Grundwasser erreicht.

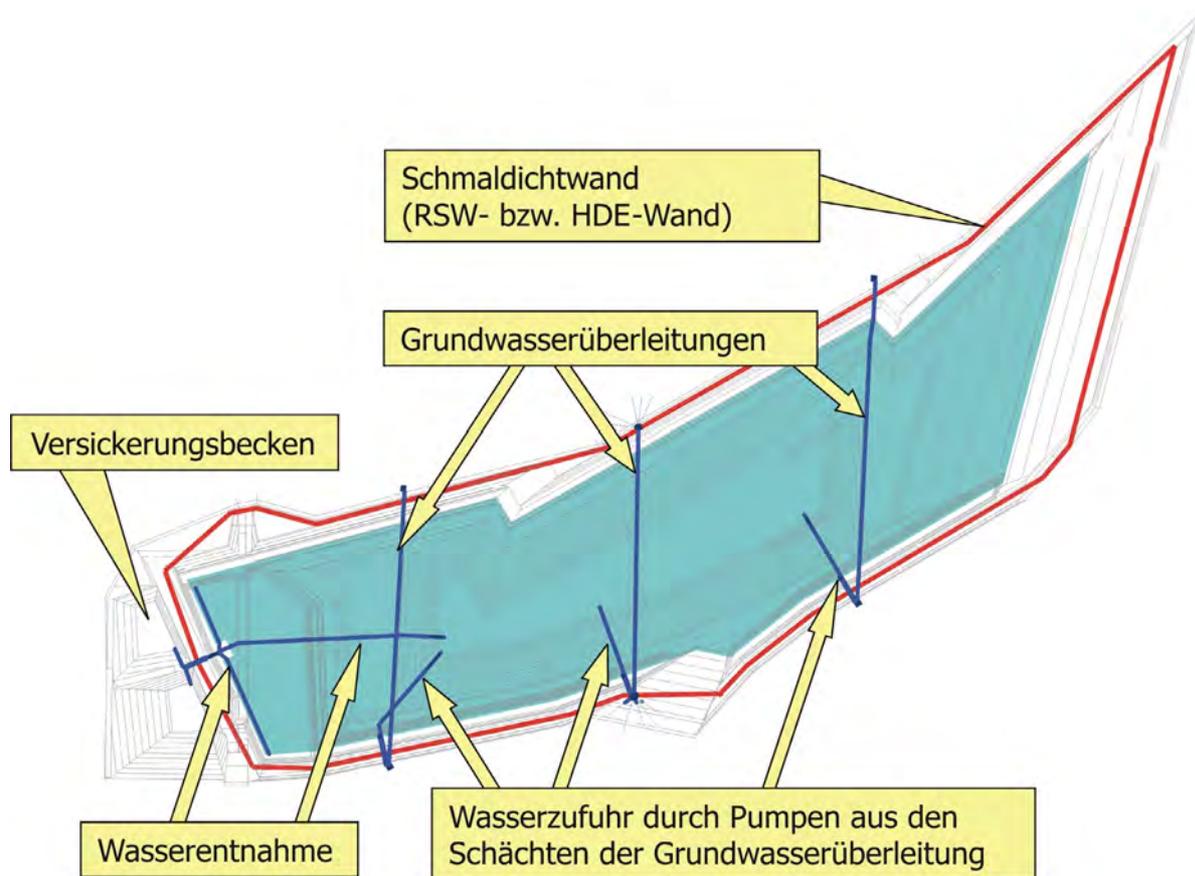


Bild 3: Baumaßnahmen zur Herstellung und zum Wassermanagement

3.1 Abdichtung mit einer Schmaldichtwand

Zur Abdichtung des Badesees wurde eine vertikale Dichtwand hergestellt, die in die gering durchlässigen tertiären Bodenschichten einbindet. Aufgrund der guten Erfahrungen bei der Abdichtung der ca. 600 m nördlich gelegenen Baugrube für die U-Bahn entschied man sich für Herstellung einer Schmaldichtwand, da bei diesem Verfahren im Vergleich mit anderen Alternativen geringere Baukosten erwartet wurden.

Die Wand musste bis in Tiefen von z.T. über 25 m hergestellt werden. Unter Berücksichtigung der anstehenden dicht gelagerten Kiese war dies von vornherein eine sehr anspruchsvolle Aufgabe. Im Zuge der Bauarbeiten wurden jedoch wie beschrieben auch Nagelfluhbänke angetroffen, die die Herstellung einer normalen Rüttelschmalwand so erschwerten, dass eine ausreichend sichere Abdichtung nicht mehr möglich schien. Schwierig war vor allem die Gewährleistung der geforderten Vertikalität in den mit Nagelfluh durchsetzten Bereichen, die zunächst vorgebohrt werden mussten. Bei den relativ dünnen Wanddicken der Schmalwand und den großen Tiefen bestand in diesen Bereichen die Gefahr von klaffenden Fugen zwischen den einzelnen Stichen im unteren Teil der Wand. Das Bauverfahren wurde deshalb auf die Herstellung einer Wand im Hochdruckerosionsverfahren (HDE) umgestellt. Dabei wird der Boden mit einem Schneidstrahl vorgeschritten, so dass sich eine größere Wanddicke erreichen lässt. Die Gefahr klaffender Fugen wird dadurch signifikant reduziert. Die gesamte Schmaldichtwand mit einer Fläche von rd. 40.000 m² wurde im Halbschrittverfahren hergestellt. Dabei wird die 80 cm breite Rüttelbohle bei jedem Stich jeweils nur um 40 cm versetzt, so dass eine bessere Führung der Bohle und eine im Mittel dickere Wand erreichen lässt.

Als Schmalwandmasse wurde der Fertigbaustoff SWM 2.0 940 mod der Fa. rBUT eingesetzt. Die Masse hat einen Feststoffgehalt von 940 kg/m³ und wurde mit 660 Liter Wasser angemischt. Nach Umstellung auf das HDE-Verfahren wurde zusätzlich als Schneidsuspension der Fertigbaustoff Jet-mix-V der Fa. rBUT eingesetzt (Feststoffgehalt 700 kg/m³ mit 700 l Wasser angemischt). Die Verträglichkeit der beiden Baustoffe wurde durch die Fremdüberwachung (FÜ) vorher geprüft.

Bei der Herstellung der Schmaldichtwand wurde auch unter Berücksichtigung der schwierigen Baugrundverhältnisse ein hoher Wert auf eine gute Qualität der Ausführung und auf eine möglichst lückenlose Qualitätsüberwachung gelegt. Bereits während der Planungsphase wurde deshalb ein Qualitätssicherungsplan erstellt, in dem alle wesentlichen technischen und qualitätssichernden Merkmale festgelegt wurden. Die wichtigsten Prüfungen können der folgenden Aufstellung entnommen werden:

- Vor Baubeginn:
 - Eignungsprüfungen der Dichtwandmassen und Kontrollen durch die FÜ.
 - Überprüfung der Qualifikation des Personals und der gerätetechnischen Ausstattung der Baufirma.
- Vor Herstellung der Schmaldichtwand:
 - Kalibrierversuche als Nachweis der Eignung des Bauverfahrens und der eingesetzten Geräte. Mit dem Kalibrierversuch wurden außerdem die Kriterien für die Einbindung der Wand in den Grundwasserstauer festgelegt.
 - Herstellung eines Probedichtwandkastens und Durchführung von Pumpversuchen zur Bestimmung der Systemdurchlässigkeit.
- Während der Herstellung der Schmaldichtwand:
 - Eingangsprüfungen der angelieferten Schmaldichtwandmassen.
 - Kontrolle der Eigenschaften der Suspension (Rohdichte, Feststoffgehalt, Auslaufzeit, Filtratwasserabgabe, Fließgrenze, einaxiale Druckfestigkeit, Wasserdurchlässigkeit etc.).
 - Prüfung der Lagegenauigkeit der Stiche und der Vertikalität (Inklinometermessungen)
 - Prüfung der Einbindung in den Stauer durch Aufzeichnungen der Geräteparameter (Eindringgeschwindigkeit, Suspensionsverbrauch und Verpressdruck).

Im Rahmen der Qualitätsüberwachung wurden folgende wesentliche Eigenschaften der Schmaldichtwand festgestellt:

- | | |
|--------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| • Einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen:
(Suspensionsproben aus der Wand) | $q_u = 0,79 - 2,6 \text{ MN/m}^2$ |
| • Wasserdurchlässigkeit nach 28 Tagen:
(Suspensionsproben aus der Wand) | $k_f = 1,5 \cdot 10^{-9} - 5,4 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$ |
| • Vertikalität: | < 0,4 % |
| • Mittlere Wanddicke im Stegbereich
(Messungen an der freigelegten Wand) | RSW-Wand: 0,26 m
HDW-Wand: 0,45 m |
| • Systemdurchlässigkeit am Probekasten | $k_f < 5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ |

Die im Qualitätssicherungsplan vorgegebenen Werte wurden erfüllt und i.d.R. sogar unterschritten. Trotz der sehr schwierigen Bedingungen im Untergrund konnte die Wand so hergestellt werden, dass sie aller Voraussicht nach ihren Zweck als dauerhafte Abdichtung des Badesees erfüllen wird.

Diese Zuversicht wird auch durch die Ergebnisse eines großräumigen Aufstauversuchs bestätigt, der nach der Fertigstellung der Schmaldichtwand durchgeführt wurde. Zu diesem Zweck wurde der bis auf ein Niveau von ca. 525 m üNN ausgekieste See mit Wasser bis

dicht unter die Oberkante der Schmeldichtwand bei 528 m üNN gefüllt. Zur Konstanthaltung des Wasserspiegels musste eine Wassermenge von ca. 20 l/s zugespeist werden. Damit errechnet sich eine Systemdurchlässigkeit $< 2 \cdot 10^{-8}$ m/s. Der vorgegebene Mindestwert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s wurde somit deutlich unterschritten.

3.2 Herstellung von Grundwasserüberleitungen

Die Vorgaben für die Lage des Badesees wurde vom Landschaftsarchitekten bei der Gestaltung des Landschaftsparks erarbeitet. Das Ziel bestand darin, den See bestmöglich in die Strukturen des Landschaftsparks einzufügen. Im Hinblick auf die Beeinträchtigung der Grundwasserverhältnisse muss die Lage des Sees dagegen als ungünstig betrachtet werden, da seine Längsachse fast senkrecht zur Grundwasserfließrichtung liegt. Durch die Dichtwand um den Badensee wird der Grundwasserabfluss deshalb auf einer Breite von ca. 650 m abgesperrt. Wie unter Punkt 4.1 näher erläutert wird, ergibt sich dadurch südlich der Dichtwand ein Grundwasseraufstau und nördlich davon eine Absenkung von jeweils mehr als 80 cm. Nach den behördlichen Vorgaben ist jedoch nur ein Aufstau von 30 cm zulässig, so dass die Herstellung und der Betrieb von Grundwasserüberleitungen erforderlich ist.

Die Überleitungen sollen nach den Planungsvorgaben nicht nur bei hohen Grundwasserständen funktionsfähig sein. Der Bau einfacher Dränagen, die bei niedrigen Grundwasserständen verlegt werden und bei hohen Grundwasserständen in Betrieb gehen, war deshalb nicht möglich.

Um die Herstellungskosten dennoch erträglich zu halten, war nach dem ursprüngliche Konzept vielmehr geplant, zur Fassung und Wiederversickerung große Vertikalfilterbrunnen herzustellen, die bis zum Grundwasserstauer abgeteuft werden. Die Transportleitung zwischen den Brunnen sollte als geknickte Leitung auf den Böschungen und der Sohle des Sees verlegt werden. Die Verbindung der Transportleitungen mit den Vertikalfilterbrunnen war unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels geplant, so dass die Überleitungen auch nur bis zu diesem Grundwasserstand in Betrieb gewesen wären.

Das Konzept wird an den beiden äußeren der insgesamt drei Überleitungen grundsätzlich auch umgesetzt (Überleitungen 1 und 3). Aufgrund zusätzlicher Forderungen der Behörden und des Betreibers müssen die Überleitungen jedoch auch bei niedrigeren Grundwasserständen funktionsfähig sein, so dass die Transportleitungen unterhalb eines Grundwasserniveaus verlegt werden, das i.M. nur alle 5 –10 Jahre unterschritten wird. Außerdem wurde vorgegeben, die Transportleitungen geradlinig ohne Knickpunkte zu führen, um möglichst einfache Kontrollen und Wartungen ermöglichen zu können.

Die Überleitungen bestehen aus Schachtbauwerken, die in dichten Baugruben mit Unterwasserbetonsole hergestellt wurden. Die Fassung und Versickerung des Wassers erfolgt über Vertikalfilterbrunnen mit einem Bohrdurchmesser DN 1000, die mit Filter- bzw. Vollrohren DN 600 ausgebaut wurden. Die Verbindung mit den Transportleitungen DN 400 erfolgt am Brunnenkopf in den Schachtbauwerken.

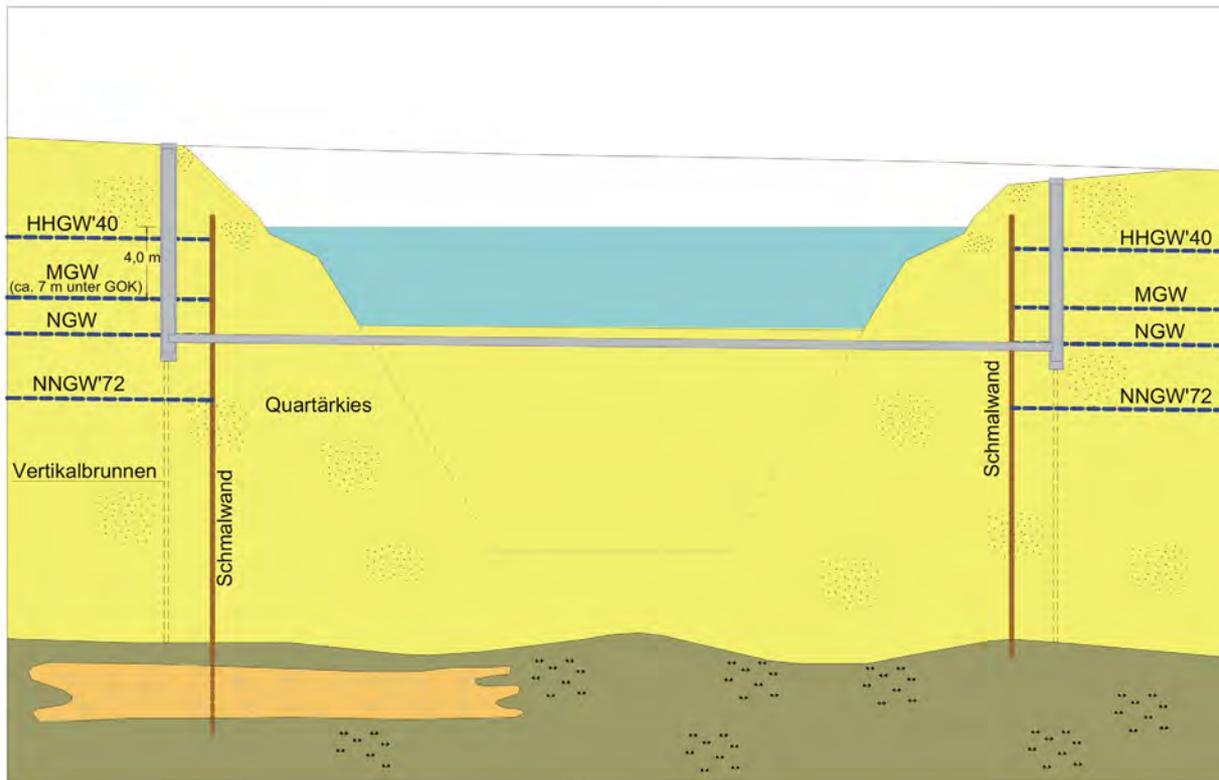


Bild 4: Grundwasserüberleitungen 1 und 3 im Flachwasserbereich

Wegen der Forderung nach geradliniger Verlegung der Transportleitungen mussten die ursprünglich schmalen Flachwasserbereiche im Westen und Osten des Sees so verbreitert werden, dass eine Verlegung der Leitungen möglich wurde. Die derzeit noch nicht hergestellte mittlere Überleitung (Überleitung 2) führt dagegen in jedem Fall durch die Tiefwasserzone des Sees. Die Umsetzung des ursprünglich geplanten Konzepts ist deshalb nicht mehr möglich. Unter Berücksichtigung der zwischenzeitlich festgestellten sehr hohen horizontalen Wasserdurchlässigkeit der Kiese ist deshalb geplant, für diese Überleitung sehr groß dimensionierte Horizontalfilterbrunnen einzusetzen.

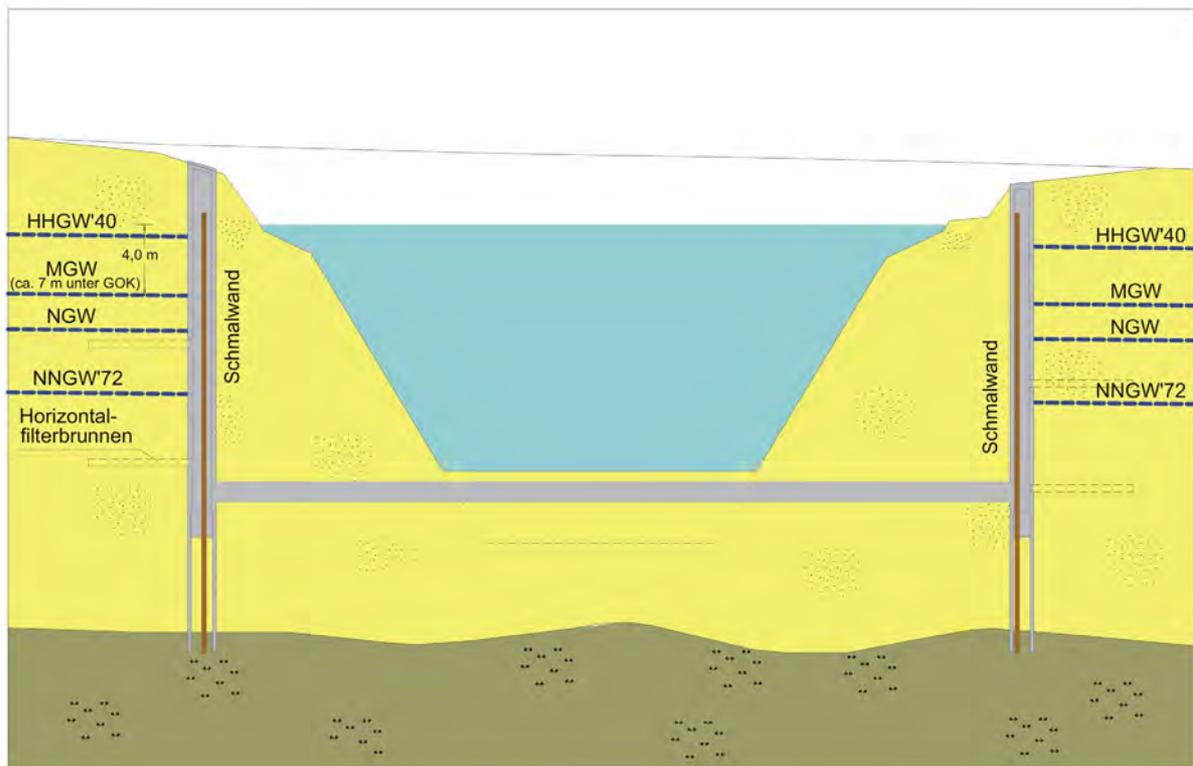


Bild 5: Grundwasserüberleitung 2 im Tiefwasserbereich

Die Brunnenschächte werden aus Bohrpfählen hergestellt, die bis in die dichten tertiären Bodenschichten abgeteuft werden. Die Wasserefassung erfolgt über Horizontalfilterbrunnen, die in zwei Ebenen angeordnet werden sollen. Die obere Lage soll im Bereich einer Rollkieschicht angeordnet werden, die bei zusätzlichen Untersuchungen mit Flow-Meter-Messungen erkundet wurde. Auf diese Weise soll eine bestmögliche Fassung und Wiederversickerung des Grundwassers erreicht werden. Zusätzlich werden auch unterhalb des niedrigsten Grundwasserstands Horizontalfilter angeordnet, damit die Überleitung 2 auch bei extrem niedrigen Grundwasserständen zumindest noch teilweise wirksam ist. Die Verbindung der Brunnen soll durch eine Transportleitung DN 1000 erfolgen, die im gesteuerten Rohrvortrieb auf dem geplanten Höhenniveau der Seesohle hergestellt wird.

Da bei neueren Untersuchungen im Rahmen des bereits erwähnten Aufstauversuchs lokal sehr hohe Wasserdurchlässigkeiten festgestellt worden sind, muss die Überleitung für sehr große Wassermengen ausgelegt werden. Beim höchsten Grundwasserstand müssen knapp 300 l/s bei möglichst geringen Reibungsverlusten in den Horizontalfiltern und der Transportleitung übergeleitet werden. Zur Fassung und Wiederversickerung des Wassers sind deshalb je 5 Horizontalfilter mit einer Nennweite DN 350 vorgesehen. Falls nur Filter mit einer geringeren Nennweite zum Einsatz kommen können, muss ihre Anzahl entsprechend erhöht werden.

4 Auswirkungen auf das Grundwasser

4.1 Quantitative Veränderungen des Grundwasserspiegels

Wie bereits beschrieben ergibt sich durch die Herstellung der Schmaldichtwand ein erheblicher Eingriff in das Grundwasserregime, dessen Umfang relativ zuverlässig mit einfachen Formeln bestimmt werden kann. Schwieriger ist dagegen die Dimensionierung der Überleitungen zur Reduzierung der Eingriffe und die Beurteilung ihrer Wirkungsweise.

Um hinreichend sichere Angaben treffen zu können, wurde im Rahmen der Entwurfsplanung ein numerisches Grundwassermodell erstellt, in dem alle bekannten Informationen über die hydrogeologischen Untergrundverhältnisse berücksichtigt wurden. Zusätzlich wurden später im Zuge des Aufstauversuchs nach Fertigstellung der Dichtwand sehr wertvolle Informationen gewonnen. Durch Messungen mit Sonden in einer Reihe von Pegeln wurden dabei detailliert die Veränderungen der Grundwasserspiegellage registriert, die sich durch die Entnahme großer Wassermengen oberstromig der Dichtwand zur Füllung des Sees und durch die spätere Wiederversickerung unterstromig der Dichtwand ergaben. Mit diesen Daten war eine gute Kalibrierung des Grundwassermodells möglich. Dabei zeigte sich auch, dass im näheren Umfeld des Badesees mit sehr hohen Wasserdurchlässigkeiten der Kiese bis zu Werten von $4 \cdot 10^{-2}$ m/s gerechnet werden muss.

Mit Hilfe des Modells wurden zunächst die Auswirkungen der Schmalwand auf die Grundwasserverhältnisse bestimmt, die sich ohne Grundwasserüberleitungen ergeben würden. Wie nicht anders zu erwarten, stimmen die Ergebnisse relativ gut mit den Abschätzungen mit einfachen Formeln überein. Der größte Aufstau ergibt sich danach mit > 80 cm vor der Mitte der Dichtwand. Der größte Aufstau in bebauten Gebieten ergibt sich südwestlich des Sees mit immerhin noch ca. 30 – 40 cm.

Auswertungen von Pegelmessungen und der Vergleich mit unbeeinflussten Kontrollpegel haben zwischenzeitlich gezeigt, dass der erwartete Grundwasseraufstau nach der Fertigstellung der Dichtwand tatsächlich auch festgestellt wird.

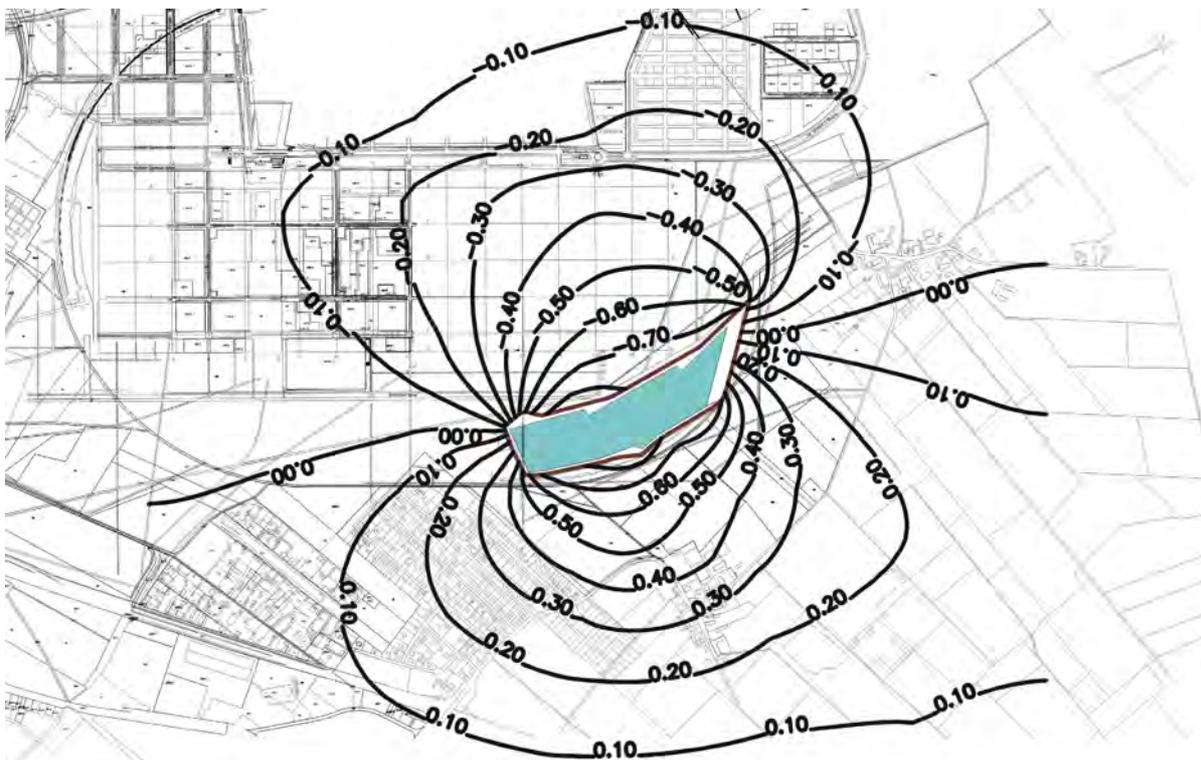


Bild 6: Grundwasseraufstau und –absenkung infolge des Badesees ohne Überleitung

Mit Hilfe des Grundwassermodells wurden in einem zweiten Schritt die quantitativen Veränderungen des Grundwasserspiegels bestimmt, die nach der Inbetriebnahme der Überleitungen zu erwarten sind. Nach den Gesetzen der Hydraulik und unter Annahme ungünstiger Verhältnisse wurden dabei zunächst für verschiedene Wassermengen die Reibungsverluste und alle örtlichen Verluste in den Rohrleitungen und Brunnen bestimmt. Mit dem numerischen Modell wurde dann bestimmt, welche Auswirkungen die Entnahme und Wiederversickerung dieser Wassermenge auf die Grundwasserspiegellage hat. Dabei wurde jeweils die Höhendifferenz an den Entnahme- und Versickerungsstellen bestimmt und

mit der zuvor berechneten Gesamtverlusthöhe verglichen. Wenn beide Höhen gleich sind, ergibt sich eine realistische Größe für die Wassermenge, die tatsächlich übergeleitet werden kann.

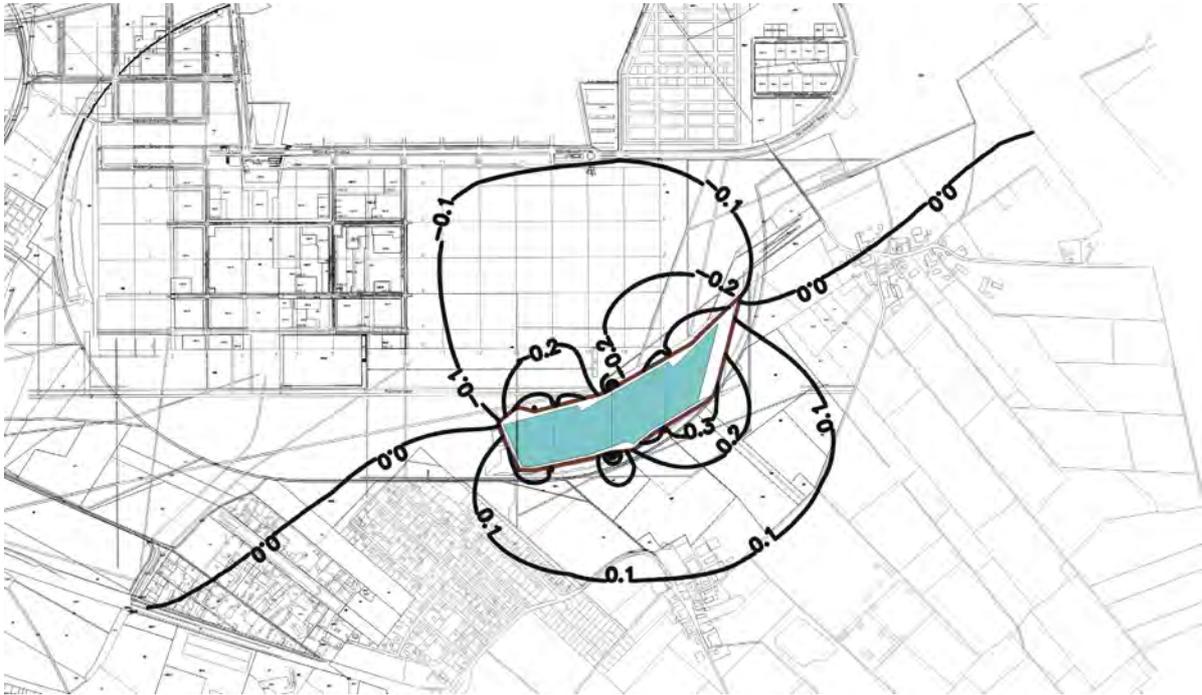


Bild 7: Grundwasseraufstau und -absenkung infolge des Badesees mit Überleitung

Nach der Inbetriebnahme aller Überleitungen kann damit gerechnet werden, dass die behördlichen Vorgaben zur Reduzierung des Grundwasseraufstaus umgesetzt werden können. Wie der Abbildung entnommen werden kann, ergibt sich vor der Dichtwand ein Aufstau von wenig mehr als 30 cm. In den bebauten Gebieten südwestlich des Sees ist danach nur noch mit einem Aufstau von rd. 10 cm zu rechnen.

Bei extrem niedrigen Grundwasserständen ist nur noch die Überleitung 2 funktionsfähig. Das Grundwasser kann dann außerdem nur noch durch die untere Lage der Horizontalfilter gefasst und versickert werden. In diesem Fall ist mit einem Aufstau vor der Dichtwand von bis zu 50 cm und in den bebauten Gebieten südwestlich des Sees von rd. 20 cm zu rechnen. Allerdings ergeben sich bei diesen Verhältnissen auch sehr große Flurabstände, so dass der größere Aufstau hinnehmbar ist.

4.2 Auswirkungen auf die Grundwasserqualität

Berücksichtigt man alle Bau- und Betriebszustände ergeben sich durch die Anlage des abgedichteten Sees im Vergleich mit der Anlage eines normalen frei durchströmten Baggersees geringere Beeinträchtigungen der Grundwasserqualität. Ausschlaggebend dafür ist zunächst, dass der See im Schutz der Dichtwand im Trockenem ausgekiest werden kann. Beeinträchtigungen des abströmenden Grundwassers durch den Auskiesungsbetrieb bzw. durch Unfälle mit Freisetzung von Kraftstoffen und Ölen sind somit ausgeschlossen. Durch die Möglichkeiten zur Regulierung der Wassereinspeisung und Entnahme und durch die Versickerung des ablaufenden Wassers über eine bewachsene Bodenzone und einen ungesättigten Kieskörper ist auch während des Betriebs des Sees mit geringeren Beeinträchtigungen des Grundwassers zu rechnen.

Vor allem für Herstellung der Dichtwand müssen andererseits Fremdstoffe in erheblichem Umfang in das Grundwasser eingebracht werden, so dass sich insbesondere während der Bauphase bis zum Erhärten der Dichtwandmasse Beeinträchtigungen der Grundwasserqua-

lität ergeben können. Diese Beeinträchtigungen können allerdings durch die Wahl geeigneter Baustoffe minimiert werden.

Beim Einbau von Dichtwandsuspension kann sich aufgrund der Zusammensetzung des Materials eine pH-Wert - Erhöhung sowie eine Aufhärtung durch den Eintrag erdalkalischer Stoffe (Calcium, Natrium, Kalium) ergeben. Vor allem bei Verwendung von Portlandzement muss außerdem mit einer Chrom-VI-Belastung im Grundwasserabstrom gerechnet werden. Von den Wasserwirtschaftsbehörden wurde deshalb gefordert, durch Grundwasseruntersuchungen vor und während der Baumaßnahme nachzuweisen, dass derartige Belastungen nicht in signifikantem Umfang auftreten.

Um Vergleichswerte zu haben, wurde die Beschaffenheit des Grundwassers zunächst vor dem Einbau der Schmalwand untersucht. Zu diesem Zweck wurden acht Grundwassermessstellen im unmittelbaren Umfeld des Badesees beprobt und im Labor auf die hydrochemischen Kenndaten und die wichtigsten Schadstoffparameter untersucht. Die Messergebnisse ergaben den typischen Chemismus oberflächennaher Kalkschotterwässer der Münchener Schotterebene, die durch einen leicht basischen pH-Wert, eine hohen Sauerstoffsättigung und einen hohen Anteil an Hydrogencarbonat an der Mineralstoffsumme gekennzeichnet ist.

Ferner ist eine leichte anthropogene Beeinflussung festzustellen, erkennbar am Nachweis von LHKW und PAK an der Mehrzahl der Pegel. Die Messwerte sind jedoch dem Spurenbereich zuzuordnen und unterschreiten die einschlägigen Richtwerte deutlich. Die Messwerte sind im Grundwasserabstrom des Ballungsraumes München verbreitet anzutreffen und können keiner bestimmten Quelle mehr zugeordnet werden.

Im Rahmen der Eignungsprüfung des Dichtwandbaustoffs wurden von der ausführenden Firma chemische Untersuchungen der Originalsubstanz und von Eluaten vorgelegt, die während der Aushärtung von Proben gewonnen wurden. Bei den Analysen wurde festgestellt, dass die Eluate zum Beginn der Aushärtung eine deutlich alkalische Reaktion (pH-Wert - Erhöhung) und einen erhöhten Elektrolytgehalt (Erhöhung der Leitfähigkeit) aufweisen. Untersuchungen am Eluat ausgehärteter Proben weisen dagegen nur mehr geringfügige Beeinflussungen auf. Bereits bei der Untersuchung an der Originalsubstanz wurde nur ein geringer Chrom-VI-Gehalt $< 0,3$ mg/kg festgestellt. Die Chrom-VI-Gehalte der Eluate lagen jeweils unter der Nachweisgrenze (0,01 mg/l).

Im Zuge der Herstellung der Schmalwandsuspension wurde der Chrom-VI-Gehalt im Überstandswasser geprüft. Der zulässige Grenzwert von 0,05 mg/l wurde dabei i.d.R. deutlich unterschritten. Lediglich bei einer Analyse wurde der Grenzwert mit einer Belastung von 0,047 mg/l annähernd erreicht.

Während des Einbaus der Dichtwand wurde das Grundwasser monatlich auf Chrom-VI-Belastungen untersucht. Dazu wurden Proben aus Pegeln unmittelbar unterstromig der Dichtwand entnommen. Die Untersuchungen ergaben keine Verunreinigungen.

Im Rahmen dieser Untersuchungen sowie weiterer Untersuchungen aus Proben, die im Bereich der Schachtbauwerke entnommen wurden, konnten mit Ausnahme geringfügiger pH-Wert - Erhöhungen außerdem keine relevanten Veränderungen des Grundwasserchemismus festgestellt werden.

Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, dass der Einbau der Dichtwand auch während der Bauzeit allenfalls zu marginalen Beeinträchtigungen der Grundwasserqualität geführt hat. Nach der Aushärtung der Suspension sind keine Beeinträchtigungen zu erwarten. Aus Sicht des qualitativen Grundwasserschutzes hat sich die Herstellung der Schmalwand um den Badensee somit als unschädlich erwiesen.

Ertüchtigung von Deichbauwerken zum Schutz wassernaher Flächen

Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann, Dipl.-Ing. Paul Pandrea
Keller Grundbau GmbH, Offenbach

Zusammenfassung

Die Hochwasserkatastrophe an der Elbe im Sommer 2002 hat deutlich vor Augen geführt, welche immensen Schäden entstehen können, wenn kein ausreichender Hochwasserschutz vorhanden ist. Insbesondere die alten Deiche, die nach dem heutigen Wissenstand erhebliche Schwächen aufweisen, haben vielfach versagt. In dieser Veröffentlichung soll gezeigt werden, mit welchen Bauverfahren die im Grunde bekannten Maßnahmen zur Sanierung der Deiche umgesetzt werden können.

1 Heutiger Stellenwert des Hochwasserschutzes

Der Hochwasserschutz berührt umweltrelevante Fragestellungen zur Nutzung des Lebensraumes an Gewässern und wirtschaftspolitische Erfordernisse gleichermaßen, die miteinander und gegeneinander abgewogen werden müssen. Er ist eine Präventivmaßnahme, deren Finanzierung gerade in Zeiten knapper öffentlicher Haushalte häufig erst dann diskutiert wird, wenn seine Erfordernis durch katastrophale Schadensereignisse für jedermann offen zu Tage tritt.

Ursache dieser außergewöhnlichen Hochwasserereignisse sind extreme Klima-Erscheinungen, die sich seit den 80er Jahren in Europa wie in anderen Regionen der Erde häufen (Brauns und Bieberstein, 2002).

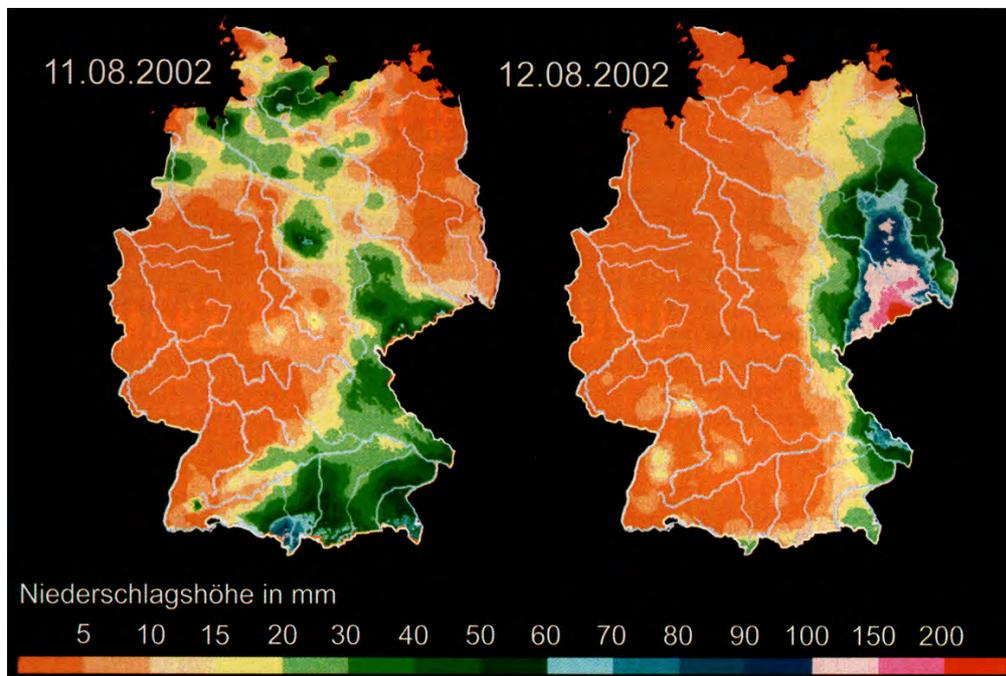


Bild 1: Niederschläge als Auslöser von Hochwasserfluten an der Elbe 2002 (aus Brauns und Bieberstein, 2002)

Verschärft wird die Situation im Vergleich zu früher dadurch, dass sich die volkswirtschaftlichen Werte hinter den Deichen vervielfacht haben, während diese im Wesentlichen unverändert geblieben sind.

Hochwasserschutz als Gesamtproblem umfasst interdisziplinär vom Katastrophenmanagement über die Landesplanung bis hin zu versicherungstechnischen Fragestellungen viele Aspekte, von denen hier nur der technische (=bauliche) Hochwasserschutz behandelt werden soll.

Ziel des technischen Hochwasserschutzes ist die Sicherung hochwertiger oder riskanter Einrichtungen und Objekte (Wohnbebauung, Industrieanlagen, Gefahrstofflager) auch für seltene Ereignisse (Brauns und Biederstein, 2002). In dieser Veröffentlichung sollen insbesondere geotechnische Möglichkeiten zur Erhaltung der Funktionsfähigkeit vorhandener, teilweise historischer Bauwerke bzw. zur Behebung ihrer technischen Mängel vorgestellt werden.

2 Beanspruchungen und Versagensmechanismen von Deichen

Die typischen Versagensformen lassen sich aus den verschiedenen Beanspruchungen ableiten, denen ein Deich während seiner Nutzungsdauer ausgesetzt ist.

2.1 Lastfälle für Deiche

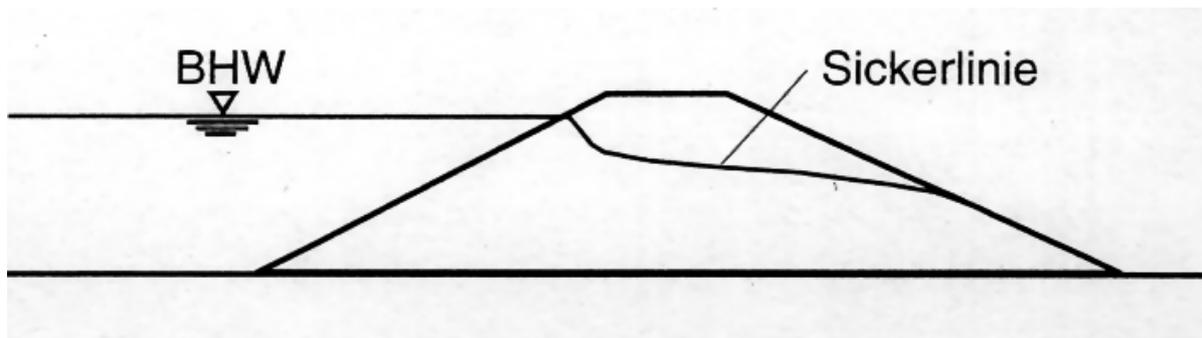


Bild 2: Wasserstand beim Bemessungshochwasser (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Für den Bemessungswasserstand (BHW) werden bei einem Deich die erforderlichen statischen und hydraulischen Nachweise geführt. Es sind dies insbesondere die Gleitsicherheit und Auftriebssicherheit des gesamten Dammes, die Sicherheit der Böschungen und die Erosionsstabilität am luftseitigen Austrittspunkt der Sickerlinie. Als Bemessungswasserstand wird üblicherweise ein 100jähriges Hochwasserereignis angenommen (Leitlinien der LAWA und Sicherheitstechnische Regel des KTA 2207).

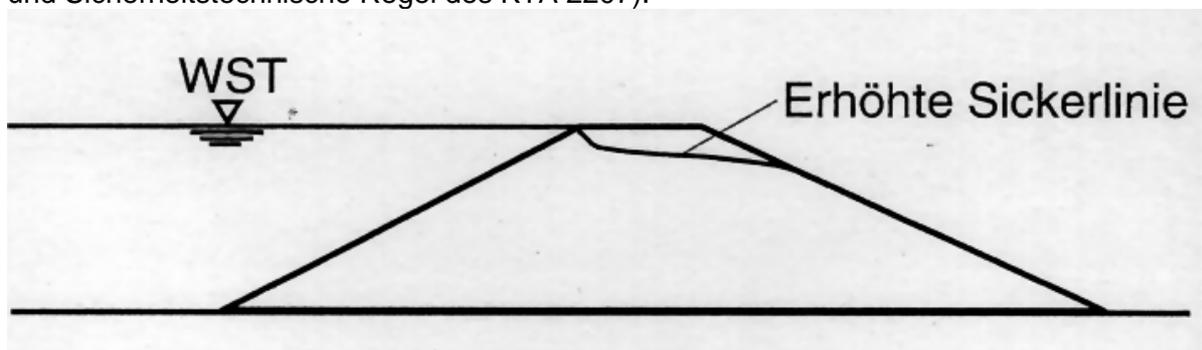


Bild 3: Wasserstand auf Höhe der Deichkrone (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Steigt der Wasserstand über den Bemessungswasserstand, dann steigt auch die Sickerlinie mitsamt Ihrem luftseitigen Austrittspunkt an der Böschung an. Die Strömungskraft als treibende Kraft erhöht sich und reduziert das Sicherheitsniveau bei der Geländebruchsicherheit. Die höhere Belastung trifft dabei auf das durch die Durchnässung in seinen bodenmechanischen Eigenschaften verschlechterte Deichmaterial.

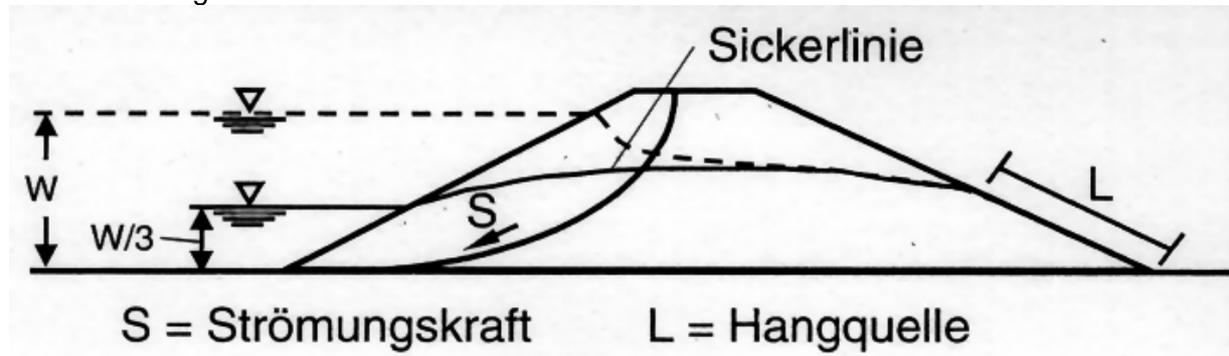


Bild 4: Strömungskräfte einer wasserseitigen Hangquelle (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Fällt der Wasserspiegel nach Durchschreiten des Hochwasserscheitels innerhalb sehr kurzer Zeit stark ab, dann erfolgt eine Entwässerung des im Deichkörper befindlichen Wassers auch auf die (in der Regel nicht dafür ausgelegte) Wasserseite hin. Erosion und eine durch den Strömungsdruck verursachte Überlastung der Böschung (Geländebruch) können die Folge sein.

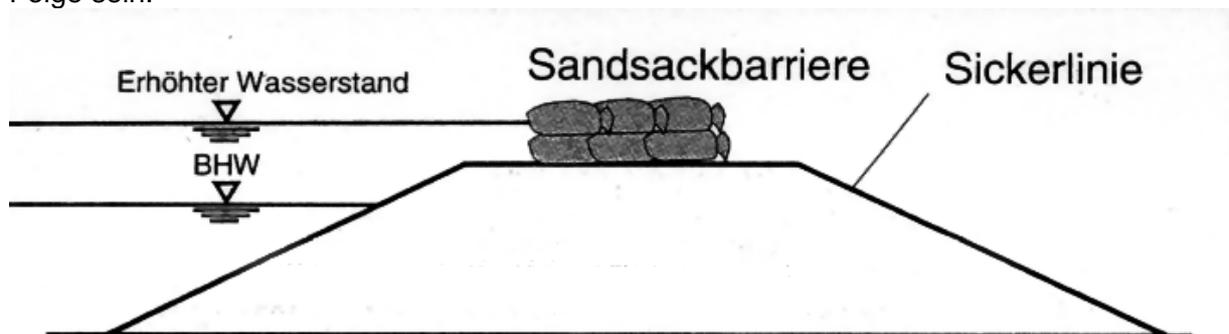


Bild 5: Erhöhter Wasserstand und völlige Durchsickerung (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Reicht im Hochwasserfall die Deichhöhe nicht aus, dann wird meist mit Sandsäcken eine Erhöhung vorgenommen. Nichtsdestotrotz wird der ursprüngliche Deichkörper bei solchen Wasserständen oft völlig durchsickert. Bezüglich der Sicherheiten gilt das bereits Gesagte.

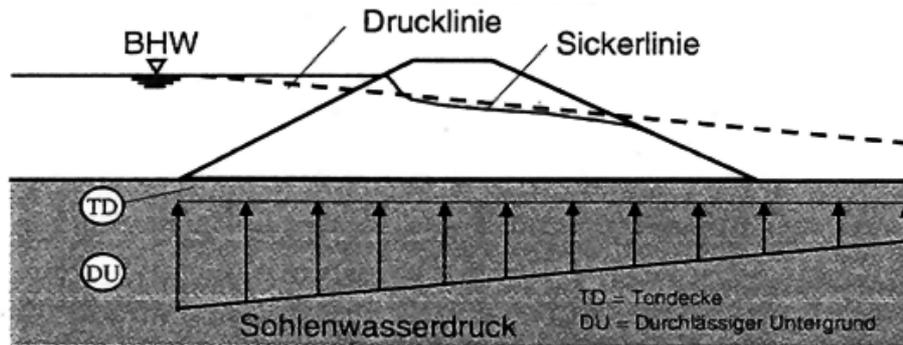


Bild 6: Bemessungszustand für die Gleitsicherheit mit Sohlenwasserdruck (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Ist der Untergrund unter dem Deich wasserdurchlässig, dann bildet sich eine Strömung mit zugehörigem Wasserdruckverlauf auf die Deichunterkante aus, die die Gleitsicherheit des Systems beeinflusst.

Während der letzten Extremhochwässer (Oder 97, Donau 99 und Elbe 2002) wurden bedingt durch den lang anhaltenden Einstau Grenzverhältnisse der Sickerlinie erreicht (Durchsickerung des gesamten Deichkörpers).

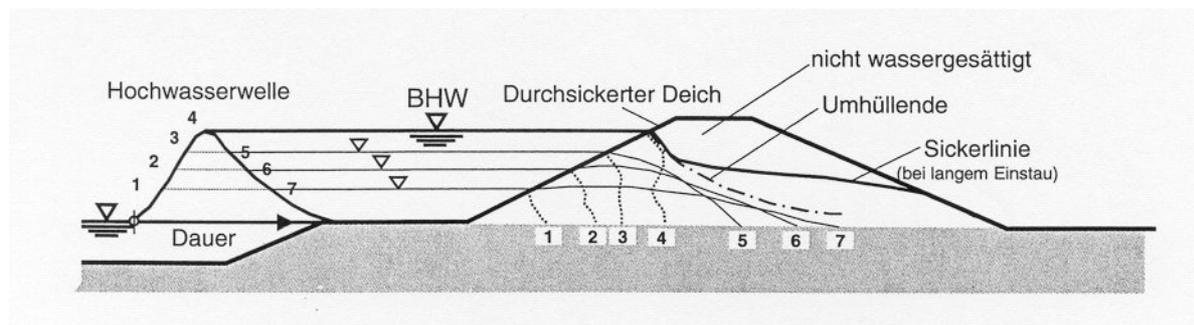


Bild 7: Entwicklung der Sickerlinie in Abhängigkeit von der Dauer des Einstaus (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Gerade bei älteren Deichbauwerken ist es dadurch zu Standsicherheitsproblemen gekommen, die zu den bekannten Versagensformen geführt haben.

- Bruch durch Überströmung der Deichkrone, wobei großräumig das Deichmaterial durch die Strömung des Wassers abgetragen wird.
- Versagen der Böschungen am Austrittspunkt der Sickerlinie
- Hydraulischer Grundbruch oder Gleitversagen unter Grundwasserdruck auf die Sohle
- Erosionsbruch bzw. rückschreitende Erosion (Gangbildung) insbesondere bei langem Einstau.

2.2 Anforderungen an ein modernes Deichbauwerk

Als Stand der Technik wurde im DVWK Merkblatt „Flussdeiche“ von 1986 und in der DIN 19712 von 1997 ein Deichaufbau vorgeschlagen, bei dem der Deichkörper in 3 Zonen (Dichtung, Stützkörper und Filterkörper) aufgebaut und zusätzlich mit einer Dränung und gegebenenfalls einer Untergrundabdichtung versehen wird.

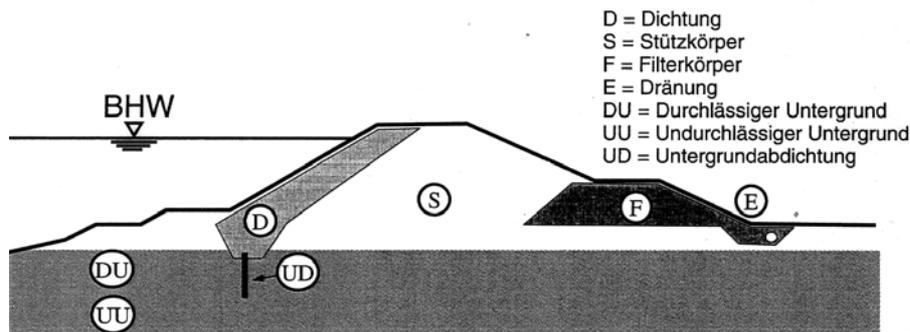


Bild 8: Drei-Zonen-Deich nach DVWK (1986)

Die bestehenden Bauwerke, die einen Grossteil der vorhandenen Deiche ausmachen, genügen diesen Anforderungen meist nicht annähernd. Zusätzlich sind sie durch von Kleintieren angelegte Gangsysteme, Durchwurzelung und langen Austrocknungsphasen (Schrumpfungsrisse) geschädigt.

3 Sanierung bestehender Deiche

Um die Funktionstüchtigkeit bestehender Deiche wieder herzustellen, sind konstruktive Maßnahmen erforderlich, die im Folgenden kurz beschrieben werden.

3.1 Aufhöhung der Deichkrone

Durch statistische Auswertung von Anzahl und Häufigkeit von Hochwasserereignissen können sich Bemessungswasserstände ergeben, bei denen ein ausreichendes Maß für das Freibord nicht mehr eingehalten ist. Die Deichkrone muss in diesem Fall aufgehört werden. Es handelt sich dabei nicht um einen geotechnischen Mangel an sich, sondern um einen planerischen Mangel (Lastermittlung). Auch bei technisch intakten Deichen muss dann eine Aufhöhung durchgeführt werden.

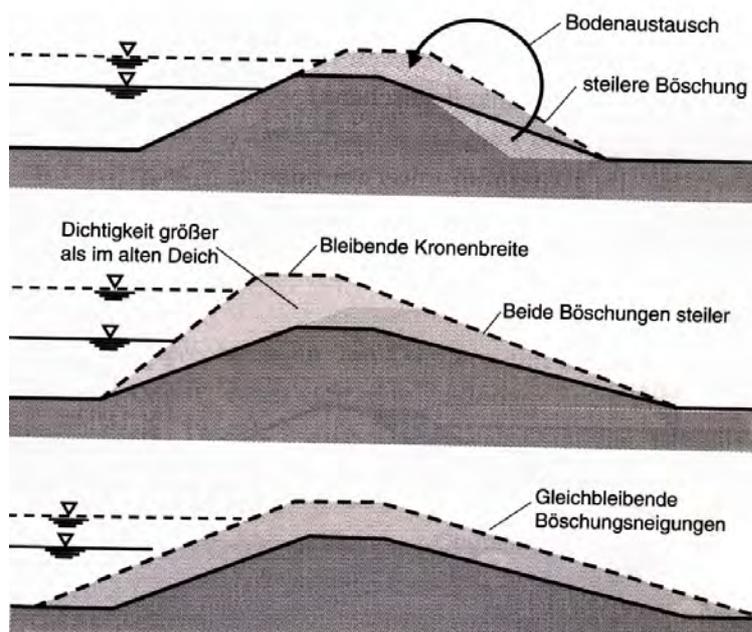


Bild 9: Aufhöhung eines Deiches durch reine Erdbaumaßnahmen (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Die Aufhöhung durch reine Erdbaumaßnahmen führt zu einem erheblichen Flächenverbrauch und ist schon alleine deshalb eine sehr selten angewendete Methode. Außerdem werden Defekte im bestehenden Deichkörper dadurch nicht behoben. Man wählt daher in der Regel andere Bauformen.

3.2 Einbau von Dichtungselementen

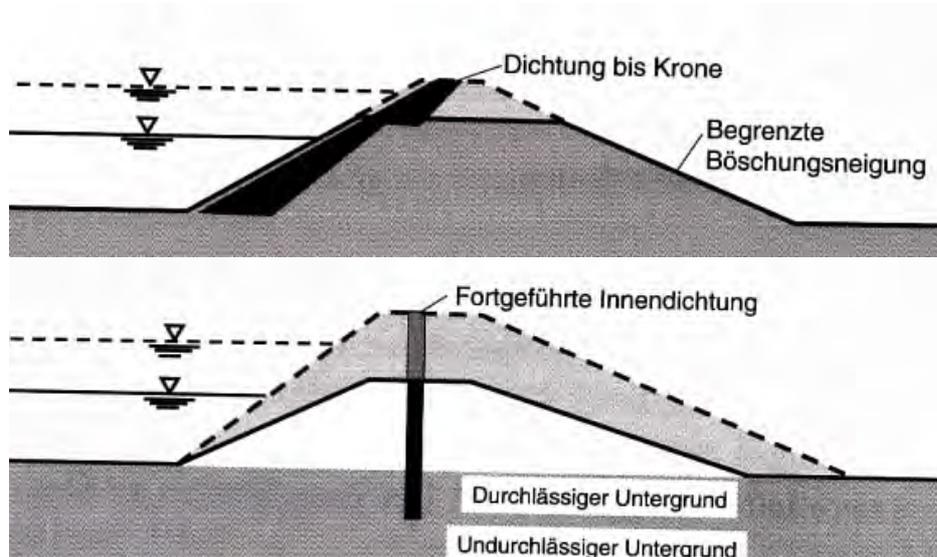


Bild 10: Einbau von Dichtungselementen (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Neben dem Vorteil der Reduzierung des Platzverbrauches führt der Einbau von Dichtungen auch zu einem erheblich günstigeren Verlauf der Sickerlinie.

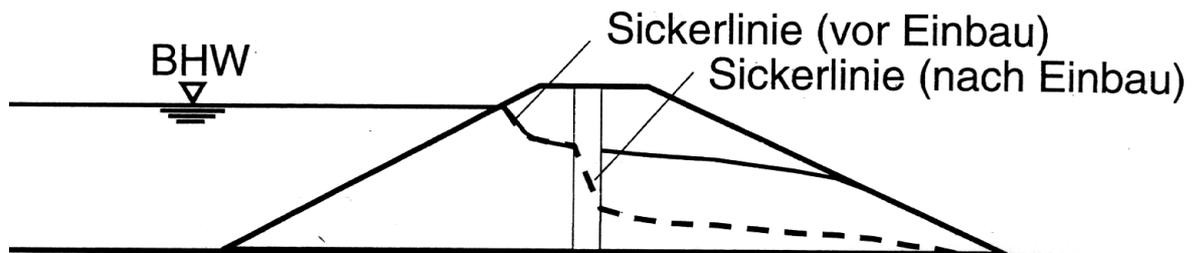


Bild 11: Verlauf der Sickerlinie vor und nach Einbau eines Dichtungselementes (aus Haselsteiner, Conrad, Strobl, 2002)

Wird die Dichtung bei durchlässigem Baugrund auch unter den Deichkörper geführt, wird durch die geänderte Wasserdruckgradienten die Auftriebssicherheit und damit auch die Gleitsicherheit erhöht.

3.3 Einbau von Drainagen

Der Austrittspunkt der Sickerlinie an der luftseitigen Böschung ist meist ein besonders kritischer Punkt, da hier Materialaustrag zu befürchten ist bis hin zur Bildung von rückschreitenden Erosionsgängen.

Um dies zu verhindern werden in der Zone des erwarteten Austrittspunktes Drainagen eingebaut. Dies kann in Form von Auflastdrains erfolgen (d.h. ohne Veränderung der Sickerlinie im bestehenden Deichkörper) oder von Drainagegräben (d.h. mit einer Absenkung der Sickerlinie). Wichtig für die dauerhafte Funktionstüchtigkeit dieser Drainagen ist die Filterstabilität gegenüber dem angrenzenden Stützkörper, die z.B. durch Einbau von Geotextilien erreicht werden kann.

3.4 Ausbildung von überströmbaren Bereichen

Bei Katastrophenhochwässern, wie sie in der letzten Zeit zu beobachten waren, werden die Bemessungswasserstände überschritten und es besteht die Gefahr, dass die Deiche überspült werden können. Um dies zu verhindern, werden zur Rückhaltung des Wassers (Abflachung der Hochwasserwelle) Rückhalteflächen eingerichtet, in die eine Ausleitung erfolgen soll. Dazu werden Deichabschnitte abgesenkt und überströmbar, d.h. mit einer entsprechenden Oberflächensicherung ausgeführt.

Alle oben beschriebenen Maßnahmen führen zu einer Veränderung des Aufbaus vorhandener Deiche, so dass Sie dem im DVWK-Merkblatt empfohlenen Aufbau näher kommen und damit ihre Standsicherheit gegenüber den zu erwartenden Einwirkungen erhöht wird.

Mit welchen Bauverfahren sich diese Maßnahmen, insbesondere der Einbau von hochwirksamen Dichtungselementen im Kern der Deiche, im konkreten Einzelfall realisieren lassen, soll an Hand der folgenden Beispiele gezeigt werden.

4 Beispiele für die Sanierung von Deichen

4.1 Rheindeich bei Neuwied

Neuwied liegt direkt am Rhein zwischen Koblenz und dem Naturpark Rhein-Westerwald und wird durch den Rheindeich geschützt, der an dieser Stelle aus einem Erdwall ohne Dichtungskörper bestand und damit nach heutigen Sicherheitsdefinitionen nicht mehr standsicher war.

Eine ausreichende Sicherheit sollte durch Einbau einer Kerndichtung wiederhergestellt werden. Zur Ausführung kam eine Rüttelschmalwand System Keller.



Bild 12: Rheindeich bei Neuwied mit Suspensionsgraben während der Herstellung der Rüttelschmalwand

An einem mäklergeführten Tiefenrüttler werden dazu Flügel und Suspensionszuleitungen montiert. Der Rüttler dringt nur durch die Vibrationsenergie in den Boden ein und erzeugt so einen schmalen Schlitz, der beim Ziehen des Rüttlers mit Suspension (Zement-Bentonit-Füller-Gemisch) über die Suspensionsleitungen verfüllt wird. Um ein großflächiges Verteilen der Überschusssuspension auf der Geländeoberfläche zu verhindern wird vorab ein Suspensionsgraben hergestellt.

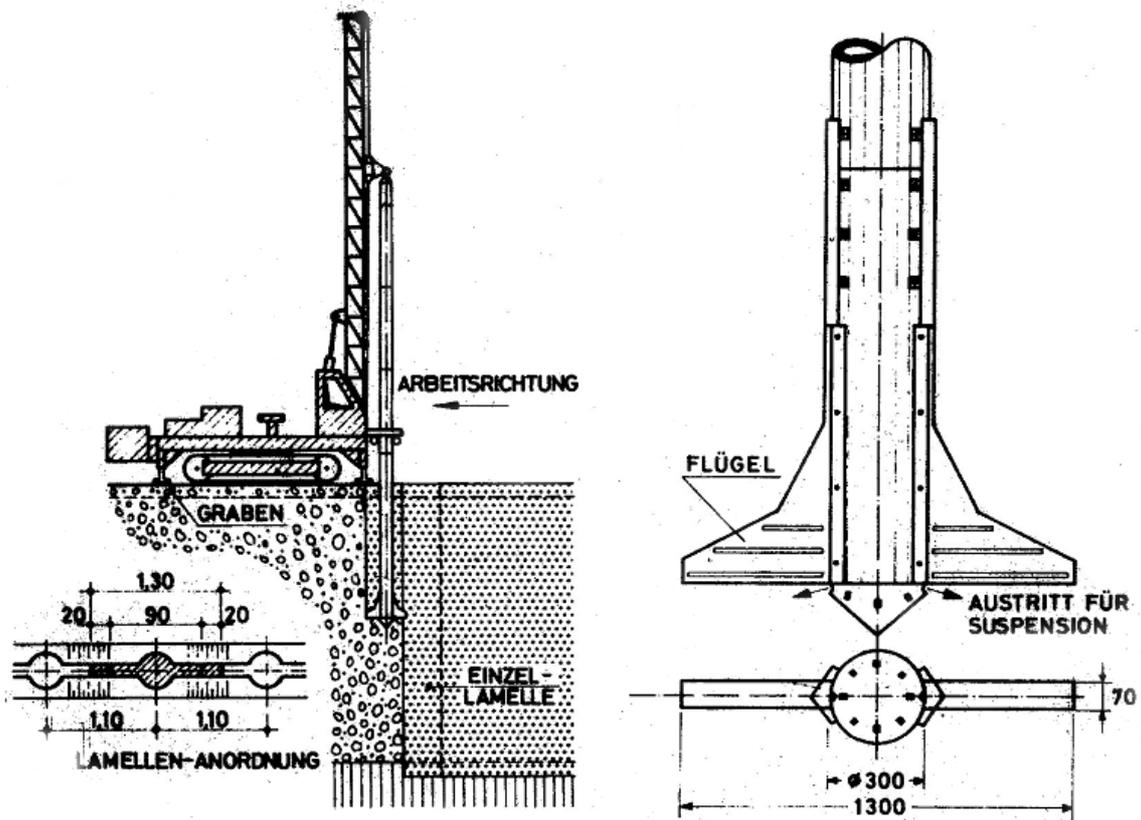


Bild 13: Schematische Darstellung von Flügelrüttler und Herstellfolge

Die Lamellen werden nacheinander „frisch in frisch“ hergestellt, also nicht im Pilgerschritt-Verfahren. Um die erforderliche Dichtigkeit zu gewährleisten, müssen sie ausreichend überschritten werden, in diesem Fall wurden 20 cm als ausreichend festgelegt.



Bild 14: Flügelrüttler vor dem Eintauchen in den Boden

Die Kontrolle der Herstellung erfolgt über eine Lückenlose elektronische Aufzeichnung der erreichten Versenktiefen und der verbrauchten Suspension. Zusätzlich wurde nach Abschluss der Arbeiten der Kopf der Schmalwand stellenweise freigelegt, um die Maßhaltigkeit, Dicke und Homogenität zu überprüfen.



Bild 15: Freigelegter Kopf der Schmalwand

4.2 Hochwasserdamm der Leitha bei Rohrau-Pachfurth, Niederösterreich

Bei diesem Deich zeigten die Untersuchungen, dass die Standsicherheit nicht nur durch das Fehlen einer Dichtung gefährdet war, sondern auch durch die zu geringe Lagerungsdichte des Stützkörpers.

Man entwickelte eine Sanierungskonzept mit mehreren Elementen. Im Kern sollte eine Dichtung als Rüttelschmalwand eingebaut werden. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Böschungssicherheit sollte das Material des Stützkörpers auf der Luftseite durch Verdichtung im Rütteldruckverfahren in seinen bodenmechanischen Eigenschaften verbessert werden.

Um zu verhindern, dass es um den Austrittspunkt der Sickerlinie am Deichfuß erneut zu Auflockerungen durch Erosion kommt, sollte eine filterstabile Drainage eingebaut werden. Die ursprünglich vorgesehene Ausführungsart als offener Schlitz wurde als undurchführbar verworfen und durch hydraulisch gleichwertige Drainagesäulen (vliesummantelte Kiesstopfsäulen) ersetzt. (Sidak, Strauch, 2002).

Die Anordnung der Elemente wurde im Zuge einer FEM-Berechnung ermittelt und optimiert.

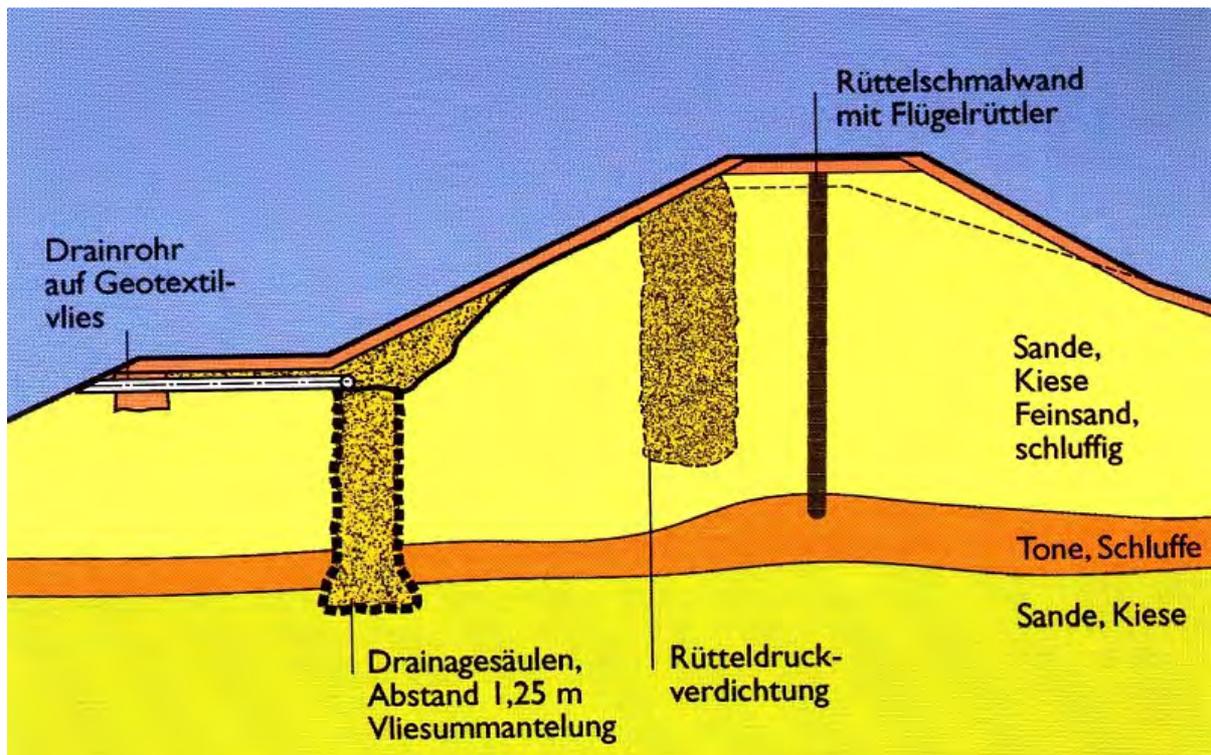


Bild 16: Sanierungskonzept mit Dichtung, Baugrundverbesserung und Drainage



Bild 17: Herstellung der vliesummantelten Kiesstopfsäulen als Drainage

4.3 Sanierung des Alpen-Rhein-Deiches bei Diepoldsau, Schweiz

Auch hier war zur Gewährleistung einer ausreichenden Standsicherheit, die für den ursprünglichen Deich rechnerisch nicht darstellbar war, der Einbau einer Kerndichtung vorgesehen. Diese sollte nicht als Tauchwand ausgeführt werden sondern bis in den als Stauer anzusehenden Schluff bzw. Tonhorizont einbinden.

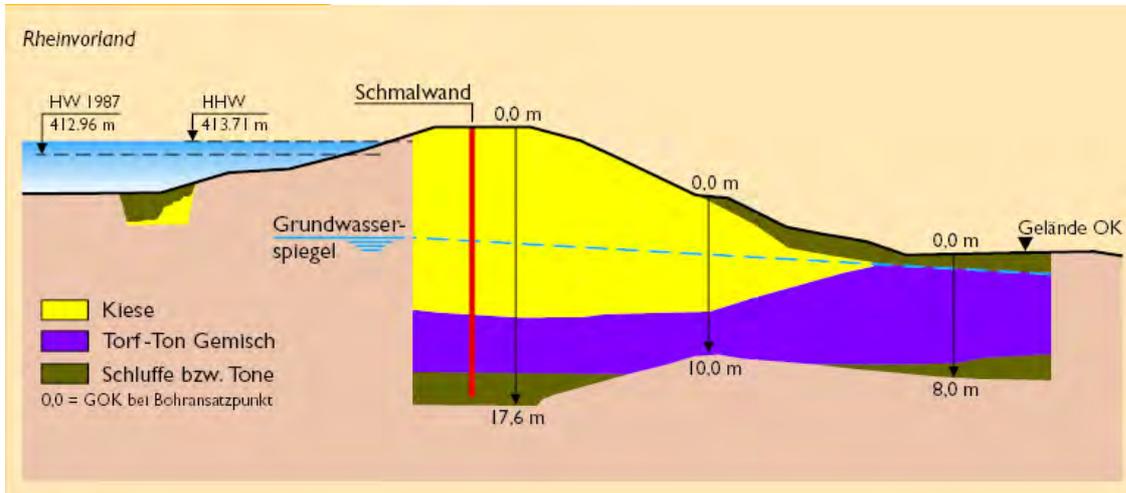


Bild 18: Tiefenlage der Schmalwand in der vorhandenen Geologie

Ausgeführt wurde hier eine Schmalwand mit einer Rüttelbohle.

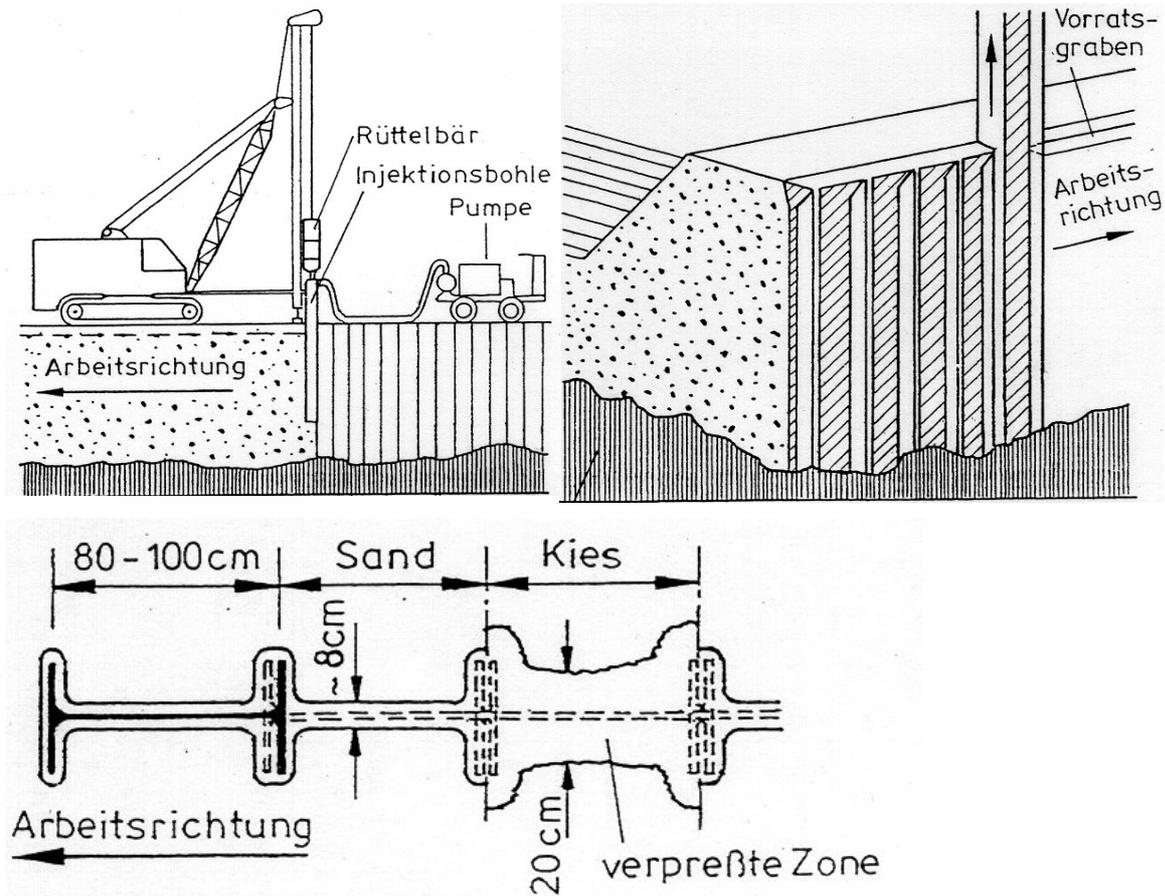


Bild 19: Schematische Darstellung der Herstellung einer Schmalwand mit einer Rüttelbohle.

Als Rüttelbohle wird ein Stahlträger mit einer gehärteten Schneide, einer Suspensionsleitung und einem Flügel zur Herstellung des erforderlichen Überschchnittes versehen.

Die zum Eindringen in den Baugrund erforderliche Vibrationsenergie erzeugt ein Aufsatzrüttler. Die Lagegenauigkeit wird durch eine entsprechende Führung der Bohle an einem Mäkler sichergestellt. Die Herstellung erfolgt auch hier „frisch in frisch“.

Die Qualitätssicherung erfolgt über elektronische Aufzeichnung von Tiefe und Suspensionsverbrauch sowie stichprobenartiges Freilegen des Wandkopfes. Wesentlich für die Dichtigkeit der Wand ist eine genaues Einmessen der Ansatzpunkte für die einzelnen Einstiche.

Die Ausbreitung der Suspension über den Schlitz hinaus stellt sich nach der Durchlässigkeit des Baugrundes und dem Suspensionsüberdruck ein und betrug in diesem Fall bei einer Stegbreite des Trägers von 8 cm, die als Schlitzbreite anzusehen ist, ca. 20 cm.



Bild 20: Trägergerät und Rüttelbohle mit Schneide und einseitigem Flügel

4.4 Herstellung von Dichtwänden aus DMM-Säulen

Eine andere Variante zur Herstellung von Dichtwänden ist die Tiefe Bodenvermörtelung (Deep mixing method oder DMM). Dabei wird der Boden mit der zugegeben Suspension durch ein Mischwerkzeug vermengt. Es entsteht dabei ein säulenartiger Körper aus verfestigtem Boden mit Durchmessern von 60 bis 120 cm je nach verwendetem Mischwerkzeug. Elemente lassen sich neben Gründungen auch temporäre und permanente Hochwasserschutzwände herstellen.

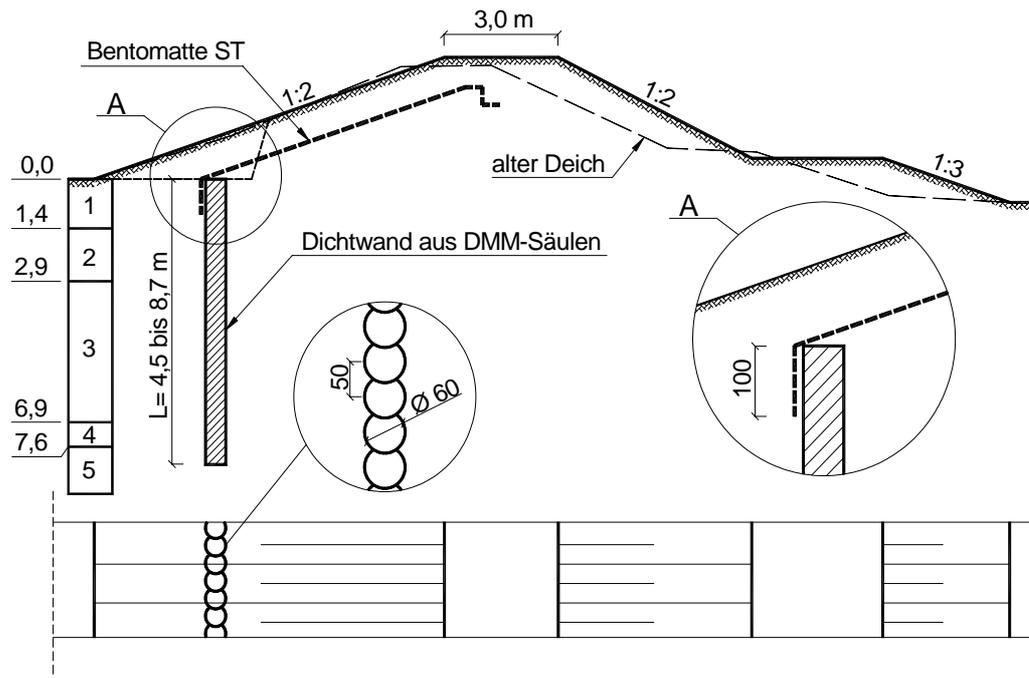


Bild 21: Dichtwand aus DMM-Säulen in unterschiedlichen Bodenarten (1=schluffiger Lehm, 2=Mittelsand, 3=Mittel- und Feinsand, 4=schluffiger Ton, 5=Ton)

Rechnerisch wird dabei nicht der volle Säulendurchmesser als Wandbreite angesetzt, sondern eine Ersatzbreite, bei 60 cm Säulendurchmesser beispielsweise eine Ersatzbreite von 40 cm.



Bild 22: Herstellung der DMM-Säulen und zur Kontrolle freigelegte Säulen am Weichseldeich

Der Vorteil von Dichtwänden aus DMM-Säulen liegt in ihrer größeren Breite gegenüber Schmalwänden, d.h. die Zone geringer Durchlässigkeit ist größer und mithin die Dichtwirkung

Bei der Sanierung der Deiche im Zentrum von Krakau neben dem Schloss Wawel wurde zur Aufhöhung auf die eingebrachte DMM-Wand eine Hochwasserschutzwand aufgesetzt. Der Anschluss an die DMM-Säulen erfolgte über eingestellte IPB-Träger 220.

In dieser Schutzwand befinden sich Durchgänge, die im Notfall mit Aluminiumwänden verschlossen werden können und ansonsten einen Zugang zu den Flussauen als Grünflächen ermöglichen.

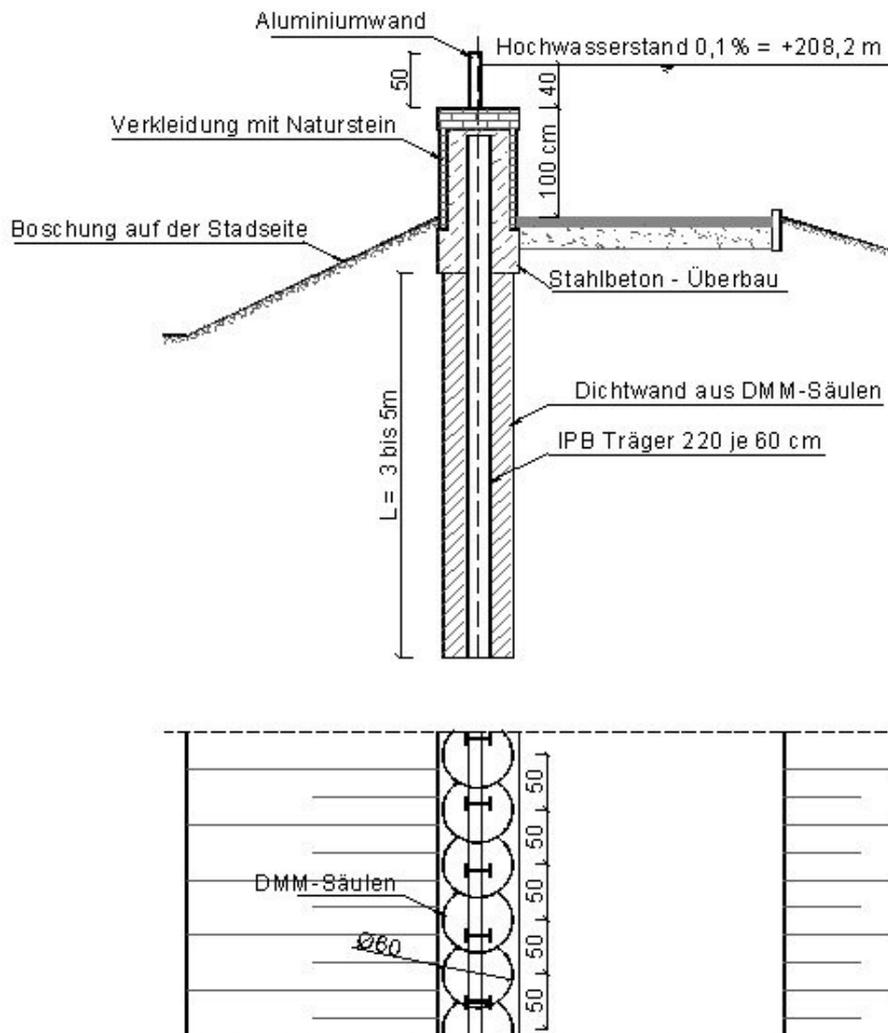


Bild 23: Prinzipskizze der Dichtwand mit aufgesetzter Hochwasserschutzwand



Bild 24: Hochwasserschutzwand nach der Fertigstellung

Für diese Sanierung wurden im Vorfeld FEM-Berechnungen angestellt, um die hydraulische Wirksamkeit der Dichtwand in Abhängigkeit von ihrer Einbindung zu untersuchen.

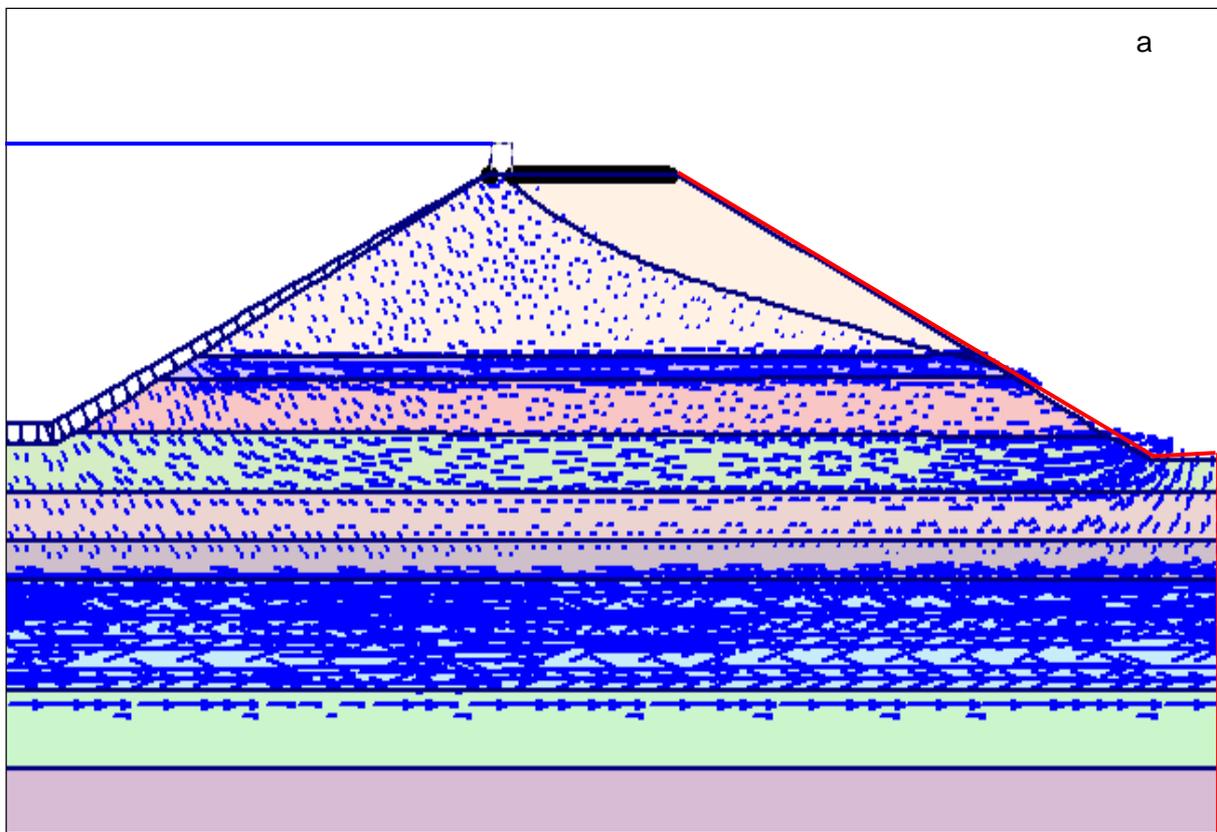


Bild 25: Strömungsfeld im stationären Zustand vor Einbau einer Dichtwand

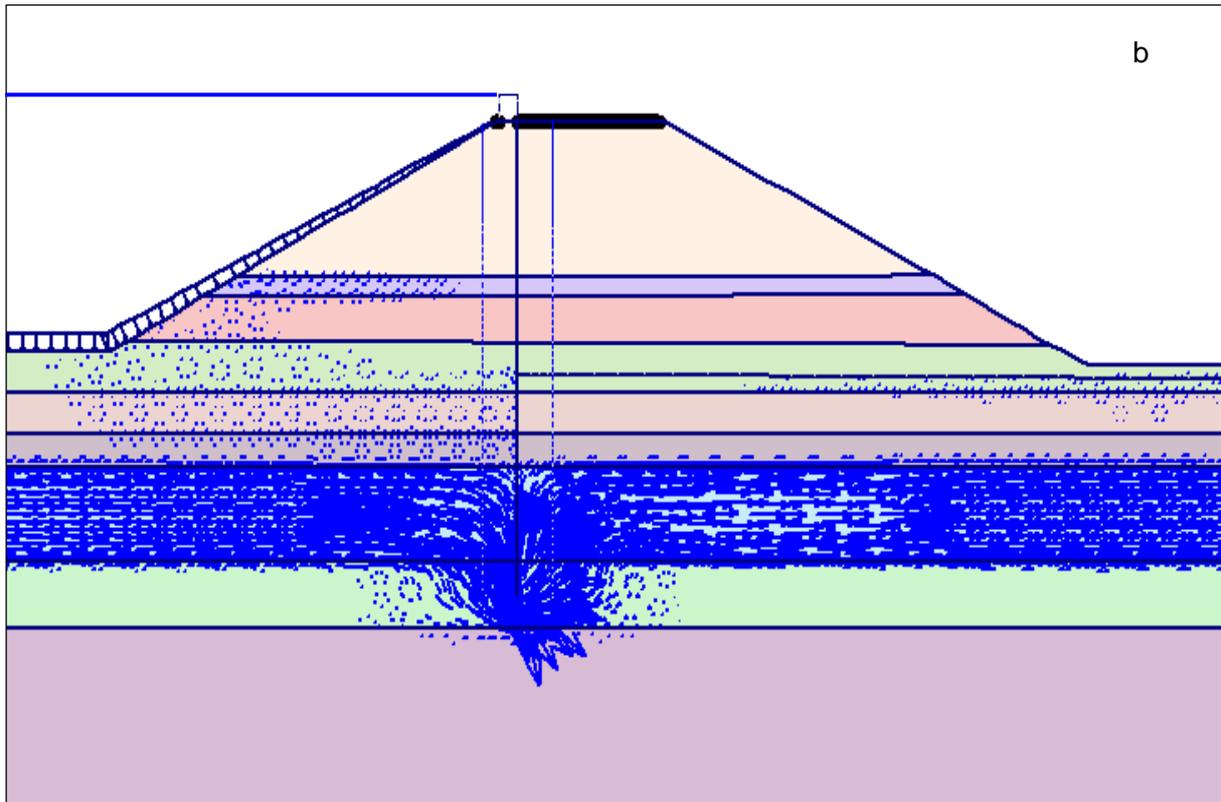


Bild 26: Strömungsfeld im stationären Zustand nach Einbau einer undurchlässigen Dichtwand.

Man erkennt deutlich die auf der Luftseite praktische mit dem Grundwasserstand zusammenfallende Sickerlinie. Gleichzeitig zeigt die Berechnung eine Reduzierung der Sickerwassermenge, in diesem Fall um den Faktor 2000. Wie stark dies die Sicherheit erhöht zeigen die folgenden Darstellungen der mechanischen Beanspruchung des Deichkörpers.

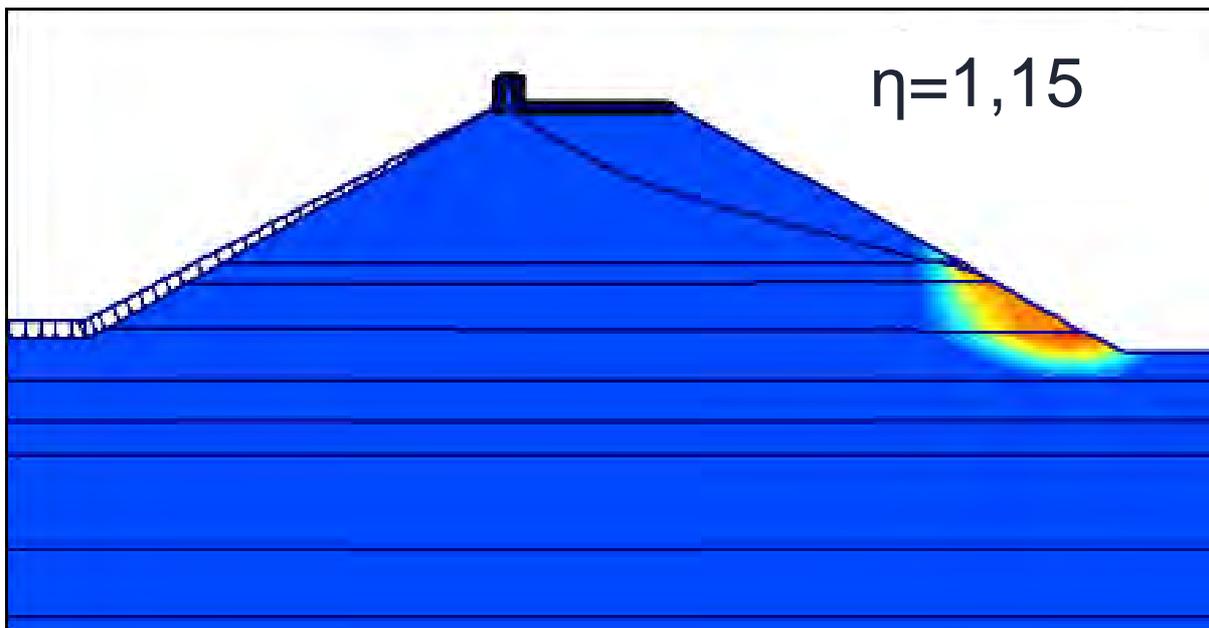


Bild 27: Standsicherheit vor dem Einbau der DMM-Wände

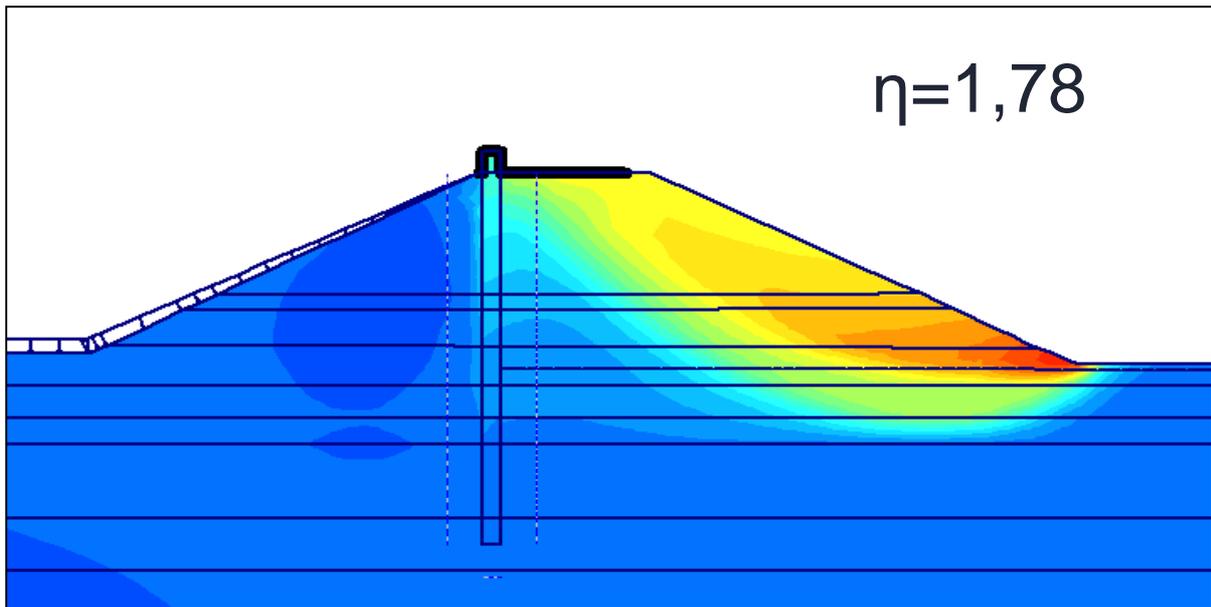


Bild 28: Standsicherheiten vor und nach dem Einbau der DMM-Wände

Aus der Farbskala lässt sich das Maß der plastischen Verformung ablesen, wobei die gelben und roten Farbtöne große relative Verformungen darstellen. Der Zugewinn an Sicherheit erwächst bei eingebauter Dichtung aus dem Heranziehen der gesamten luftseitigen Böschung zum Abtragen der Lasten gegenüber der Lastkonzentration auf den Böschungsfuß bei fehlender Dichtung.

4.5 Hochwasserdamm entlang der March

Die Berechnungen zum vorherigen Beispiel haben gezeigt, dass eine Ausführung der Dichtung bis in den Stauer deutliche Vorteile gegenüber einer Ausführung nur als Tauchwand bringt. Dies gilt umso mehr, wenn die Durchlässigkeit der Schichten unterhalb des Deiches verhältnismäßig groß ist im Vergleich zur Durchlässigkeit des Deichkörpers, wie dies beim Damm entlang der March (Grenzfluss zwischen Österreich und der Slowakei) ist.

Dort stehen unter dem Damm aus sandigem Schluff Kiese und Sande in großer Mächtigkeit an. Der Stauer in Form eines Tonhorizontes liegt ca. 20 m unter der Deichkrone.

Die Kiese und Sande weisen ungeachtet ihrer hohen Durchlässigkeit entweder von Hause aus eine hohe Lagerungsdichte auf oder werden durch den Einbau einer Dichtung im Vibrationsverfahren nachverdichtet, so dass spätestens nach Einbau der ersten Lamelle Schwierigkeiten beim Einbau der benachbarten Lamellen zu erwarten sind. Eine wirtschaftliche Herstellung der Dichtungswand im Vibrationsverfahren ist also nur schwer oder sogar ganz unmöglich.

In diesem Fall hat man sich entschieden, zwei Verfahren miteinander zu kombinieren. Im Bereich des Deichkörpers wurde die Dichtung wie bereits vorgestellt als Rüttelschmalwand kostengünstig hergestellt.

In den darunter liegenden Kiesen und Sanden, die mit dem Tiefenrüttler nicht mehr erreicht werden können, wurden Soilcrete®-Lamellen ausgeführt, für die die Bohrungen im Spülbohrverfahren hergestellt werden.

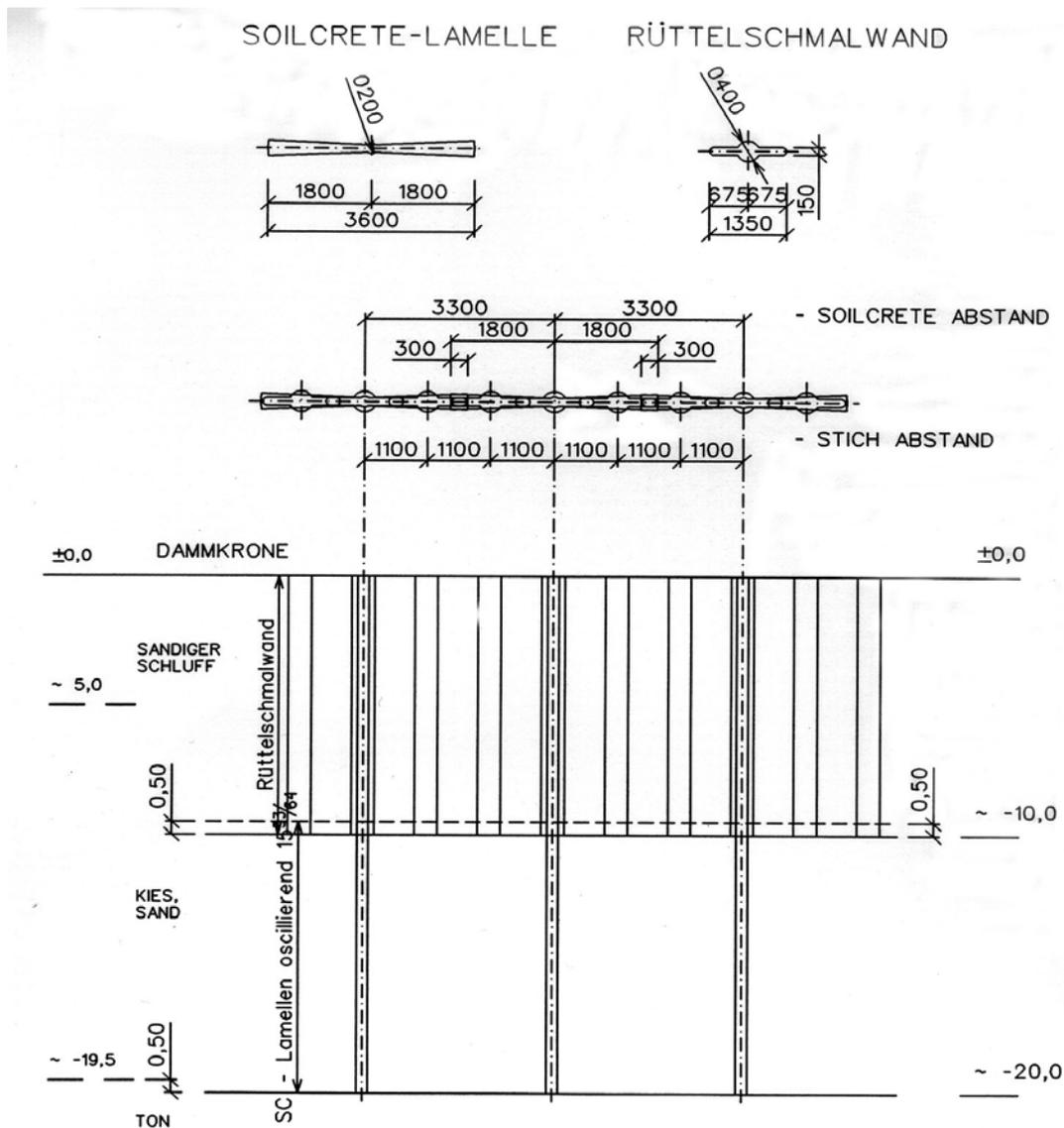


Bild 29: Prinzipskizze der Kombination von Rüttelschmalwand und Soilcrete®-Lamellen

Für die Dichtigkeit entscheidend war neben den bereits benannten Maßnahmen der Qualitätssicherung die Einhaltung einer vertikalen Übergreifungslänge zwischen Lamellen und Schmalwand.

Herstellungsbedingt muss zuerst die Schmalwand ausgeführt werden. Diese Schmalwand wird dann für die Lamellen durchbohrt. Da eine Lamelle etwa 3 Schmalwandstiche abdeckt (es wurden jeweils 3 Schmalwandstiche auf gleiche Tiefenlage abgeteuf), wird die Bohrung im mittleren Rüttleransatzpunkt angeordnet.

Die Düslänge der Lamelle reicht dann bis mindestens 50 cm über die Unterkante der Rüttelschmalwand und es entsteht so ein inniger Verbund zwischen den beiden Konstruktionselementen.



Bild 30: Flügelrüttler mit Suspensionsdüsen



Bild 31: Bohrgerät für die Herstellung der Soilcrete®-Lamellen

5 Zusammenfassung und Ausblick

Aus den statistischen Auswertungen von Klimadaten und Pegelständen kann eine Wahrscheinlichkeit für Hochwasserereignisse, ausgedrückt in Annuitäten, angegeben werden, nicht aber der Zeitpunkt ihres Eintretens vorhergesagt werden. Gewissheit besteht einzig darin, dass die zuletzt beobachteten Abflüsse irgendwann wiederkehren werden, „nach der Flut ist vor der Flut“.

Die möglichen Schäden bei einem Hochwasser übersteigen die Kosten für die Sanierung der Deiche um ein Vielfaches und darum ist die Sanierung volkswirtschaftlich sinnvoller als die Erstattung von Schäden.

Die technischen Mittel zur Realisierung eines effektiven Hochwasserschutzes sind bekannt. Für ihren zielsicheren Einsatz ist jedoch eine Bewertung des Anlagenbestandes nach einheitlichen Kriterien erforderlich, der noch zu leisten ist.

6 Literatur

- [1] DVWK-Merkblatt (1986): „Flussdeiche“, DVWK-Merkblätter, Verlag Paul Parey, Hamburg
- [2] Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (1995): „Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz“
- [3] Kerntechnischer Ausschuss (KTA) (1992): Sicherheitstechnische Regel des KTA 2207 „Schutz von Kernkraftwerken gegen Hochwasser“
VERLAG ERNST & SOHN (2003): „Special 1/03 Hochwasserschutz“, Berlin
- [4] Haselsteiner R., Conrad, M. Strobl T. (2002): „Kriterien zur Ertüchtigung von Hochwasserschutzdeichen“, Darmstadt, Heft Nr. 61 „Vorträge zum 5. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 18. Oktober 2002“, S. 75-86
- [5] Katzenbach R., Giere J. (2002): „Hochwasserschutz mit dem natürlichen Baustoff Boden“, Darmstadt, Heft Nr. 61 „Vorträge zum 5. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 18. Oktober 2002“, S. 63-74
- [6] Heerten G. (2003): „Flussdeiche für lang einstauendes Hochwasser“, Darmstadt, Heft Nr. 64 „Vorträge zum 10 Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2003“, S. 53-67
- [7] Heerten G., Horlacher H.-B. (2002): „Konsequenzen aus den Katastrophenhochwässern an Oder, Donau und Elbe“, Geotechnik 25 (2002) Nr. 4, S. 231-238
- [8] Brauns J., Bieberstein A. (2002): „Technischer Hochwasserschutz – Erfordernisse aus geotechnischer Sicht“, Geotechnik 25 (2002) Nr. 4, S. 239-248
- [9] Siedak N. Strauch G. (2002): „Herstellung geotextilummantelter Kiestragsäulen mit Keller-Tiefenrüttler, Keller Grundbau GmbH, Wien
- [10] Topolnicki M. (2002): „Herstellung von Dichtwänden in alten Deichen in Polen mit dem Verfahren der Tiefen Bodenvermörtelung (DMM) – Bemessungsanalysen und Ausführungsbeispiele“, Keller Polska Sp. z.o.o.

Wasserhaltung für die Indus-Staustufe Ghazi-Barotha in Pakistan

Dipl.-Ing. Christof Säger
Ed. Züblin AG, Stuttgart

Zusammenfassung

Wenige Kilometer unterhalb des Tarbela-Staudamms in Pakistan steht eine weitere große Wasserkraftanlage, die Indus Staustufe Ghazi-Barotha, vor ihrer Fertigstellung. Die Wehranlage, der 52 km lange, 102 m breite und 12 m tiefe Kraftwerkskanal sowie das 1.450 MW Kraftwerk wurden in einer Bauzeit von 7 Jahren mit bis zu 10.000 Arbeitern und 200 Ingenieuren errichtet.

Zunächst werden die topographischen und hydrologischen Randbedingungen erläutert, die zu dem außergewöhnlichen Design dieser Wasserkraftanlage führten. Danach werden die wesentlichen Bauwerke des Loses C-01, der Wehranlage, und des Loses C-02, des Kanals, vorgestellt und über die interessantesten Besonderheiten bei deren Erstellung berichtet.

Die Planung und Ausführung der Wasserhaltung für die tiefen Baugruben zur Herstellung der Tosbeckenplatten der Wehranlage waren für alle Beteiligten eine große geotechnische Herausforderung. Die weite Streuung in der Durchlässigkeit der wasserführenden Flusssedimente führte zu einem iterativen Planungs- und Ausführungsprozess, bei dem schließlich sämtliche denkbaren technischen Varianten einer Wasserhaltung - Abdichtung, geschlossene Wasserhaltung und offene Wasserhaltung - eingesetzt wurden.

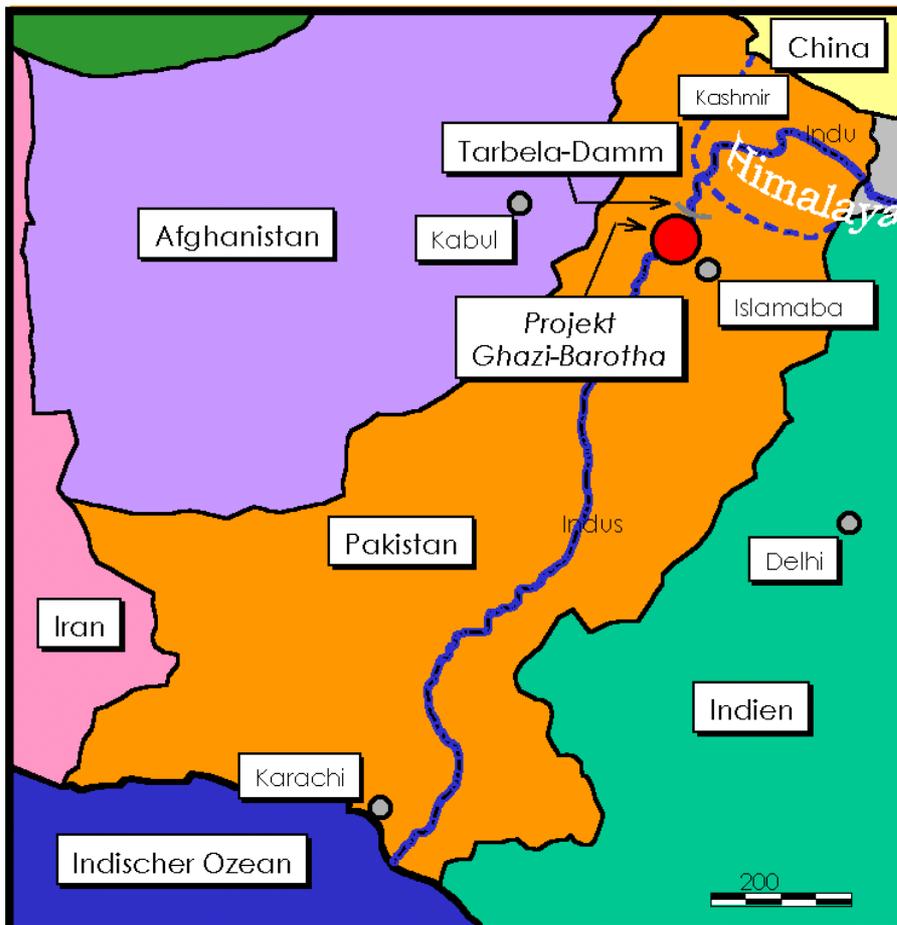


Bild 1: Pakistan – Indus – Ghazi-Barotha



Bild 2: Indus unterhalb des Tarbela-Staudamms

1 Einleitung

Im Dezember 1995 erhielt das Joint Venture – *Ghazi-Barotha Contractors* – bestehend aus den Firmen Impregilo, Züblin und zwei lokal ansässigen Partnern den Auftrag zum Bau einer Wehranlage im Indus und eines 52 km langen Kraftwerkskanals. Zusammen mit dem Los C-03, Kraftwerk, das zeitgleich durch eine chinesische Baufirma errichtet wird, entsteht damit wenige Kilometer flussabwärts des 140 m hohen Tarbela-Staudammes eine weitere große Wasserkraftanlage mit einer Leistung von 1.450 MW, deren Inbetriebnahme im Jahre 2003 geplant ist.

Während im Zuge des Baus der Wehranlage im ca. 2 km breiten Indusbett viele technische Aufgabenstellungen wie Flussumleitung, Schlitzwandarbeiten in grobkörnigen Flusssedimenten und Wasserhaltung für die tiefen Wehrbaugruben zu lösen waren, stellten der Aushub und die Betonauskleidung des 52 km langen Kanals sowie der Bau von 62 Brücken die Bauleitung vor große logistische Herausforderungen.

Nachfolgend werden die wesentlichen planerischen Randbedingungen der Hauptbauwerke dieser außergewöhnlichen Baumaßnahme vorgestellt. Über interessante geotechnische Aufgabenstellungen, die im Zuge der Bauausführung zu lösen waren, wird berichtet.

2 Indus

Unmittelbar am Austritt des Indus aus der Himalaja-Gebirgskette wurde vor 35 Jahren der Tarbela-Staudamm als eine der damals weltgrößten Wasserkraftanlagen (3.500 MW) errichtet, durch dessen Betrieb das Abflussverhalten des Flusses nachhaltig beeinflusst wird.

Die mittlere Abflussmenge bei der Stadt Ghazi, die ca. 8 km flussabwärts des Tarbela-Staudammes liegt, beträgt $2.350 \text{ m}^3/\text{sec}$. Als maßgebende Bemessungswassermenge während der Baumaßnahme für die Wehranlage wurde der 40jährige Hochwasserabfluss mit $14.500 \text{ m}^3/\text{sec}$ den Planungen zugrundegelegt. Große Hochwasserabflüsse führen aufgrund des ca. 2 km breiten Hochwasserbettes des Indus nur zu einem mäßigen Anstieg (2-3 m) des Wasserstandes.

3 Staustufe Ghazi-Barotha

Mit der Staustufe Ghazi-Barotha wird die potentielle Energie des Wassers ausgenutzt, die aufgrund des großen Gefälles des Indus ($1,2 \text{ ‰}$) im Verlauf unterhalb des Tarbela-Staudammes bei einer Höhendifferenz von 76 m auf einer Flusslänge von 63 km zur Verfügung steht. Hierfür wird bei der Stadt Ghazi eine Wehranlage errichtet, die den Indus-Fluss ca. 12 m hoch aufstaut. Diese Stauhaltung ermöglicht die Anordnung eines Einlaufbauwerkes für den Kraftwerkskanal, der auf einem nahezu horizontalen Plateau seitlich des Indus-Tales verläuft. Wie im Bild 3 dargestellt, mündet der Kanal nach 52 km Länge bei Barotha zunächst in Speicherbecken, die dem Kraftwerkskomplex, bestehend aus Druckrohrleitungen, Turbinen und Auslauf, vorgelagert sind.

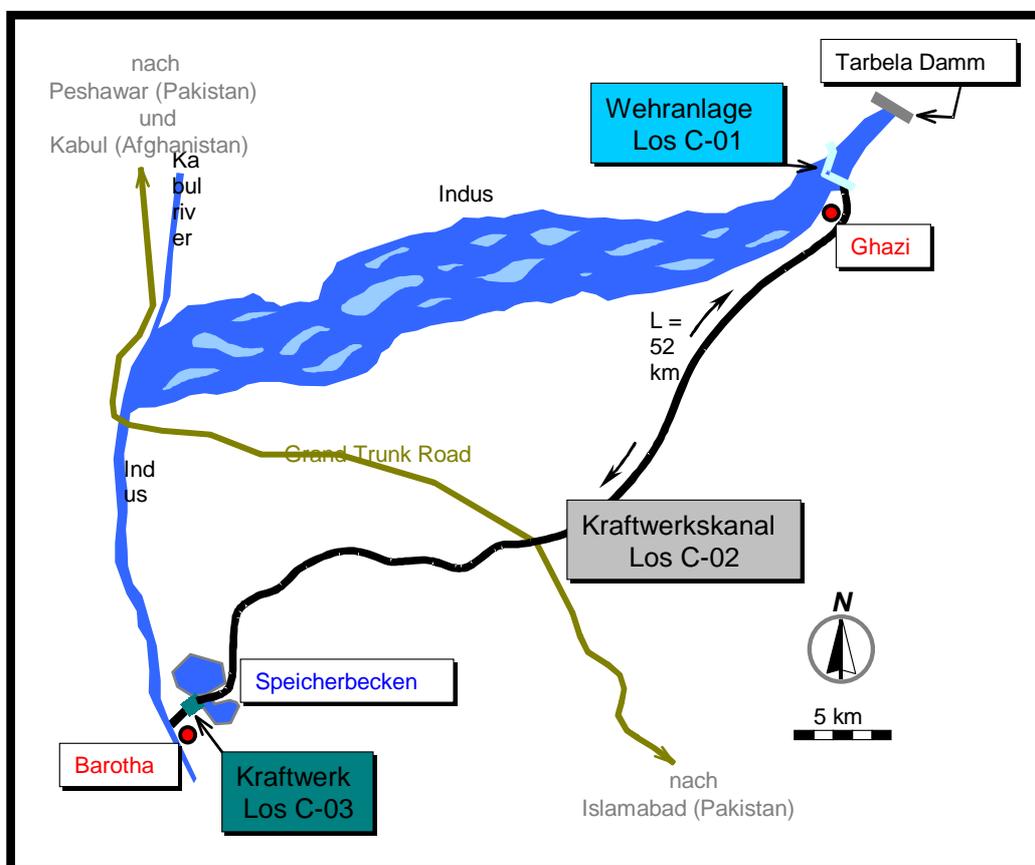


Bild 3: Lageplan Wasserkraftanlage Ghazi-Barotha

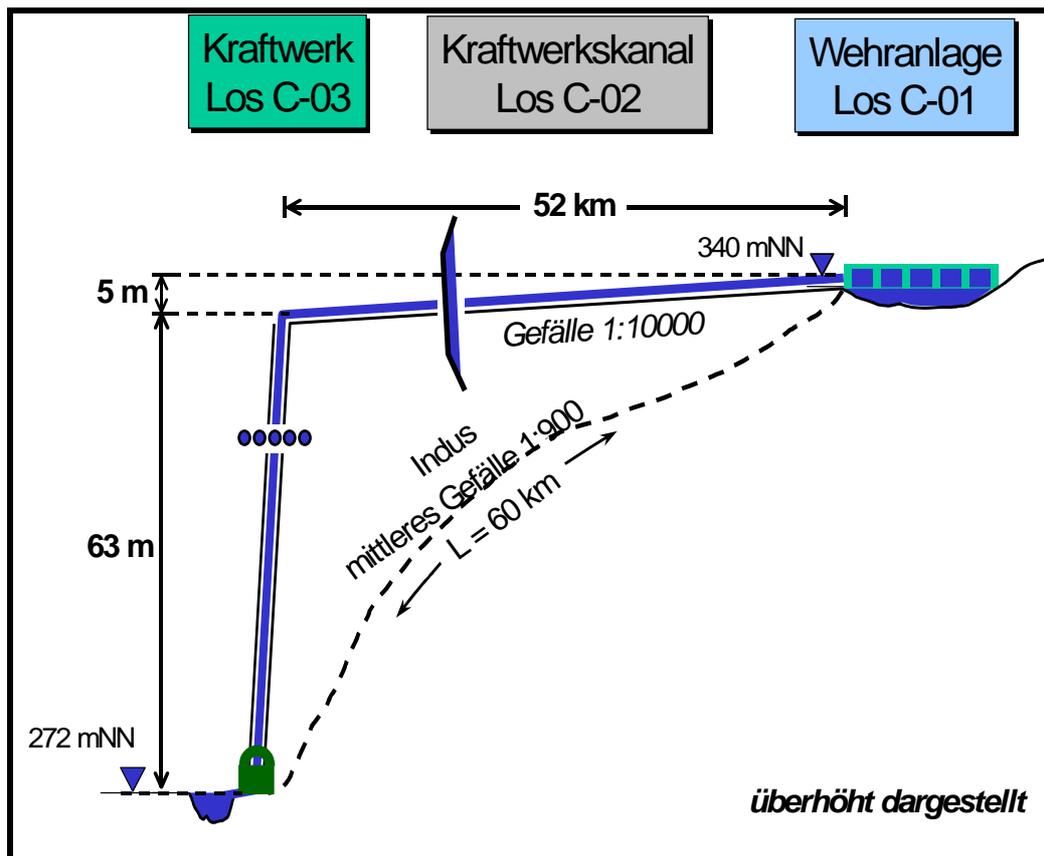


Bild 4: Längsschnitt Wasserkraftanlage

Die nutzbare Druckhöhe des Wassers beträgt aufgrund des geringen Kanalgefälles (0,1 ‰) ca. 63 m (siehe Bild 4). Bei einer geplanten Wasserführung des Kanals von 1.600 m³/s ermöglicht dies eine installierte Turbinenleistung von 1.450 MW.

Nachfolgend werden die wesentlichen Bauwerke des Loses C-01, Wehranlage, und des Loses C-02, Kanal, beschrieben.

3.1 Wehranlage

Im Bild 5, dem Lageplan der Wehranlage, sind sowohl die wesentlichen Baukörper der Wehranlage als auch die temporären Baumaßnahmen zur Flussumleitung, der Umleitungskanal und der Baugrubenumschließungsdamm, dargestellt.

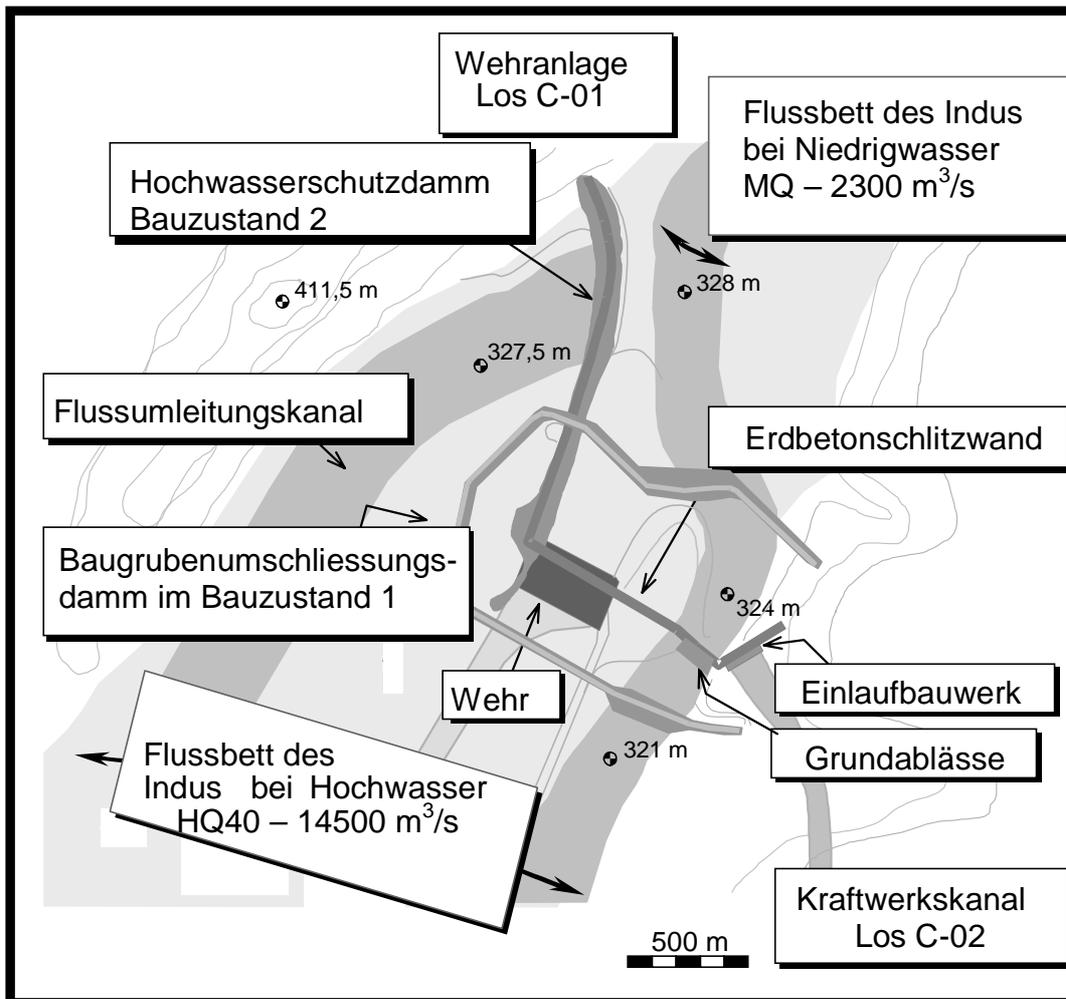


Bild 5: Lageplan Wehranlage Los C-01



Bild 6: Bauzustand 1: Umschließungs-damm und Wehr

Als Dichtungsschürze unter den Dämmen und Wehrkörpern wurde eine ca. 3 km lange und in der Regel bis in den Fels einbindende 15 m - 45 m tiefe **Erdbetonschlitzwand** ausgeführt. Am linken Ufer (Ostseite) wurde das **Einlaufbauwerk** für den Kanal angeordnet, bestehend aus 8 Toren mit einer Breite von je 18,3 m. Unmittelbar anschließend liegen die 8 **Grundablässe**, welche die gleichen Abmessungen wie der Einlaufkanal haben, jedoch 7 m tiefer gelegt sind, um die Sedimentfracht des Flusses abzuziehen und so eine Belastung des Kanals mit Sedimenten zu minimieren. Bei normaler Wasserführung des Indus werden bis zu 1.600 m³/sec in den Kraftwerkskanal eingeleitet. Eine Restwassermenge bzw. Mindestwassermenge wird ständig durch die Grundablässe abgeführt. Die 20 Wehrfelder zur Aufnahme des Hochwasserabflusses liegen etwa in der Mitte des Flussbettes. Zusammen mit den Grundablässen kann dieses 400 m breite **Wehr** eine maximale Wassermenge von 23.200 m³/sec abführen. Über die Probleme bei der Herstellung der Baugrube für die Tosbeckenplatte dieses Wehres wird im Abschnitt 4 berichtet.



Bild 7: Wehr, Tosbecken



Bild 8: Hochwasserschutzdamm

An den rechten Trennpfeiler des Wehres schließt ein **Hochwasserschutzdamm** an, der in nördlicher Richtung verlaufend den Flussumleitungskanal quert und an das rechte westliche Ufer anschließt. Im Bereich des Flussumleitungskanals wird die Aufstandsfläche dieses Hochwasserschutzdammes so ausgebildet, dass bei extremen Hochwasserereignissen ($>HQ_{100}$), welche die Kapazität der Wehranlage übersteigen, eine planmäßige Überströmung dieses Dammes durch Sprengen der Dammkrone eingeleitet werden kann, ohne eine Beschädigung der Dammbasis befürchten zu müssen. Der auf der Luftseite des Dammes liegende Umleitungskanal wird dann wieder reaktiviert zur Abführung der maximal zusätzlichen Wassermengen bis $23.200 \text{ m}^3/\text{sec}$. Somit ist gefahrlos eine Abflusskapazität von $2 \times 23.200 = 46.400 \text{ m}^3/\text{sec}$ für die Staustufe Ghazi-Barotha möglich. Dies entspricht der Kapazitätsgrenze der Hochwasserentlastungseinrichtungen des Tarbela-Staudammes.

Im Anschluss an ein solch außergewöhnliches Hochwasserereignis, das zur oben beschriebenen planmäßigen Überflutung des Hochwasserschutzdammes führt, wird dieser wieder mit vergleichsweise geringem Aufwand auf seiner unbeschädigten Aufstandsfläche neu errichtet.

Für das Los C-01, der Wehranlage, waren insgesamt $3,2 \text{ Mio. m}^3$ Boden im Baufeld auszuheben und $5,2 \text{ Mio. m}^3$ für Erddämme und Rückverfüllungen von Bauwerken einzubauen. Für die Bauwerke wurden über 700.000 m^3 Beton und 38.000 t Stahl eingebaut. Die Fläche der Erdbetonschlitzwand beträgt 76.000 m^2 .

3.2 Kraftwerkskanal

Der Querschnitt des 52 km langen Kraftwerkskanals ist in Bild 9 und der Verlauf des Kanals im Grundriss in Bild 3 dargestellt. Um geringe Strömungsverluste (Gefälle $0,1 \text{ ‰}$) bei einer hohen Fließgeschwindigkeit ($2,33 \text{ m/sec}$) erreichen zu können, ist der Kanal mit einer einlagig bewehrten, $13,5 \text{ cm}$ dicken Betonplatte ausgekleidet.

Sowohl für den Bauzustand als auch für die späteren Wartungsarbeiten in dem gelenzten Kanal muss durch eine Flächendrainage unter der wasserdicht herzustellenden Betonauskleidung ein Wasserdruck von unten auf die 13,5 cm dünne Betonplatte sicher vermieden werden. Da der Kanal über weite Strecken mehrere Meter in den Grundwasserleiter, bestehend in der Regel aus schluffigen Sanden, einbindet, war eine entsprechende leistungsfähige Drainage einzubauen, deren Funktionsfähigkeit jederzeit überprüft werden kann.

Der 102 m breite Kanal verläuft in relativ dicht besiedeltem Gebiet, das weitgehend landwirtschaftlich genutzt wird. So wurden insgesamt 34 Straßenbrücken und eine Eisenbahnbrücke zur Querung des Kanals erstellt. Besonders problematisch ist die Querung von Bächen und Flüssen, die in der Regel nur in der Regenzeit (Juli bis September) Wasser führen. Aufgrund der großen Sedimentfracht dieser Flüsse (Nullahs) kam eine direkte Einleitung in den Kraftwerkskanal nur für sehr kleine Bäche in Frage. So mussten insgesamt 27 Flussbrücken, sogenannte Superpassages gebaut werden mit einer Überleitkapazität von bis zu 720 m³/sec.

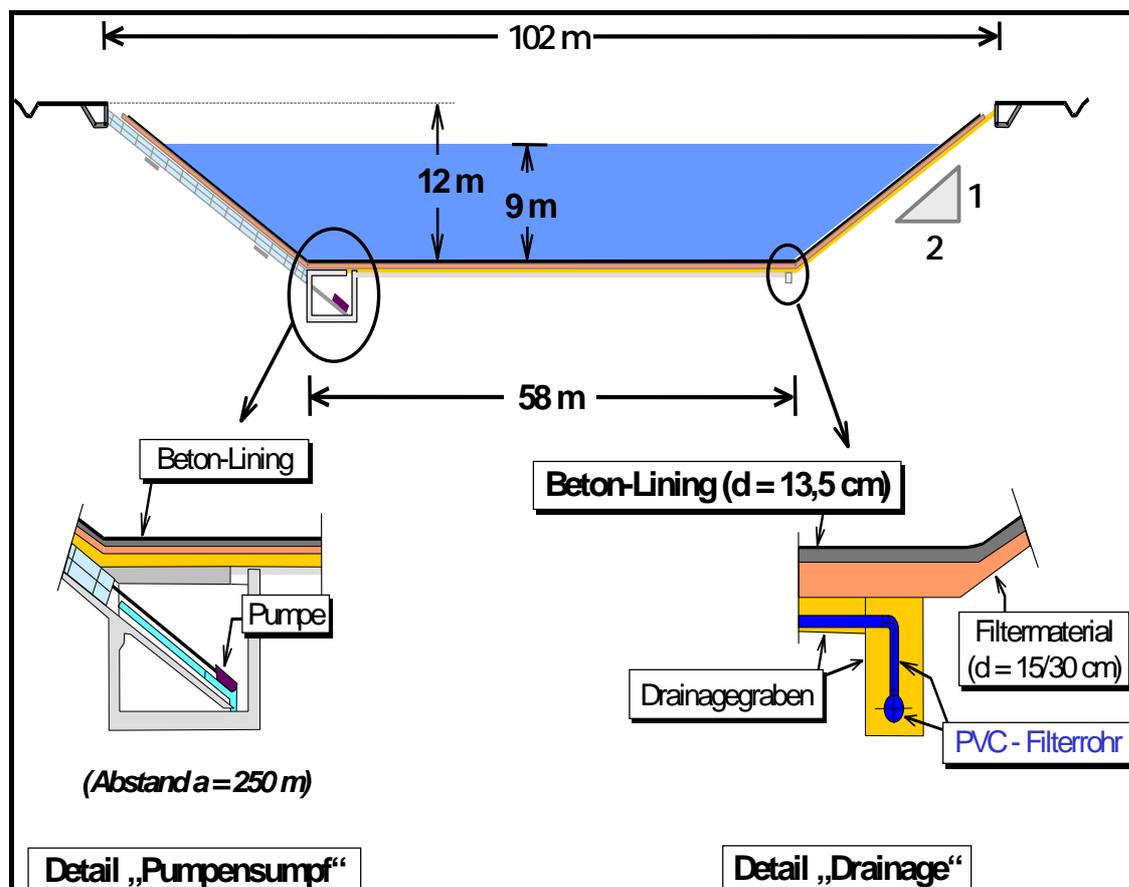


Bild 9: Querschnitt Kraftwerkskanal



Bild 10: Beton - Lining

Eine große Herausforderung war die Bewältigung der sehr großen Aushubmengen für den Kanal. Insgesamt waren 74 Mio. m³ Boden und 8 Mio. m³ Fels auszuheben und seitlich entlang der Kanaltrasse wieder einzubauen. Um die erforderliche Aushubleistung von 100.000 m³/Tag erreichen zu können, wurden sogenannte Holland-Loader eingesetzt. Jedes dieser schweren Aushubgeräte, bestehend aus 2 Cat D11 und einem dazwischenliegenden Schürfkübel mit Förderband, ist unter optimalen Bedingungen in der Lage, ca. 60.000 m³ Boden in 24 Stunden zu lösen und auf Dumper oder seitliche Förderbänder abzuladen.



Bild 11: Holland-Loader



Bild 12: 200 to - Dumper

In der Regel war ein in Kanalmitte angeordneter Drainagegraben ausreichend, um eine schrittweise Grundwasserabsenkung durch diese offene Wasserhaltung zu erreichen. Insbesondere bei örtlichen Aushubvertiefungen, die zum Bau der Pumpensümpfe für die Permanentdrainage und für die Brückenfundamente erforderlich waren, kamen Vakuumlanzen zum Einsatz.

Die 15 cm dicke Filterschicht und die 13,5 cm dicke Stahlbetonauskleidung wurden mit weitgespannten Fertiggern wie folgt eingebaut:

- Feinaushub mit Trimmer
- Einbau des Mineralfilters
- Verdichten des Mineralfilters
- Auslegen der außenliegenden Fugenbänder
- Einheben der vorbereiteten einlagigen Bewehrung
- Einbau und Verdichten des Betons
- Nachbehandlung des Betons durch Aufsprühen eines Kunststofffilms

Allein schon aus wirtschaftlichen Gründen war die Einhaltung der Maßhaltigkeit der einzubauenden Schichtstärken geboten. Insgesamt wurden für die Auskleidung des Kanals 775.000 m³ Beton eingebaut. Eine 1 cm dickere Auskleidung hätte zu einem Mehrverbrauch von 60.000 m³ Beton geführt.

Die Überbauten der Straßen- und Flussbrücken wurden aufgrund ihrer großen Anzahl und ihrer gleichartigen Ausführung weitgehend in Fertigteilbauweise errichtet. Zusammen mit den Unterbauten der Brücken und sonstigen Ortbeton-Konstruktionen wurden damit entlang des Kanals weitere 340.000 m³ Beton eingebaut.



Bild 13: Montage Fertigteilbrücke



Bild 14: mobiles Vorbaugerüst

4 Wasserhaltung für die Baugruben der Wehranlage

4.1 Baugrubenabmessungen

Für die Tosbeckenplatten der Grundablässe und des Wehrbauwerkes waren innerhalb des Baugrubenumschließungsdammes (s. Bild 5+6) 2 etwa 14 m tiefe geböschte Baugruben mit den Grundrissabmessungen 160 m x 100 m und 400 m x 100 m herzustellen. Auf der Oberwasserseite war die Grundwasserzuströmung in die Baugruben durch die quer durch das Flussbett verlaufende Erdbetonschlitzwand abgesperrt.

4.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Bild 15 zeigt in einem Querschnitt durch das Indus-Flussbett den Baugrundaufbau entlang der Schlitzwand. Eine 15 bis 45 m dicke Schicht aus überwiegend groben Flusssedimenten überlagert den Felshorizont (Phyllite, Quarzite).

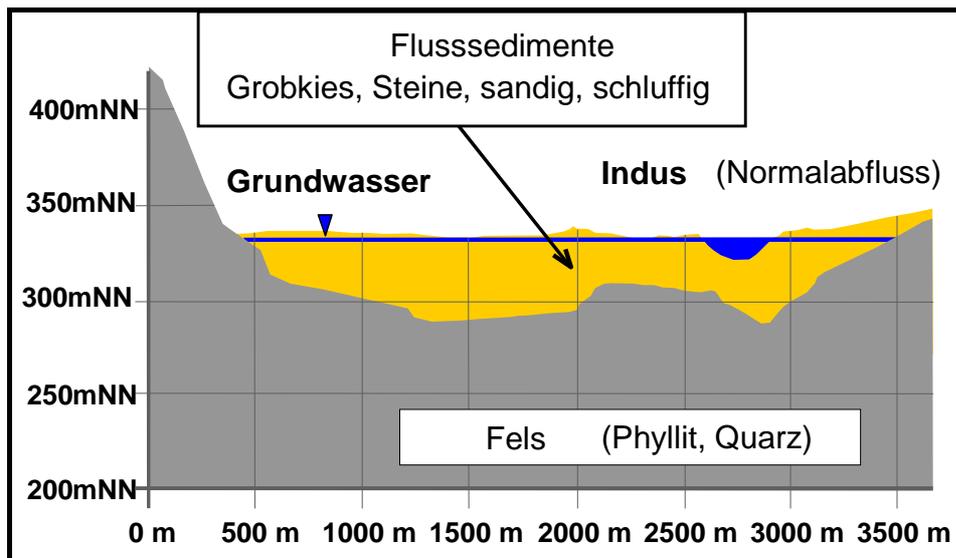


Bild 15: Geologischer Querschnitt



Bild 16: Schichtung der Flusssedimente Indus-Flussbett im Bereich der Wehranlage

Der Porenraum zwischen dem dicht gelagerten Grobkies und den Steinen ist in der Regel vollständig mit schluffigem Sand ausgefüllt, so dass die Wasserdurchlässigkeit dieser Schicht überwiegend zwischen $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ und $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ liegt.

Zwischen diesen sandigen Grobkiesbänken sind in unregelmäßigem Abstand immer wieder 20 cm bis 50 cm dicke, schluffige Sandbänke eingeschaltet (s. Bild 16).

Eine Besonderheit stellen die sog. „open works“ dar. Hierbei handelt es sich um in der Regel in ihren Querschnittsabmessungen begrenzte Zonen, in denen die Porenräume zwischen den Grobkiesen und Steinen nicht mit feineren Sedimenten ausgefüllt sind, was zu sehr großen Durchlässigkeiten und bei entsprechenden Gradienten zu starker Wasserführung in diesen „open works“ führt (s. Bild 17 und 18).

Zudem sind diese grobkörnigen Schichten gegenüber den sie umgebenden schluffigen, sandigen Kiesen und den schluffigen Sandbänken nicht filterfest, was beim Auftreten größerer Gradienten zu Materialtransport (Suffusion) im Boden führt. Dadurch ausgelöstes Nachsacken des Bodens kann Senkungen der Wehranlage verursachen mit der Folge von Gebrauchstauglichkeits- und Standsicherheitsproblemen. Im Zuge der Vorerkundungen für die Schlitzwandarbeiten wurden verbreitete Zonen mit „open works“ festgestellt, so dass eine Einbindung der Schlitzwände in den abdichtenden Felshorizont angeordnet wurde.



Bild 17: „open works“



Bild 18: Zone großer Durchlässigkeit in der Baugrubensohle Wehrbaugrube

4.3 Wasserhaltungskonzept

Die Planung und Durchführung der Bauhilfsmaßnahmen wie Flussumleitung, Baugrubenumschließungsdämme und Wasserhaltung lag in der Verantwortung der Joint Venture, die Abrechnung dieser Leistungen erfolgte durch eine Pauschale.

Folgende Überlegungen führten zu einem offenen Wasserhaltungskonzept mit tiefen Drainagegräben, die am Rande der Baugruben vorauslaufend zu den übrigen Erdarbeiten auszuheben und filterfest auszubauen waren:

- Es war genügend Platz vorhanden, um außerhalb der Grundrissfläche der zu erstellenden Bauwerke noch tiefe, geböschte Drainagegräben anordnen zu können.
- Aufgrund der auf der Baustelle vorhandenen großen Anzahl von Erdbaugeräten war die erhöhte Aushubkubatur wirtschaftlich und terminlich unerheblich.
- Das Bohren von Schwerkraftbrunnen in den steinigen, dicht gelagerten Grobkiesschichten ist sehr aufwendig und zeitraubend.
- Bei großen, offenen Wasserhaltungsmaßnahmen kommen wenige große Kreiselpumpen montiert auf Pontons zum Einsatz (siehe Bild 19). Diese Pumpen sind weit wirtschaftlicher und weniger anfällig als die Vielzahl von Brunnenpumpen, die bei einer geschlossenen Wasserhaltung erforderlich sind.
- Aufgrund der vorliegenden Kenntnisse über die Durchlässigkeit der Flusssedimente war zu erwarten, dass die Brunnen, sofern sie nicht in „open works“ liegen, nur eine geringe Ergiebigkeit haben. Falls die Brunnen jedoch in „open works“ liegen, ist die Gefahr des Verstopfens der Filter aufgrund des oben beschriebenen Materialtransportes im Boden erheblich.

Die Drainagegräben der offenen Wasserhaltung bieten wesentlich größere Filterflächen als Filterbrunnen. Die Gradienten im Bereich der Filter sind bei einer offenen Wasserhaltung geringer als bei einer geschlossenen Brunnenwasserhaltung. Die Verstopfungsgefahr der Filter ist somit bei einer offenen Wasserhaltung weit geringer.



Bild 19: Offene WH - Drainagegraben + Pumpenschiff



Bild 20: Geschlossene WH – Bohrbrunnen

4.4 Probleme und Lösungen der Wasserhaltung

Die 14 m tiefe Baugrube für die Tosbeckenplatte der Grundablässe (Baugrubengrundfläche 160 m x 100 m) wurde entsprechend dem oben beschriebenen Konzept der offenen Wasserhaltung mit tiefen, seitlichen Drainagegräben ausgeführt. Anstelle der erforderlichen Grundwasserabsenkung von ca. 13 m wurden jedoch nur etwa 6 m Absenkung erreicht. Die teilweise steilen Absenkungstrichter wiesen auf eine bereichsweise sehr geringe Durchlässigkeit hin. Da aus geometrischen Randbedingungen eine weitere deutliche Vertiefung der Drainagegräben nicht möglich war, musste die restliche Grundwasserabsenkung mit Schwerkraftbrunnen erfolgen. Insgesamt ca. 50 Brunnen, die teilweise in sehr engem Abstand zueinander anzuordnen waren, mussten schließlich betrieben werden, bis eine ausreichende Grundwasserabsenkung erreicht wurde (siehe Bild 20).

Die ungünstigen Erfahrungen mit der Wasserhaltung der Baugrube „Tosbeckenplatte Grundablässe“ zwang zu einer differenzierteren Vorgehensweise für die gleich tiefe, aber 3mal größere Baugrube des Wehres. Zusätzliche Baugrunderkundungen, insbesondere Durchlässigkeitsversuche im Bohrloch und Pumpversuche in Großbrunnen wurden durchgeführt. Aufgrund der bereichsweise ausgedehnten Zonen hoher Durchlässigkeit wäre eine komplette Umschließung der Baugrube mit einer Dichtwand die zuverlässigste und technisch sicherste Lösung gewesen. Aufgrund der geringen Aushubleistung der Schlitzwandgeräte in den grobkörnigen, steinigen, dicht gelagerten Flusssedimenten war jedoch die Ausführung von Schlitzwänden zeitaufwändig und kostenintensiv. So wurde entschieden, neben der planmäßig durch eine Erdbetonschlitzwand abgedichteten Oberwasserseite auch die Westseite der Baugrube mit einer Schlitzwand abzudichten. Die beiden übrigen Baugrubenseiten wurden in einem ersten Schritt mit einer Brunnengalerie umschlossen (siehe Bild 21).

Die Ergebnisse der Absenkung mit dieser 1. Brunnenreihe wurden durch eine 3-D Strömungsberechnung mit dem Finite-Differenzen-Programm *Modflow* schrittweise nachvollzogen.

Die Durchlässigkeit der einzelnen Schichten des Baugrundes wurde so lange variiert, bis die entnommenen Wassermengen in den einzelnen Brunnen und die erzielte Absenkung, gemes-

sen durch eine große Anzahl von vorab installierten Pegeln, durch die FDM-Berechnung mit genügender Genauigkeit nachvollzogen werden konnte.

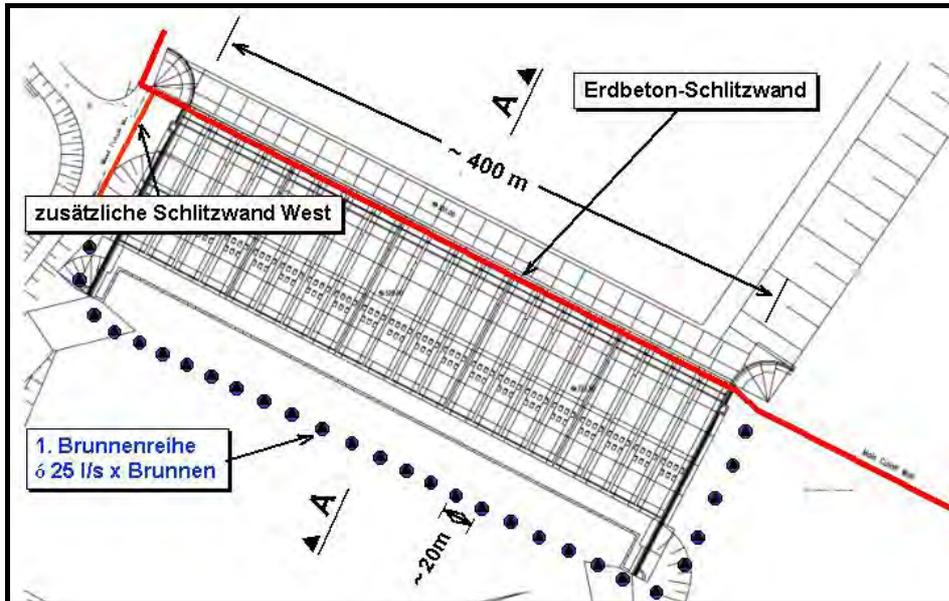


Bild 21: WH Wehrbaugrube Stufe 1 eine Tiefbrunnenreihe

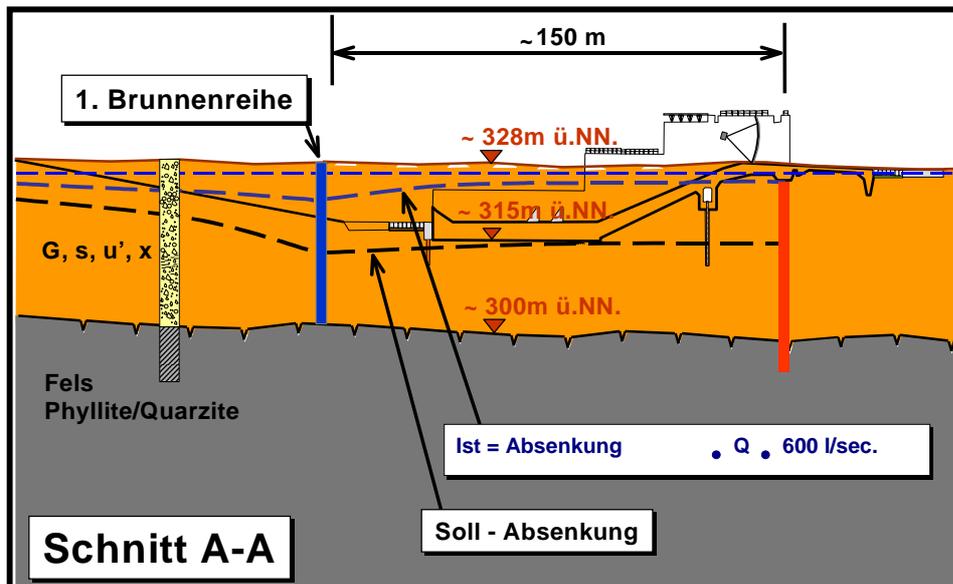


Bild 22: Querschnitt

Auf Grundlage dieser Ergebnisse war es möglich, gezielt zusätzliche Brunnen in Bereichen großer Durchlässigkeiten zu bohren und die oben in einem 1. Schritt ermittelten Durchlässigkeitsverhältnisse an den Daten der Absenkung nach dem Zuschalten der 2. Brunnenreihe erneut zu kalibrieren. Durch diese Vorgehensweise konnte schließlich das Absenkungsziel systematisch erreicht werden.

Wie befürchtet, trat jedoch bei den zunächst sehr ergiebigen Brunnen ($\varnothing 900 \text{ mm}$, Tiefe 20 m, Wassermenge 100 l/sec.) (siehe Bild 25) eine deutliche Tendenz zur Verstopfung der Filter ein. Um diese schrittweise Reduktion der Ergiebigkeit der Brunnen zu kompensieren, wurde im

Zuge des Endaushubs am Fuß der Baugrubenböschung in Zonen großer Durchlässigkeit eine zusätzliche offene Wasserhaltung mit Drainagegräben und leistungsfähigen Pumpensümpfen installiert (s. Bilder 23 + 24).

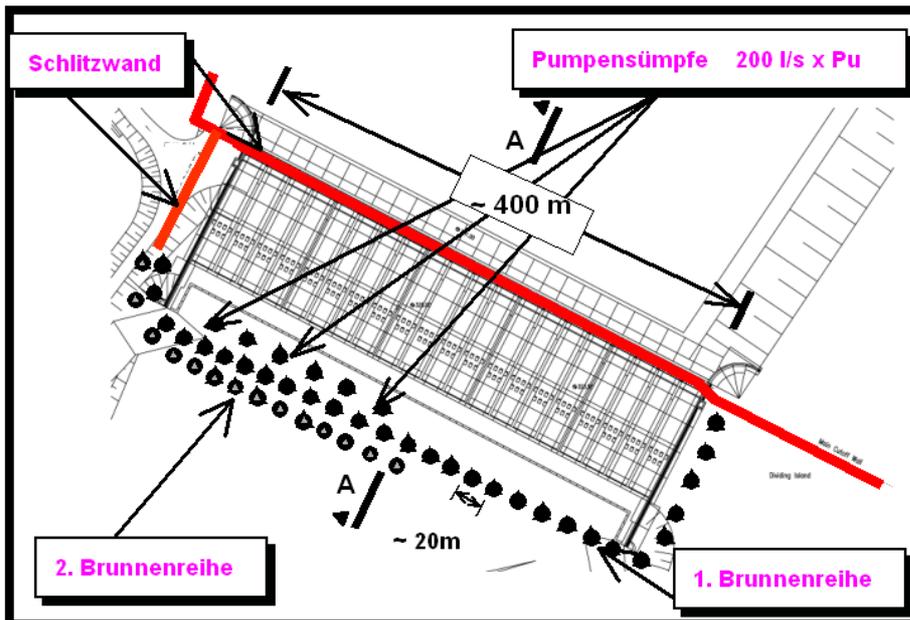


Bild 23: WH mit zwei Tiefbrunnenreihen und zusätzlichen Pumpensümpfen



Bild 24: Offene WH mit Pumpensümpfen

Die Pumpwassermenge von ca. 2000 l/s wurde anfänglich nur durch den Betrieb der Brunnenpumpen gefördert. Schon nach wenigen Monaten sank die Ergiebigkeit der Brunnen erheblich, so dass ca. die Hälfte der Pumpwassermenge, d. h. 1000 l/s mit den Tauchpumpen der offenen Wasserhaltung gefördert wurden.



Bild 25: Bohrbrunnen, Pumpleistung 100 l/sec.



Bild 26: Wassermengenmessung, unterdimensioniertes Meßwehr

5 Schlussbemerkungen

Baugrunderkundungen bestehen in der Regel aus punktuellen Untersuchungen, die bei stark anisotropen Baugrundverhältnissen keine vollständige Beschreibung zulassen. Die Planung von Wasserhaltungen in Böden, deren Durchlässigkeit sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung um mehrere Zehnerpotenzen streut, sollte deshalb von vornherein als baubegleitender Vorgang im Sinne der Beobachtungsmethode verstanden und vollzogen werden.

Die anfallenden Leistungen bei dieser ingenieurmäßigen Vorgehensweise sollten dann auch durch entsprechende Positionen im Leistungsverzeichnis erfasst werden. Auf Pauschalabrechnungen solcher im voraus nicht zu kalkulierender Wasserhaltungsleistungen sollte im Sinne einer partnerschaftlich ausgewogenen Bauvertragsgestaltung verzichtet werden.

Reduktion der Wasserdruckbeanspruchung tiefer, wasserdichter Baugruben in bindigen Böden

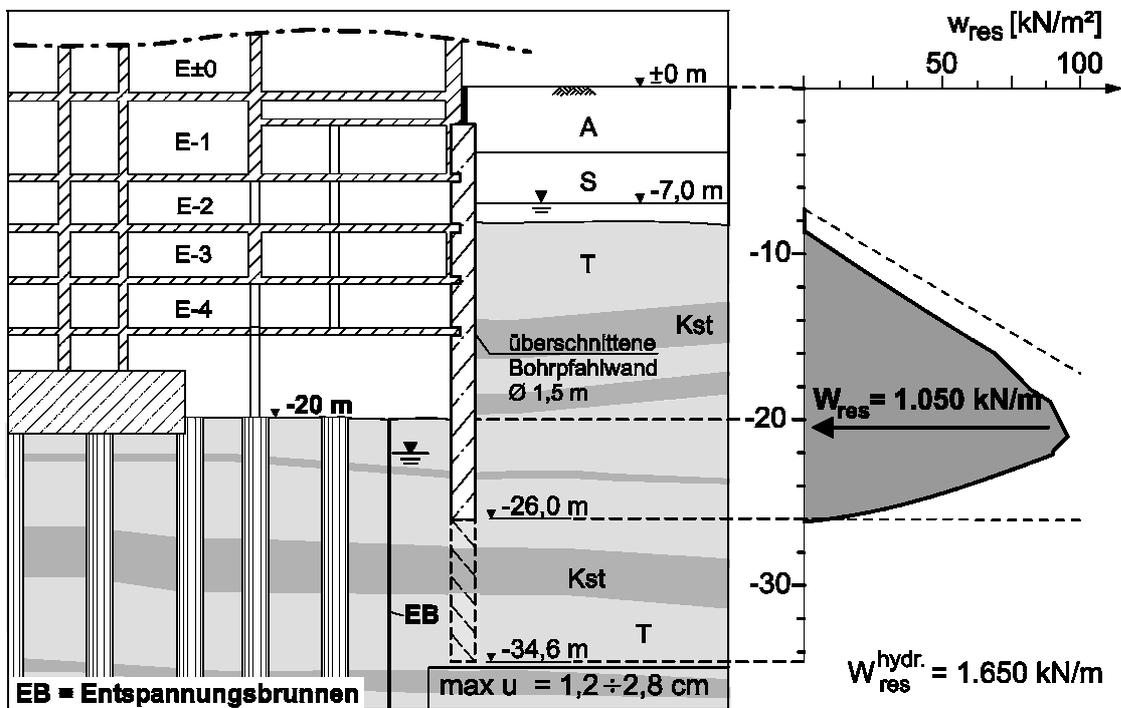
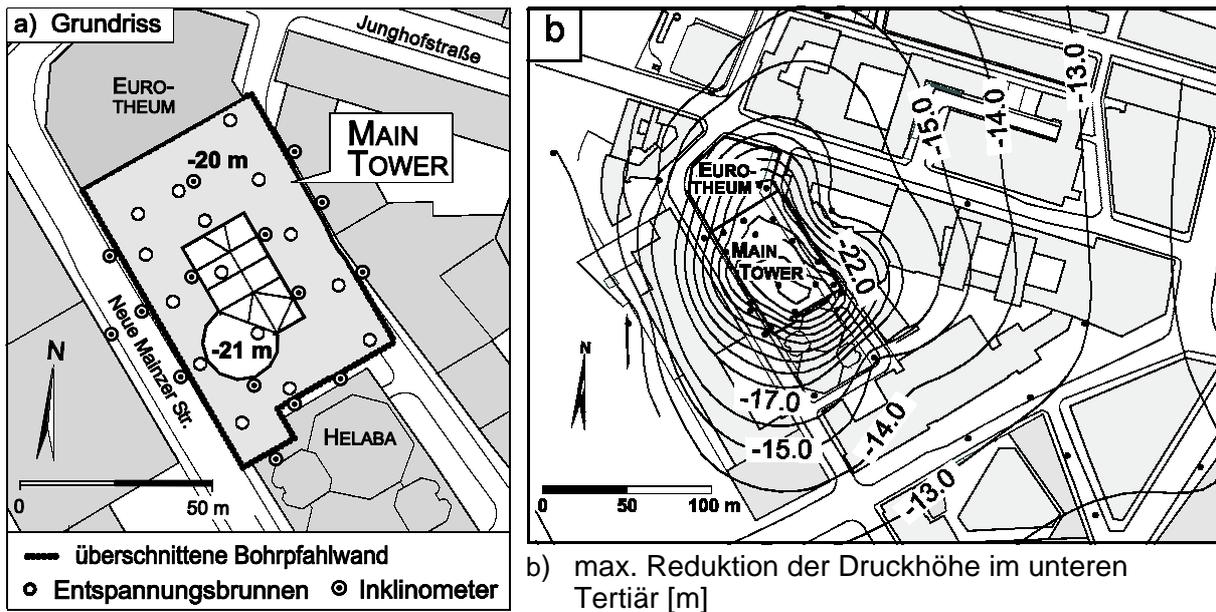
Dr.-Ing. Christian Moormann
Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

1 Motivation

Aktuelle Ausführungsbeispiele tiefer Baugruben in bindigen Böden zeigen, dass bei heute häufig als Regellösung Anwendung findenden, wasserdichten Verbauwänden die Erd- und Wasserlasten mit zunehmender Baugrubentiefe so stark anwachsen, dass im Hinblick auf Stützkräfte, Einbindetiefe und Biegemomentenbeanspruchung der Verbauwand sehr aufwendige, kostenintensive Konstruktionen erforderlich werden und dass dabei in bindigen Böden - insbesondere bei tiefen, rückverankerten Baugruben - oft die Grenze der Ausführbarkeit erreicht wird (Moormann & Katzenbach 2000, Ripper et al. 2001). In diesen Fällen ist eine wasserdichte Verbauwandausführung nur möglich, wenn es gelingt, die großen Einwirkungen aus Wasserdruck und Strömungskräften zu reduzieren.

Die 21 m tiefe Baugrube, die im Frankfurter Ton für das Hochhaus MAIN TOWER erstellt wurde, soll diese Problematik verdeutlichen. Die 14,5 m tief in das Grundwasser eintauchende Baugrube ist ein Beispiel für das Konzept eines - hier als überschnittene Bohrpfahlwand ausgeführten - wasserdichten Verbaus in Kombination mit einer Grundwassertiefenentspannung (Bild 1a). Die Bohrpfahlwand ist bis 6 m unter Baugrubensohle wasserdicht. Aufgrund der resultierenden, großen Einwirkungen aus Erd- und Wasserdruck (Bild 1c), ergab sich eine sehr große statische erforderliche Einbindetiefe von 14,6 m unter Baugrubensohle, zugleich konnten die großen Stützkräfte verformungsarm nur noch über Deckenscheiben (modifizierte Deckelbauweise, Katzenbach & Moormann 1999) abgetragen werden. Eine Grundwassertiefenentspannung ist im Frankfurter Ton, der aus einer Wechsellagerung gering durchlässiger Tone mit eingelagerten schluffigen Sandschichten und druckwasserführenden Kalksteinbänken besteht, wegen des inhomogenen Baugrundaufbaus zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle infolge eines hydraulischen Grundbruchs und der Auftriebssicherheit unabhängig von der Verbauwandausbildung erforderlich. Sie wurde beim MAIN TOWER mit 15 in der Baugrube angeordneten Entspannungsbrunnen realisiert, mit denen eine vergleichsweise hohe, mittlere Förderrate von knapp $\bar{q} = 100 \text{ m}^3/\text{h}$ gefördert wurden, da das Grundwasser in den ungewöhnlich durchlässigen Kalksteinbänken den Brunnen zuströmte (Bild 1c). Die Grundwassertiefenentspannung hat sich bis in eine Entfernung von mehr als 650 m von der Baugrube ausgewirkt (Bild 1b), jedoch nur minimale und weitgehend gleichmäßige Setzungen verursacht, die mit Beendigung der Grundwasserhaltung reversibel waren. In der Summe zeigen die bei der Baugrube MAIN TOWER gewonnenen Erfahrungen, dass sich bei Baugruben dieser Tiefe bei einer konventionellen, wasserdichten Ausführung der Verbauwände aufgrund der großen Horizontallasten ein Beanspruchungszustand für den Verbau ergibt, der im Hinblick auf die technische Ausführbarkeit und die wirtschaftliche Verhältnismäßigkeit nur noch schwer bzw. mit besonderen Maßnahmen (Deckelbauweise) beherrschbar ist.

Ziel der nachfolgend vorgestellten Untersuchungen ist die Ableitung von Ansätzen und Empfehlungen für eine Optimierung von Grundwasserhaltung und Verbaugestaltung tiefer, wasserdichter Baugruben in bindigen, inhomogenen Böden durch eine Reduktion der Wasserdruckbeanspruchung des Verbaus. Bei der Umsetzung dieses Ziels sind die zum Teil diametralen Anforderungen an eine Minimierung des Eingriffs in den Grundwasserhaushalt und der Auswirkungen auf die benachbarte, innerstädtische Bausubstanz ebenso zu berücksichtigen wie die Forderung nach einer Beschränkung von Betrag und Reichweite der Grundwasserabsenkung.



c) Vertikalschnitt durch den wasserdichten Verbau und resultierender Wasserdruck.

Bild 1: Baugrube MAIN TOWER mit wasserdichtem Verbau

2 Maßnahmen zur Reduktion der Wasserdruckbeanspruchung

Mit einem räumlichen, auf der Finite-Element Methode basierenden Berechnungsmodell sollen nachfolgend systematisch der Einfluss unterschiedlicher Verbau- und Grundwasserhaltungskonzepte untersucht und Ansätze für einen technisch und wirtschaftlich optimierten Verbautwurf entwickelt und bewertet werden. Anwendungsorientiert werden den Berechnungen die inhomogenen Baugrundverhältnisse des Frankfurter Tons zugrundegelegt. Allen Berechnungen werden eine im Grundriss kreisförmige Baugrube mit einem

Radius von 20 m (Grundrissfläche $A \approx 1.250 \text{ m}^2 \cong$ mittelgroße Baugrube) zugrundegelegt; weitere Details zu Annahmen und Modellbildung finden sich in Moormann (2002).

2.1 Einfluss der Baugrubentiefe H

Die als Entwurfsgrundlage in aller Regel vorgegebene Baugrubentiefe H ist die maßgebende Einflussgröße für die Dimensionierung von Verbau und Grundwasserhaltung. Bild 2 vergleicht die berechnete Gesamtwasserförderrate Q_{ges} , die maximale Grundwasserabsenkung im Quartär Δs sowie die Summe der auf den Verbau infolge Wasser- und Strömungsdruck lastenden Einwirkungen $\Delta W_{\text{res}} + \Delta E_{\text{ah}}$ für $H = 10 \text{ m}$, 15 m und 20 m tiefe Baugruben. Betrachtet werden Baugruben mit einem bis 5 m unter Baugrubensohle wasserdicht ausgeführtem Verbau. Danach steigt mit zunehmender Baugrubentiefe die Summe $\Delta W_{\text{res}} + \Delta E_{\text{ah}}$ signifikant an. Zugleich wächst die Förderwasserrate deutlich an, da mit größer werdender Baugrubentiefe die zur Sicherstellung der Stabilität der Baugrubensohle erforderliche Länge der Entspannungsbrunnen wächst und so auch tiefer gelegene Schichten entspannt werden müssen. Die resultierende Grundwasserabsenkung ist primär abhängig von den Strömungsvorgängen im wechselgelagerten Baugrund im Bereich der Wandeinbindung.

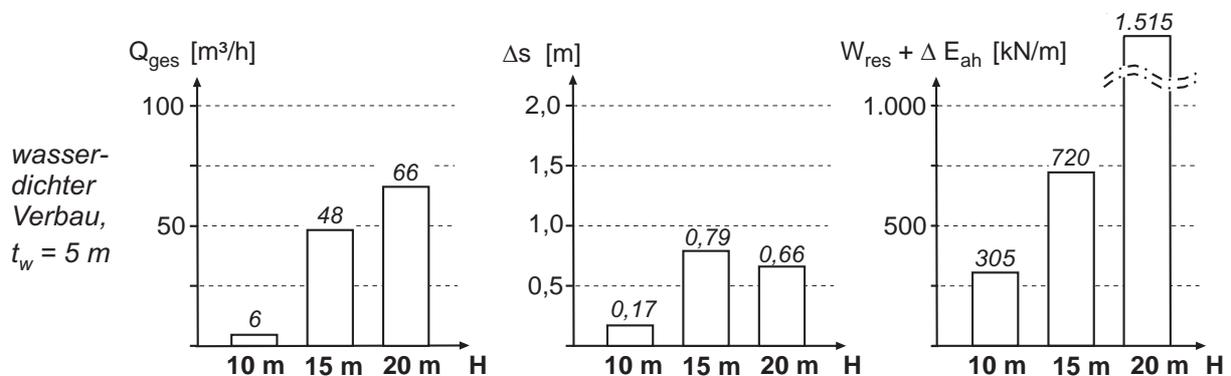


Bild 2: Einfluss der Baugrubentiefe H auf Förderwasserrate Q_{ges} , Grundwasserabsenkung Δs und Wandbeanspruchung $W_{\text{res}} + \Delta E_{\text{ah}}$

Wirtschaftliches Bauen bedingt eine Berücksichtigung dieser Randbedingungen bei der Festlegung der für ein Gebäude zu erstellenden Zahl von Untergeschossen, da mit wachsender Baugrubentiefe die Anforderungen an Grundwasserhaltung und Verbaustruktursystem insbesondere bei wasserdichten Baugruben stark überproportional ansteigen.

2.2 Reduktion der Länge der wasserdichten Einbindetiefe t_w der Verbauwand

Bei vorgegebener Baugrubentiefe H ist die Festlegung der Länge der wasserdicht auszuführenden Einbindetiefe t_w der Verbauwand das maßgebende Entwurfskriterium, das entscheidenden Einfluss auf die Förderwasserrate, die Auswirkungen der Grundwassertiefenentspannung und insbesondere auf die resultierende Wandbeanspruchung hat. Am Beispiel einer 15 m tiefen Baugrube ohne und mit Entspannungsanlagen (abgekürzt: EL, siehe Abschnitt 2.3) verdeutlicht Bild 3 die sich rechnerisch bei einer bis $t_w = 0 \text{ m}$, 5 m und 10 m Tiefe unter Baugrubensohle wasserdicht ausgeführten Verbauwand ergebenden Auswirkungen. Danach steigen die Einwirkungen aus Wasserdruck und Strömung mit zunehmender, wasserdichter Einbindetiefe t_w überproportional an. Bei wasserdichten Baugruben wird mit einer Vergrößerung der Einbindetiefe somit nicht nur eine Vergrößerung des mobilisierbaren Erdwiderstandes erzielt, sondern zugleich ein überproportionaler Anstieg der Einwirkungen verursacht. Dieser Umstand führt zu großen Einbindetiefen und hohen Stützkräften. Der hydrostatische Wasserdruckansatz nach EAU · EB19 führt außer bei sehr großen Einbindetiefen t_w zu einer deutlichen Überschätzung des maßgebenden Wasserüberdruckes (Bild 3a).

Eine Reduktion der Einwirkungen aus Wasserdruck und Strömungskräften ist also unmittelbar durch eine Begrenzung der wasserdicht ausgeführten Einbindetiefe, d.h. durch einen teilwasserdichten, unterhalb der Baugrubensohle wasserdurchlässigen Verbau möglich. Die Reduktion von t_w hat gleichzeitig eine Erhöhung der Förderwasserrate sowie des Betrages und der Reichweite der Grundwasserabsenkung zur Folge (Bild 3b).

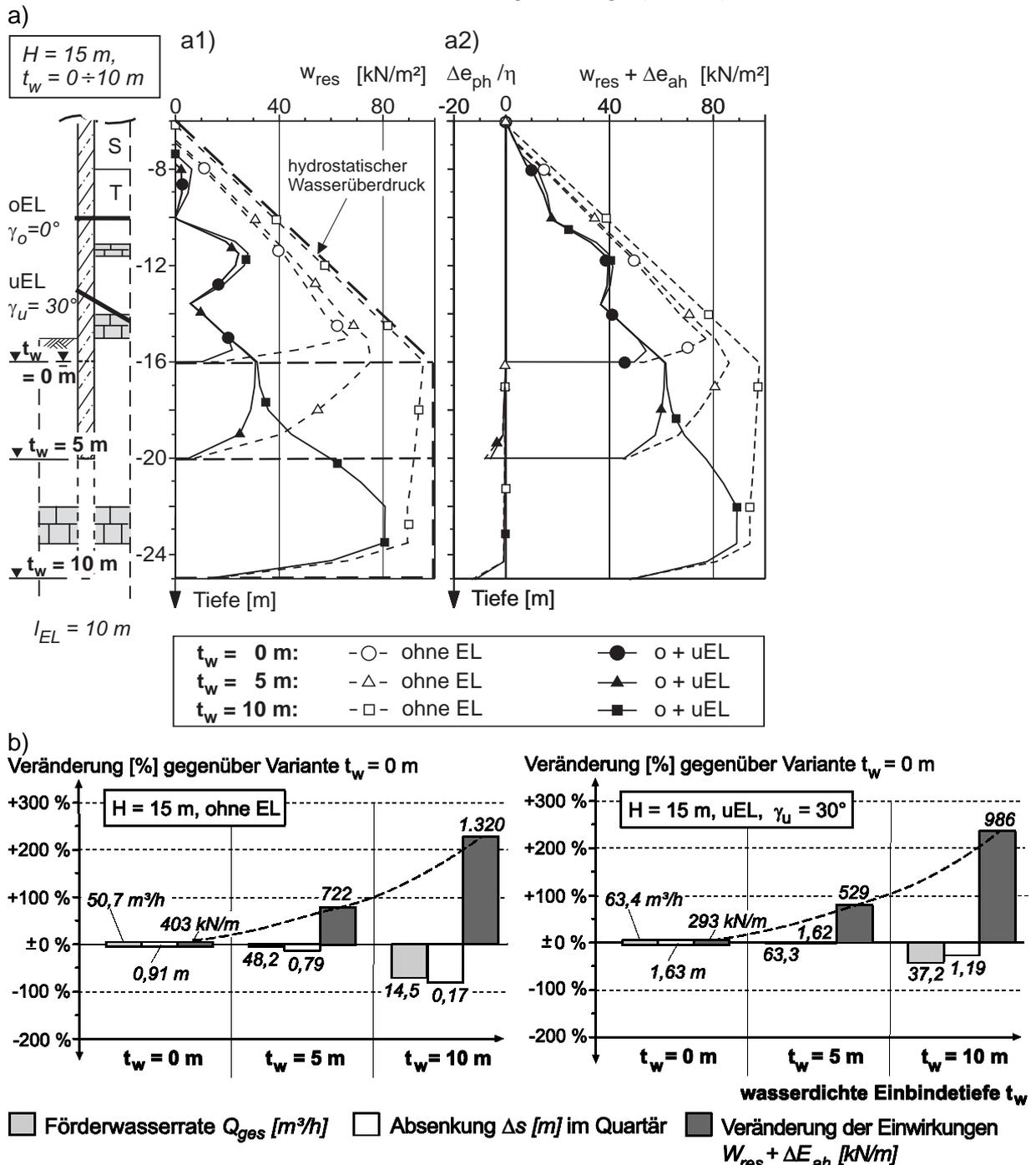


Bild 3: Einfluss der Länge der wasserdichten Einbindetiefe t_w auf Förderwasserrate, Grundwasserabsenkung und Wandbeanspruchung ($H = 15\text{ m}$)

2.3 Lokale Reduktion der Einwirkungen mit Entspannungsplanzen

Als Entspannungsplanzen (kurz: EL) werden Bohrungen bezeichnet, die nach erfolgtem Teilaushub vom Inneren der Baugrube aus durch die Verbauwand in das dahinterliegende Erdreich gebohrt werden und deren Wirkung darin besteht, dass der Wasserdruck hinter der Wand örtlich auf ein der Höhe des Bohransatzpunktes der Lanzen entsprechendes Potential reduziert wird, wodurch insgesamt eine Entspannung, d.h. eine Verminderung des auf den ansonsten wasserdichten Verbau einwirkenden Wasserdrucks eintritt.

Die Wirkungsweise von Entspannungsplanzen wird zunächst am Beispiel einer 15 m tiefen Baugrube betrachtet, bei der mit einer unteren, unter $\gamma_u = 30^\circ$ gegen die Horizontale geneigten Lage Entspannungsplanzen die Einwirkungen auf die Verbauwand reduziert werden sollen (Bild 4a).

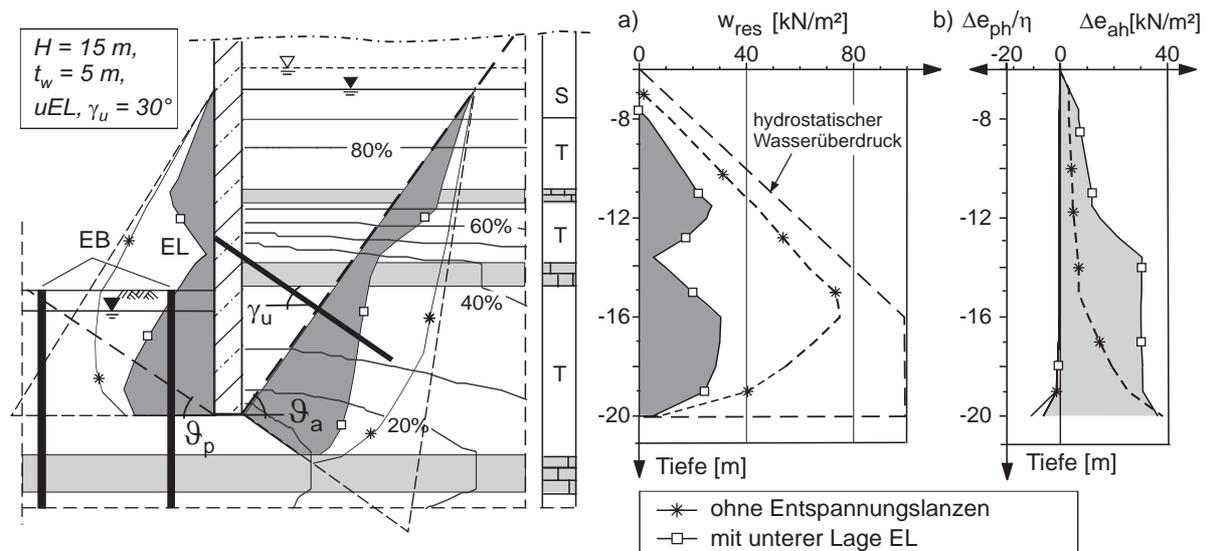


Bild 4: Einfluss einer Lage Entspannungsplanzen auf die Strömungsvorgänge um eine 15 m tiefe Baugrube und auf die Wasser- und Erddrücke

Maßgebend für die Ermittlung der Wandbeanspruchung sind die Wasserdrücke in den Gleitfugen des aktiven und passiven Erdkeils. Der Vergleich der sich rechnerisch ergebenden Wasser- und Strömungsdrücke mit den sich ohne Entspannungsplanzen ergebenden Einwirkungen zeigt eine deutliche Reduktion der resultierenden Wasserdruckbeanspruchung, aber auch - bedingt durch lokale Strömungsvorgänge um die Lanzen - eine zusätzliche Erhöhung der strömungsinduzierten Erddruckbelastung, wodurch die entlastende Wirkung der Entspannungsplanzen gemindert wird (Bild 4b).

Aufbauend auf diesen Ansätzen verdeutlicht Bild 5 im Überblick die unterschiedlichen Verbau- und Wasserhaltungskonzepte und die Optimierungsansätze zur Reduktion der Wasserdruckbeanspruchung tiefer, wasserdichter Baugruben in bindigen Böden.

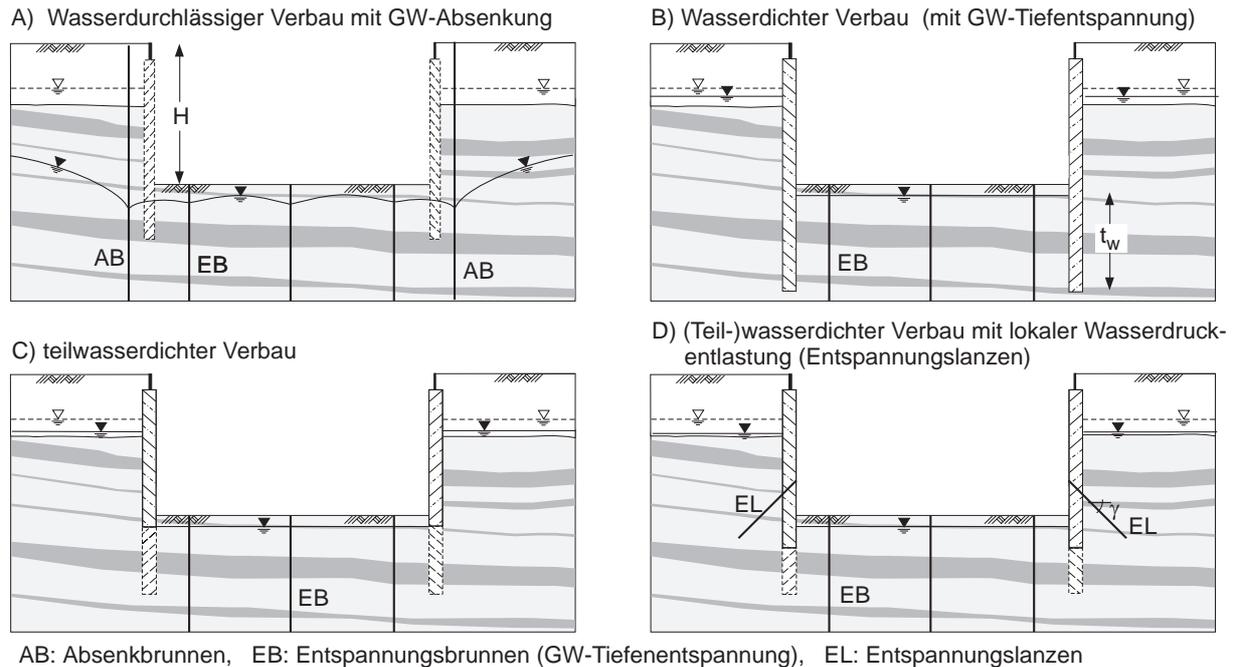


Bild 5: Grundwasserhaltungs- und Verbaukonzepte für tiefe Baugruben in anisotrop durchlässigen, bindigen Böden

3 Anwendungsbeispiele

Nachdem eingangs bereits die Baugrube MAIN TOWER als Fallbeispiel für eine tiefe Baugrube mit konventionell wasserdichtem Verbau betrachtet wurde, soll nachfolgend jeweils ein Anwendungsbeispiel für einen teilwasserdichten Verbau, für den Einsatz von Entspannungs-lanzen sowie für eine Kombination beider Optimierungsansätze betrachtet werden.

3.1 Baugrube Japan Center als Beispiel für einen teilwasserdichten Verbau

Bei der im Mittel 15,7 m tiefen Baugrube des Hochhauses Japan Center in Frankfurt am Main (Bild 6a) wurde die wasserdichte, überschnittene Bohrpfehlwand direkt unterhalb der Baugrubensohle aufgelöst. Durch diese teilwasserdichte Verbauwandgestaltung konnten die Wasserdruckeinwirkungen so stark reduziert werden, dass die Wand nicht durch ein Innenaussteifungssystem gestützt, sondern vierfach rückverankert werden konnte. Zugleich konnte die statisch erforderliche Einbindetiefe der Bohrpfehlwand auf i.M. 8 m reduziert werden. Die als Ergebnis einer numerischen Simulation ermittelte Wasserdruckverteilung wird durch die hinter den Wänden gemessenen Porenwasserdrücke bestätigt (Bild 6b). Das unmittelbar unter der Baugrubensohle insbesondere in den Kalksteinbänken horizontal zuströmende Grundwasser (Bild 6b) führte in der Ausführungsphase zu einem verstärkten Wasserandrang in Höhe des Endaushubniveaus. Die mittlere Förderrate betrug $q = 75 \text{ m}^3/\text{h}$.

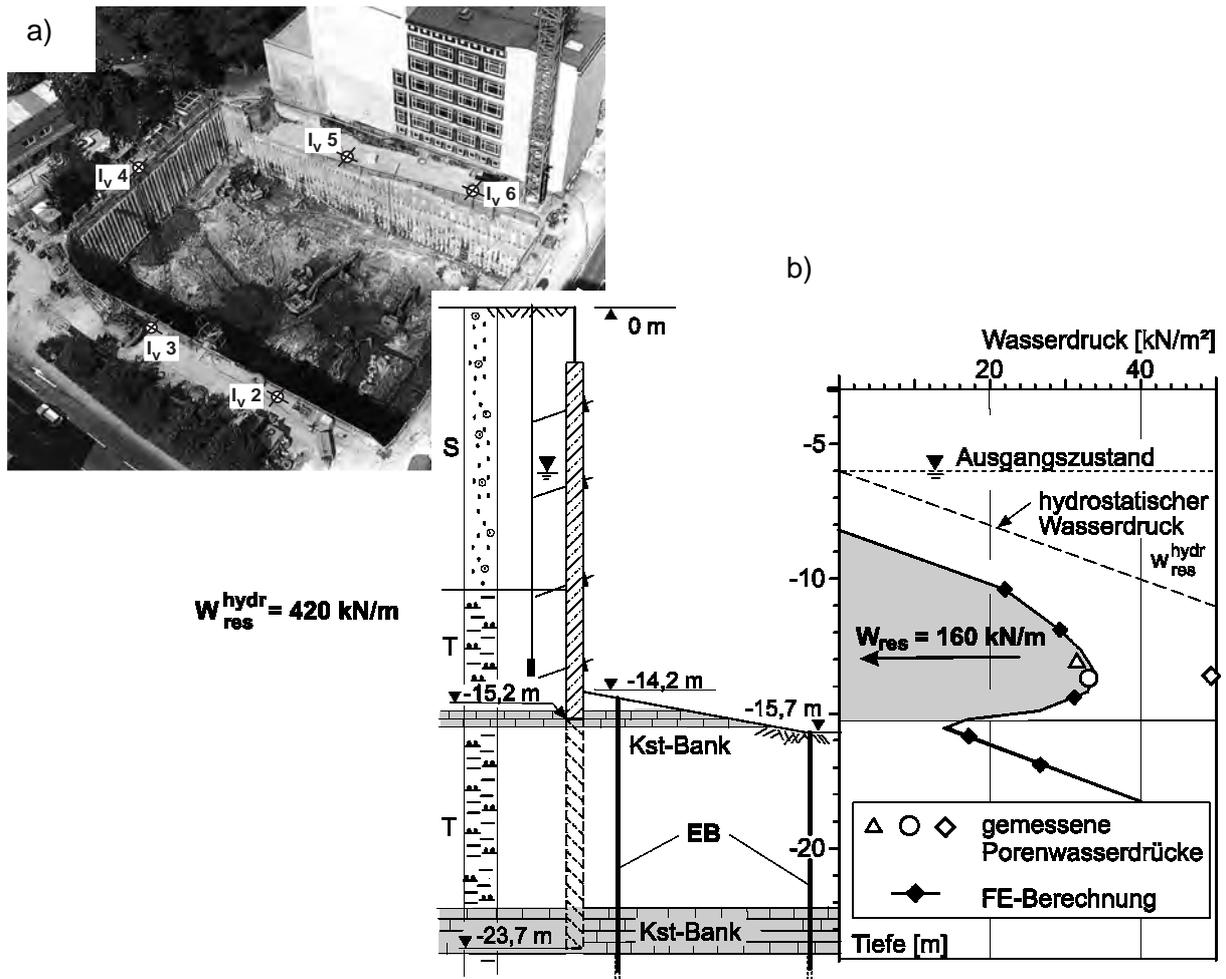
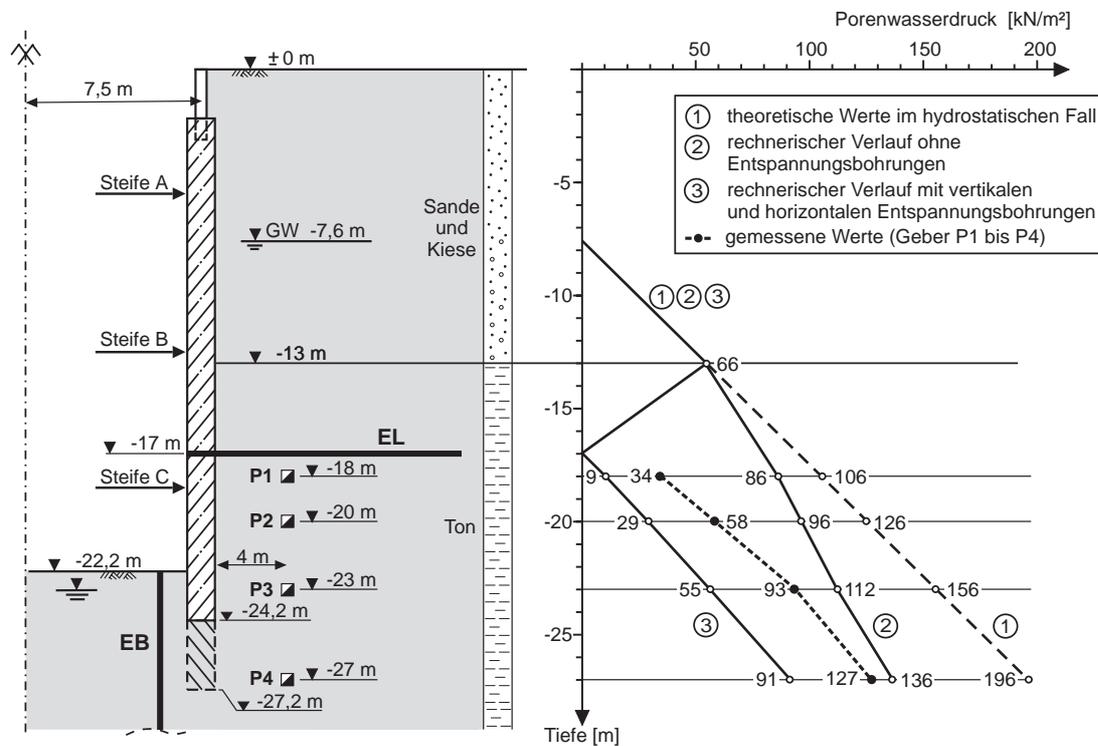


Bild 6: Baugrube Japan Center mit teilwasserdichtem Verbau a) Ansicht Baugrube b) gemessene/berechnete Wasserdruckbeanspruchung des Verbaus

3.2 Baugrube in Hannover als Beispiel für den Einsatz von Entspannungsanlagen

Im Zusammenhang mit dem Stadtbahnbau in Hannover berichten Blümel (1979) und später Achmus (1998) über theoretische und messtechnische Untersuchungen zur Verminderung der Wasserdruckbeanspruchung von wasserdicht ausgebildeten Baugrubenwänden im Hannoverschen Ton mittels vom Baugrubeninneren aus hergestellten, horizontal orientierten Entspannungsanlagen.



EB : vertikale Entspannungsbohrungen, \varnothing 10 cm, Abstand $a = 7,5$ m, Länge 7 m

EL : horizontale Entspannungsbohrungen, \varnothing 10 cm, Abstand $a_{EL} = 5,8$ m, Länge 12 m

P1 \blacksquare : elektrischer Porenwasserdruckgeber

Bild 7: Einsatz von Entspannungsanlagen zur Verminderung des resultierenden Wasserdruckes beim U-Bahn-Bau in Hannover (nach Blümel 1979)

Der Hannoversche Ton ist eine Schichtenfolge eiszeitlich stark vorbelasteter schluffiger Tone und Tonmergel, die von hier 13 m dicken Deckschichten überlagert wird. Die experimentellen Untersuchungen führte Blümel an einer 22 m tiefen Linienbaugrube (U-Bahn-Los B21 · Georgstraße) durch, die 15,6 m in das Grundwasser einbindet und im Schutze wasserdichter Verbauwände ohne Grundwasserhaltung ausgehoben wurde (Bild 7). Zur Reduktion des Porenwasserdrucks hinter der Wand wurden 12 m lange, horizontale Entspannungsanlagen (EL, \varnothing 10 cm) und einem gegenseitigen horizontalen Abstand von $a_{EL} = 5,8$ m in einer Tiefe von 17 m unter Gelände gebohrt. Bild 7 zeigt die Ergebnisse von Porenwasserdruckmessungen im Vergleich zu theoretischen Betrachtungen. Die Messungen belegen die mit den Entspannungsanlagen erzielbare Reduktion der Wasserdruckbeanspruchung, zeigen aber auch, dass bei dem hier gewählten, vergleichsweise großen horizontalen Abstand der Lanzen im Bereich zwischen zwei benachbarten Lanzen Porenwasserdrücke herrschen, die über den mit einem ebenen Strömungsmodell ermittelten Werten liegen. Nach Beobachtungen von Blümel (1979) war während der Bauausführung kein visuell erkennbarer Wassertritt aus den Entspannungsbohrungen zu verzeichnen. Offenbar trat das Wasser im dem

nur sehr gering durchlässigen homogenen Hannoverschen Ton nur sehr langsam in die Bohrungen ein und verdunstete dort.

3.3 Baugrube Galileo: teilwasserdichter Verbau und Entspannungslanzen

Bei der bis zu 17,8 m tiefen Baugrube für das Hochhaus Galileo (Bild 8a) wurde das Konzept eines teilwasserdichten, d.h. unterhalb der Baugrubensohle aufgelösten Verbaus mit Entspannungslanzen kombiniert (Steiger & Pitteloud 2001, Katzenbach et al. 2001). Die überschnittene Bohrpfehlwand wurde unterhalb der Baugrubensohle, im Bereich ihrer 9 m bis 12 m tiefen, statisch erforderlichen Einbindung aufgelöst. Ein Abtrag der auf die Verbauwände wirkenden hohen Erd- und Wasserdruckbeanspruchung mittels einer Rückverankerung war aber dennoch nur bei einer zusätzlichen Reduktion der Einwirkungen durch eine gezielte Wasserdruckentspannung möglich. Hierzu wurden im Zuge des Aushubs nach Herstellung der untersten Ankerlage vom Baugrubeninneren aus unter einem Winkel von 45° als Entspannungslanzen fungierende Bohrungen (\varnothing 13 cm, horizontaler Abstand $a_{EL} = 3,0$ m) durch die überschnittene Bohrpfehlwand hindurch in den Frankfurter Ton getrieben (Bild 8b,c) Die bei der Baugrube Galileo aufgezeichneten Messwerte bestätigen in Übereinstimmung mit einer numerischen Simulation auch für inhomogene Böden die wasserdruckreduzierende Wirkung der Lanzen (Bild 8c). Der resultierende Wasserdruck wird durch die Entspannungslanzen um rund 30 % auf $W_{res} = 205$ kN/m reduziert. Die Gesamtförderrate betrug $\bar{q} = 112$ m³/h, wovon rund 35 m³/h auf die Entspannungsbohrungen und -lanzen entfielen.

Ein Vergleich der drei Fallbeispiele tiefer Baugruben im Frankfurter Ton zeigt deutlich den Einfluss der Optimierungsansätze auf die resultierende Wandbeanspruchung (Tab. 1).

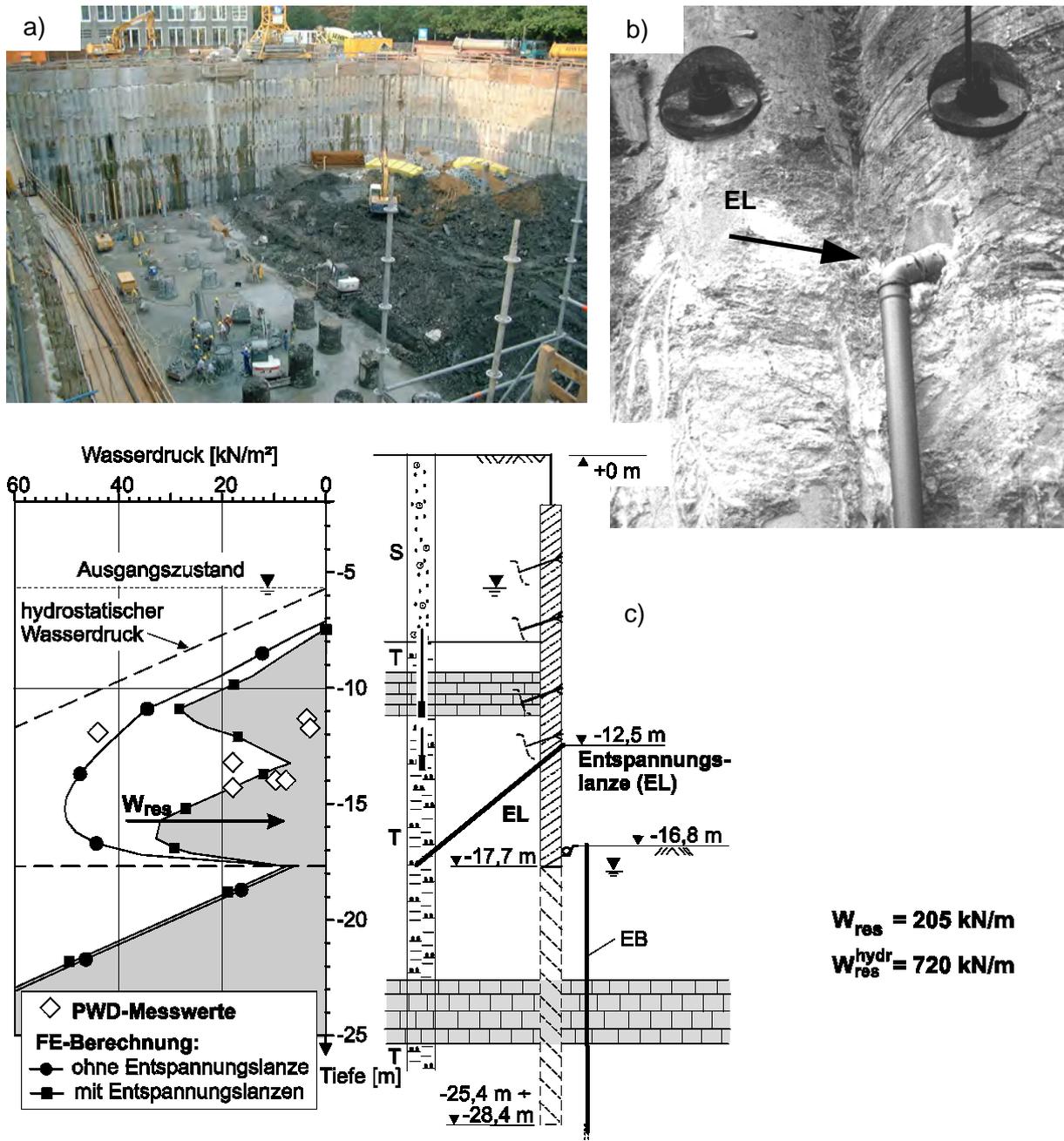


Bild 8: Baugrube Gallileo mit teilwasserdichtem Verbau und lokaler Wasserdruckreduktion durch Entspannungs-lanzen

Baugrube	Verbau- und Grundwasserhaltungskonzept	Baugrubentiefe H	Einbindetiefe Baugrube in Grundwasser	wasserdichte Wandbindung t_w	result. Wasserdruck W_{res}	mittlere Förderrate Q_{ges}
MAIN TOWER	wasserdicht	20,0 m	14,5 m	6 m	1.050 kN/m	97 m ³ /h
JAPAN CENTER	teilwasserdicht	15,7 m	9,7 m	0 m	160 kN/m	75 m ³ /h
GALLILEO	teilwasserdicht mit Entspannungsanlagen	16,8 m	12,5 m	0,9 m	205 kN/m	112 m ³ /h

Tabelle 1: Vergleich der Fallbeispiele tiefer Baugruben im Frankfurter Ton

4 Hinweise zur Entwurfsoptimierung

4.1 Einfluss von Anzahl und Anordnung der Entspannungsanlagen

Die bei einer wasserdichten Baugrube mit Entspannungsanlagen erzielbare Reduktion der Wandbeanspruchung, aber auch die Auswirkungen auf Förderwasserrate und Grundwasserabsenkung werden durch die folgenden Entwurfsparameter bestimmt: Anzahl der Lanzenebenen, die Tiefenlage der Bohransatzpunkte, die Länge l_{EL} sowie die Neigung γ der Lanzen gegen die Horizontale. Verschiedene Ansätze zur Reduktion des Wasserdruckes mittels Entspannungsanlagen zeigt Bild 9 für eine 15 m und eine 20 m tiefe Baugrube mit bis 5 m unter Baugrubensohle wasserdichten Verbauwänden. Neben einer Variante ohne Entspannungsanlagen wird der Einsatz einer hoch liegenden Lage 'oberer' Entspannungsanlagen ('oEL'), einer wenige Meter oberhalb des Endaushubniveaus angeordneten Lage 'unterer' Entspannungsanlagen ('uEL') sowie von zwei Lagen Entspannungsanlagen untersucht.

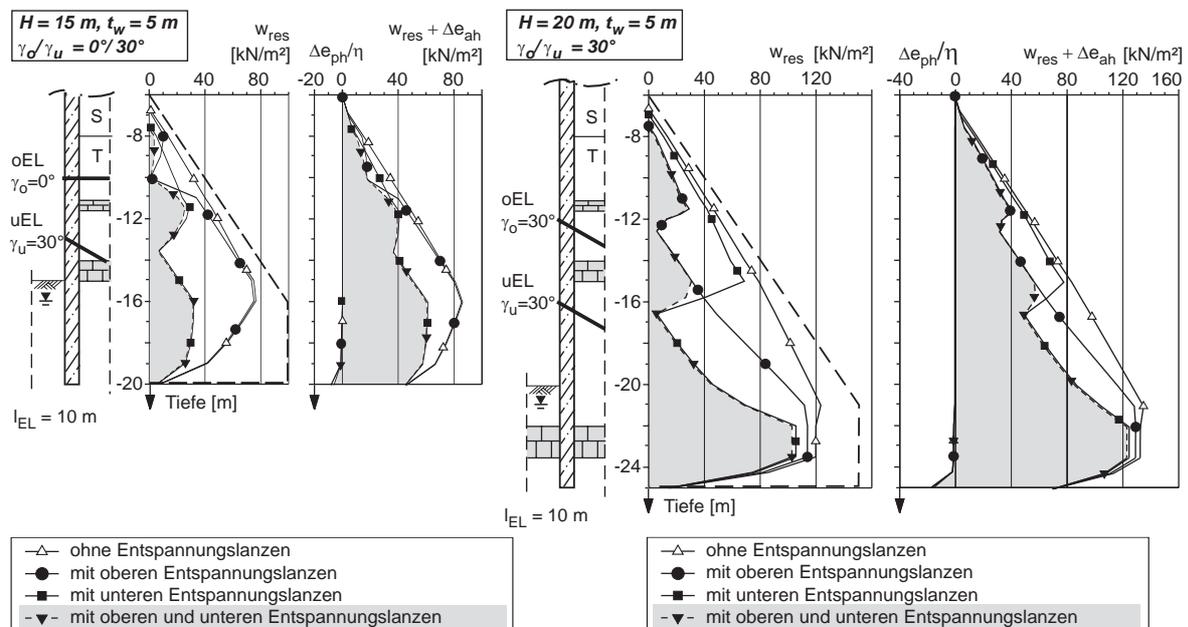


Bild 9: Einfluss von Entspannungsanlagen auf die Wasserdruckverteilung und die unter Berücksichtigung der strömungsinduzierten Erddruckänderungen resultierende Wandbeanspruchung · Konzeptvergleich

Die Auswertungen in Bild 9 führen zusammen mit Ergebnissen weiterer untersuchter Varianten zu folgenden Ergebnissen:

- Die mit Entspannungslanzen erzielbare Wasserdruckreduktion wird durch die strömungsbedingte Erddruckerhöhung Δe_{ah} im Mittel zu rund 50 % kompensiert (Bilder 4, 9). Hierdurch wird die für den Verbau maßgebende Nettoentlastung begrenzt. Die Nettoentlastung ergibt sich aus der Reduktion der resultierenden Horizontalbelastung $\Delta W_{res} + \Delta E_{ah} - \Delta E_{ph} / \eta$ für eine Variante mit Entspannungslanzen gegenüber der Variante ohne Lanzen. Mit einer oberen Lage Lanzen ergibt sich eine Nettoentlastung von 3÷16 %, bei Einsatz einer unteren Lage Lanzen von 6÷27 %. Durch die Anordnung von Lanzen in zwei Lagen kann eine Nettoentlastung von max. etwa 30 % erzielt werden.
- Da die größten Wasserdrücke in Höhe bzw. knapp unterhalb der Baugrubensohle auftreten und damit in einer für die Verbauwand-Bemessung besonders ungünstigen Tiefe, kann eine effektive und betragsmäßig große Wasserdruckreduktion nur mit einer möglichst tiefen Anordnung der Entspannungslanzen erzielt werden. Dieser Forderung steht der hierdurch bedingte späte Herstellungszeitpunkt der Bohrung und damit der Nachteil gegenüber, dass die Wirkung der Lanzen nur noch im nachfolgenden Endaushubschritt in Anspruch genommen werden kann. In der Regel ist daher die Anordnung einer rund 3÷4 m über dem Endaushubniveau liegenden Lage Entspannungslanzen eine sinnvolle Ausführungsvariante.
- Obwohl bei geneigt angeordneten Lanzen der Porenwasserdruck nur noch auf einen Wert reduziert wird, der dem Potential an der Austrittsstelle der Bohrung in der Baugrube entspricht, sind geneigte Lanzen wirkungsvoller als horizontale Lanzen. Die in Bild 10 dargestellte Untersuchung, bei der die Neigung der Lanzen zwischen $\gamma = 0^\circ$ und 60° variiert wird, zeigt, dass mit horizontal ausgerichteten Lanzen die geringste und mit unter $\gamma = 30^\circ$ ÷ 45° geneigten Lanzen die größte Reduktion der Wandbeanspruchung erzielt werden kann. In Verbindung mit einer tiefen Anordnung kann durch die Herstellung geneigter Lanzen die für die Wandbemessung wichtige Reduktion der Einwirkungen in Höhe der Baugrubensohle und der Wandeinbindung erzielt werden.

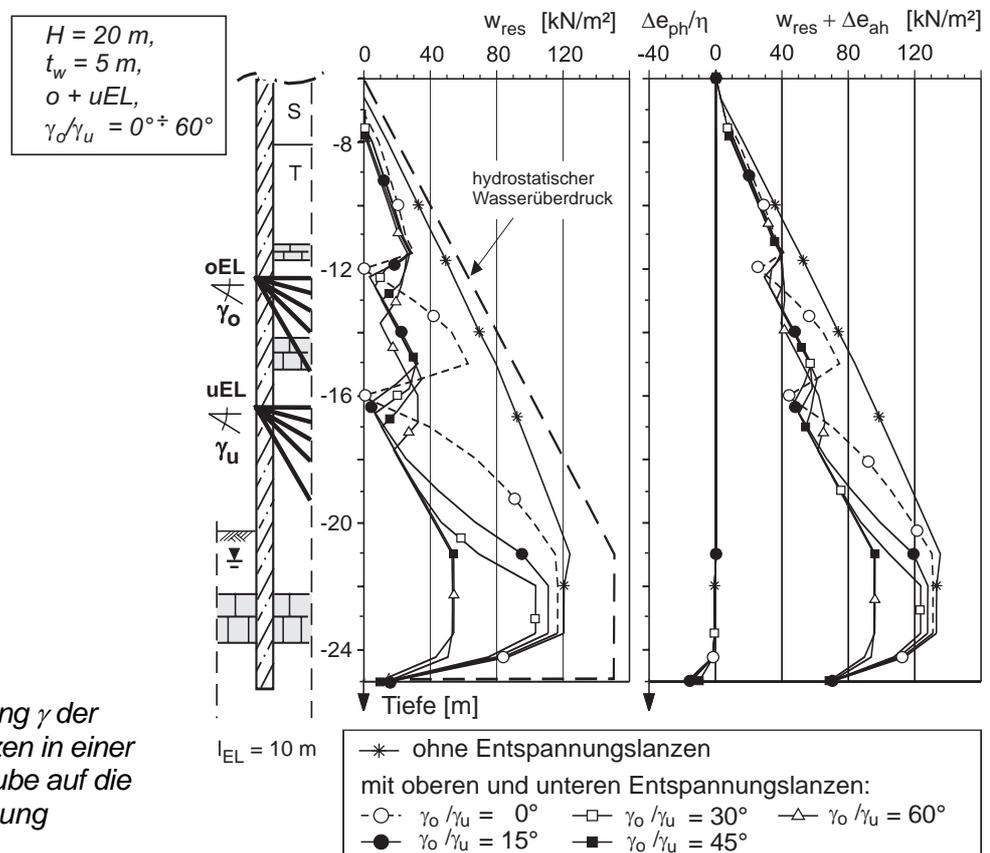


Bild 10:
Einfluss der Neigung γ der Entspannungslanzen in einer 15 m tiefen Baugrube auf die Wandbeanspruchung

Der Einsatz von Entspannungsanlagen führt zu einer Erhöhung der Förderwasserrate und der Grundwasserabsenkung im Einflussbereich einer Baugrube. Die Förderwasserrate erhöht sich gegenüber einer Variante ohne Lanzen je nach Anzahl und Anordnung der Lanzen in der Regel um rd. 5 % bis 30 % (Moormann 2002). Die rechnerischen Wasseraustrittsraten an den Entspannungsanlagen sind in bindigen Böden in der Regel, auch bei Erfassung von durchlässigen Schichten wie beispielsweise geklüfteten Kalksteinbänken, mit konstruktiven Maßnahmen beherrschbar.

4.2 Einfluss des horizontalen Abstandes a_{EL} von Entspannungsanlagen

Die Wirkung der in einem horizontalen Abstand a_{EL} angeordneten Entspannungsanlagen wird mit einem ebenen oder rotationssymmetrischen Berechnungsmodell überschätzt. Zur Quantifizierung dieses Einflusses wird in dreidimensionalen FE-Berechnungen (Bild 11a) der horizontale Abstand der angeordneten Entspannungsanlagen zwischen $a_{EL} = 1,5 \text{ m}/3 \text{ m}/4,5 \text{ m}/6 \text{ m}/10 \text{ m}$ variiert. Exemplarisch zeigt Bild 11.b1 für eine 20 m tiefe Baugrube ($t_w = 5 \text{ m}$) mit unter $\gamma = 30^\circ$ geneigten Lanzen, die in einer unteren bzw. in zwei Lagen angeordnet sind, die in einem vertikalen Schnitt in der Mitte zwischen zwei benachbarten Entspannungsanlagen berechnete, resultierende Wasserdruckverteilung in Abhängigkeit vom horizontalen Lanzenabstand a_{EL} . Bild 11.b2 stellt die rechnerische Wasserdruckverteilung in horizontalen Schnitten in Höhe der Entspannungsanlagen dar und verdeutlicht dabei die lokal begrenzte Wirkung der Lanzen. Im Bereich zwischen zwei benachbarten Lanzen besitzt die Grundwasserströmung auch eine horizontale, wandparallele Komponente in Richtung der Lanzen.

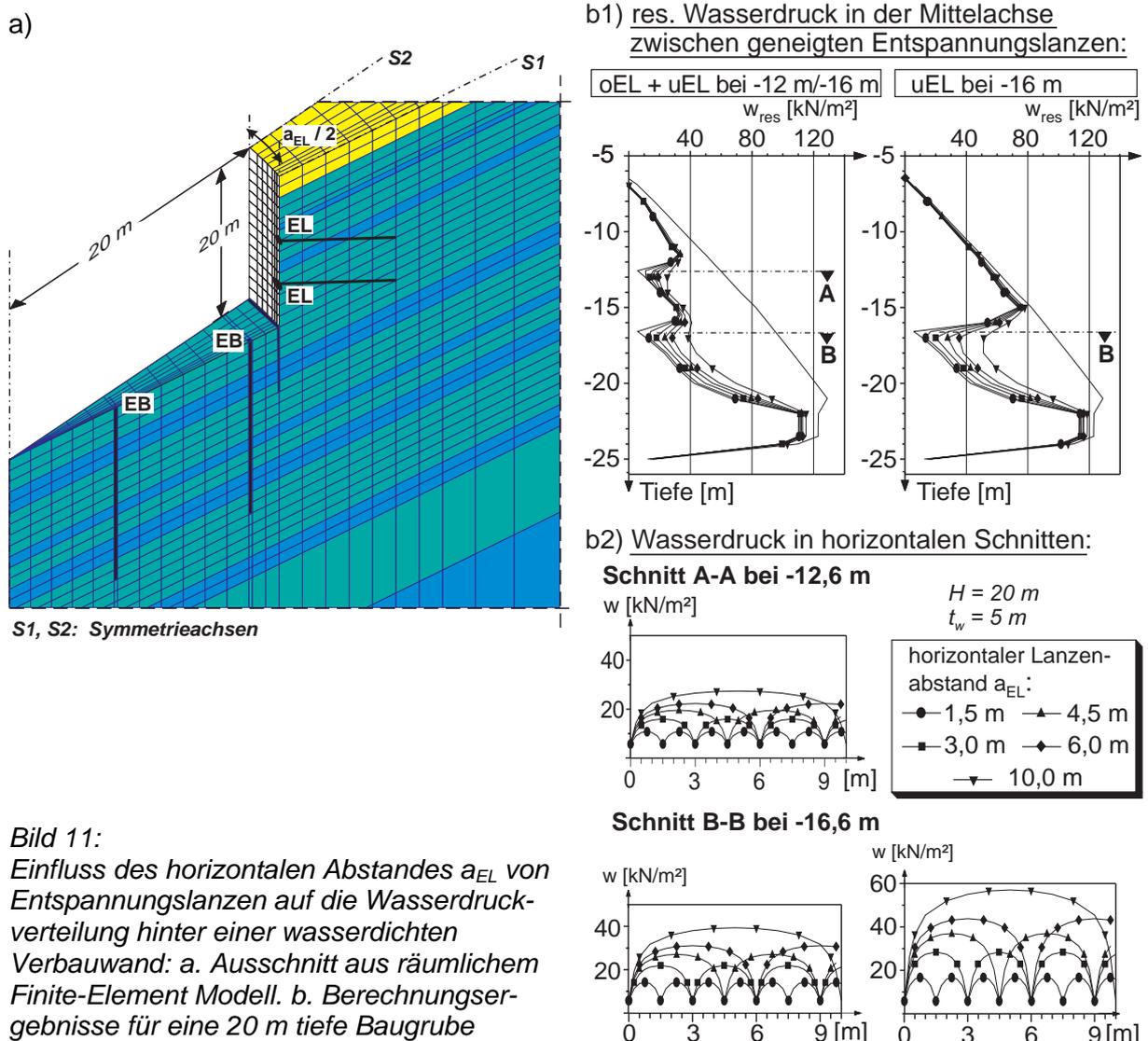


Bild 11:
 Einfluss des horizontalen Abstandes a_{EL} von Entspannungsanlagen auf die Wasserdruckverteilung hinter einer wasserdichten Verbauwand: a. Ausschnitt aus räumlichem Finite-Element Modell. b. Berechnungsergebnisse für eine 20 m tiefe Baugrube

Bei der Festlegung des horizontalen Abstandes a_{EL} der Entspannungsbohrungen ist zu beachten, dass der Zusammenhang zwischen dem horizontalen Lanzenabstand und der erzielbaren Wasserdruckreduktion nichtlinear ist, so dass eine Halbierung des Lanzenabstandes von beispielsweise $a_{EL} = 6$ m auf $a_{EL} = 3$ m und damit die Verdopplung der Anzahl der Bohrungen zwar zu einer besseren Annäherung an den rotationssymmetrischen Fall, nicht aber zu einer Halbierung des Wasserdruckes und damit der Wandbeanspruchung führt.

Erfolgt die Prognose der maßgebenden Wasserdruckbeanspruchung mit einem rotationssymmetrischen Modell, so kann der Einfluss des horizontalen Lanzenabstandes a_{EL} berücksichtigt werden, indem die Wasserdruckverteilung $w_{res}(z)$ im ungünstigsten vertikalen Schnitt zwischen zwei Lanzen wie folgt ermittelt wird:

$$w_{res}(z) = \alpha_a(a_{EL}) \cdot w_{res}^{mitEL}(z) + (1 - \alpha_a(a_{EL})) \cdot w_{res}^{ohneEL}(z) \quad (1)$$

Dabei sind w_{res}^{mitEL} bzw. w_{res}^{ohneEL} die mit einem rotationssymmetrischen Modell ermittelten Wasserdruckverteilungen für eine Variante mit und ohne Entspannungsbohrungen. Die Anpassungsfaktoren $\alpha_a(a_{EL})$ können Tabelle 2 entnommen werden. Für einen horizontalen Lanzenabstand $a_{EL} \leq 3$ m ergibt sich ein annähernd ebener Strömungsvorgang.

Horizontaler Lanzenabstand a_{EL}	$\rightarrow 0$ m	1,5 m	3,0 m	4,5 m	6,0 m	10,0 m	$\rightarrow \infty$
Anpassungsfaktor $\alpha_a(a_{EL})$	1	0,96	0,89	0,81	0,74	0,54	0

Tabelle 2: Anpassungsfaktoren $\alpha_a(a_{EL})$ zur Berücksichtigung des horizontalen Abstandes a_{EL} der Entspannungsbohrungen

4.3 Empfehlungen für eine Optimierung von Verbau und Wasserhaltung

Auf der Basis messtechnischer Erfahrungen und numerischer Variantenstudien (Moormann 2002) können folgende Empfehlungen für eine Entwurfsoptimierung von Verbau und Wasserhaltung tiefer wasserdichter Baugruben in bindigen Böden formuliert werden:

I. Der niedrigste Beanspruchungszustand für den Verbau ergibt sich aus der Ausführung eines wasserdurchlässigen Verbaus in Verbindung mit einer Grundwasserabsenkung, die aber wegen der hohen Förderwasserraten und des erheblichen Eingriffs in den Grundwasserhaushalt heute häufig nicht mehr genehmigungsfähig ist und zudem zu weitreichenden, auch ungleichmäßigen Setzungen im Einflussbereich der Baugrube führt.

II. Durch eine wasserdichte Ausbildung der Verbauwand reduziert sich die Förderwasserrate gegenüber einer Grundwasserabsenkung deutlich (im Mittel rd. -70 % bei $t_w = 5$ m). Die noch anfallende Förderrate kann mit steigender wasserdichter Einbindetiefe in dem Maße auf ein Minimum reduziert werden, wie es gelingt, den horizontalen Wasserzustrom zu den Entspannungsbrunnen in der Baugrube durch das Absperren durchlässigerer Schichten zu unterbinden.

III. Die zuweilen formulierte Ansicht, in gering durchlässigen Tonen könne sich kein Wasserdruck aufbauen, ist nicht zutreffend. Die Ergebnisse von Porenwasserdruckmessungen hinter wasserdichten Verbauwänden im vergleichsweise homogenen Hannoverschen Ton und für den deutlich inhomogeneren Frankfurter Ton zeigen, dass im Ausgangszustand bis in große Tiefen mit dem vollen hydrostatischen Wasserdruck zu rechnen ist.

IV. Bei bindigen, inhomogenen Baugrundverhältnissen kann in der Regel auf eine künstliche Sohldichtung verzichtet werden, wenn eingelagerte bindige Bodenschichten als baupraktisch nahezu dichte Elemente in Anspruch genommen werden können. In diesem Fall ist

eine Entspannung der Grundwasserdruckhöhen unterhalb der Baugrubensohle mittels vertikaler Entspannungsbrunnen unabhängig vom gewählten Verbaukonzept erforderlich, um eine ausreichende Sicherheit gegen Aufbruch der Baugrubensohle infolge Auftriebs oder hydraulischen Grundbruchs zu gewährleisten. Daneben besteht die maßgebende Wirkung der Entspannungsbrunnen darin, in dem zwischen Baugrubensohle und Wandfuß liegenden Bodenkörper annähernd hydrostatische Verhältnisse zu bewirken.

V. Die resultierende Wandbeanspruchung einer wasserdichten Verbauwand wird neben der gegebenen Baugrubentiefe H maßgebend durch die wasserdicht ausgeführte Einbinde-tiefe t_w bestimmt. Wird die Wand unterhalb der Baugrubensohle aufgelöst, reduzieren sich die Einwirkungen aus Wasserdruck und Strömungskräften gegenüber der Variante mit einer bis $t_w = 5$ m unter Baugrubensohle dichten Wand um rd. 25÷50 %, gegenüber einer bis 10 m unter Baugrubensohle dichten Wand sogar um rd. 60÷70 %. Zugleich erhöht sich die zu fördernde Wasserrate deutlich. Bei der Festlegung der Tiefe, bis zu der eine Verbauwand wasserdicht ausgeführt werden soll, sind diese diametralen Anforderungen die maßgebenden Entwurfskriterien, die im Sinne eines Optimierungsprozesses abzuwägen sind.

VI. Die Anordnung von Entspannungs-lanzen ist eine bautechnische Maßnahme, die zu einer Entspannung der Porenwasserdrücke hinter der Wand und damit zu einer Reduktion der von einem wasserdichten Verbau aufzunehmenden Einwirkungen führt. Aufgrund der durch die Strömungsvorgänge verursachten Erddruckerhöhung wird die Entlastung des Verbaus im Mittel zu 50 % kompensiert, so dass die maximale, mit Entspannungs-lanzen erzielbare Nettoentlastung im Mittel bei rd. 10 %, maximal aber bei rd. 30 % liegt. Gleichzeitig erhöht sich infolge der Entspannungs-lanzen die Förderwasserrate.

VII. Im Hinblick auf die Planung und Ausführung von Entspannungs-lanzen können folgenden Empfehlungen formuliert werden:

- Als Entspannungs-lanzen sind Bohrungen mit verhältnismäßig kleinem Durchmesser ($\varnothing \approx 10$ cm) ausreichend. Auf einen stützenden Ausbau des Bohrloches kann bei inhomogenen Böden wie dem Frankfurter Ton nicht verzichtet werden.
- In der Regel führt eine untere, möglichst tief angeordnete, d.h. 3÷4 m über dem End-aushubniveau liegende Lage Entspannungs-lanzen zu einer wirkungsvollen Reduktion der Wasserdruckbeanspruchung. Nur bei sehr tiefen Baugruben ($H > 15$ m) führt eine zweite, höher liegende Lage Lanzen zu einer weiteren Entlastung der Wand.
- Eine schräg nach unten orientierte Neigung der Entspannungs-lanzen ermöglicht im Vergleich zu horizontalen Lanzen eine größere Reduktion der Einwirkungen. Im Regelfall führt ein Neigungswinkel von $\gamma = 30^\circ \div 45^\circ$ zu einer optimalen Entspannungswirkung.
- Die Länge der Entspannungs-lanzen l_{EL} ist so festzulegen, dass die Porenwasserdrücke nicht nur unmittelbar hinter der Verbauwand, sondern auch im Bereich der maßgebenden Gleitfuge des aktiven Erddruckkörpers entspannt werden.
- Der horizontalen Abstand a_{EL} benachbarter Entspannungs-lanzen sollte auf etwa $a_{EL} \leq 3,0$ m begrenzt werden.
- Es ist zweckmäßig, die Entspannungs-lanzen möglichst frühzeitig, d.h. unmittelbar nach dem entsprechenden Teilaushubschritt herzustellen.
- Die Wirksamkeit der Lanzen ist nicht abhängig von einer am Bohransatzpunkt sichtbar austretenden Wassermenge, da in gering durchlässigen Böden die Wasseraustrittsmenge so gering sein kann, dass sie im Bohrloch verdunstet.

Trotz erster positiver Erfahrungen aus dem Einsatz von Entspannungs-lanzen ist die Wirksamkeit dieser Maßnahme durch weitere messtechnische Untersuchungen in-situ zu überprüfen. Dabei sollten insbesondere die Porenwasserdrücke nicht nur direkt hinter der Wand, sondern auch im Bereich der Gleitfuge des aktiven Erdkeils gemessen werden.

VIII. Zusammenfassend ist festzustellen, dass die von einem wasserdichten Verbau aufzunehmenden Wasserdrücke am effektivsten durch eine Auflösung der Wand im Bereich der Einbindetiefe, d.h. mit einer teilwasserdichten Verbauwand minimiert werden können. Die lokale Entspannung des Wasserdruckes hinter einer Verbauwand mittels Entspannungslanzen führt zu einer weiteren Reduktion der Einwirkungen, wobei in diesem Fall sowohl die Auswirkungen der Strömungskräfte auf den Erddruck als auch die lokal begrenzte Wirkung der Entspannungslanzen zu berücksichtigen sind.

4.4 Vereinfachte Lastfiguren für Wasserdruck und strömungsinduzierte Erddrücke bei tiefen, (teil-)wasserdichten Baugruben

Für tiefe, (teil-)wasserdichte Baugruben in inhomogenem Baugrund und für die Wirkung von Entspannungslanzen existieren bislang keine Bemessungshilfen für eine vereinfachte Ermittlung des Wasserüberdrucks und der strömungsinduzierten Erddruck- und Erdwiderstandsänderungen. Aufbauend auf den Ergebnissen umfangreicher numerischer Variantenberechnungen werden daher für (teil-) wasserdichte Baugruben in bindigen, inhomogenen Böden Lastfiguren entwickelt (Moormann 2002), die in Abhängigkeit von der Baugrubentiefe H , der wasserdichten Einbindetiefe t_w der Wand und der Anordnung von Entspannungslanzen die aus dem resultierenden Wasserdruck und den strömungsbedingten Erddruckänderungen resultierenden horizontalen Einwirkungen als über die Wandhöhe verteilten Lastansatz angeben. Die strömungsinduzierte Veränderung von Erddruck und Erdwiderstand wird mit der Verteilung des resultierenden Wasserdrucks überlagert und zu einem ideellen Wasserdruckansatz zusammengefasst. In Bild 12 wird dieser ideelle Wasserdruckansatz auf den sich aus einem hydrostatischen Wasserdruckansatz ergebenden, resultierenden Wasserdruck bezogen und in dieser Form als dimensionsloser Faktor α dargestellt:

$$\alpha = \frac{w_{\text{res}} + \Delta e_{\text{ah}} - \Delta e_{\text{ph}} / \eta}{\Delta H \cdot \gamma_w} \cdot 100 \quad [\%] \quad (2)$$

Die Lastfiguren gelten primär unter den der numerischen Studie zugrundegelegten Randbedingungen, d.h. für die inhomogenen Baugrundverhältnisse des Frankfurter Tons (Moormann 2002). Die Lastfiguren können jedoch auch bei Baugruben in anderen, vergleichbar anisotrop durchlässigen Baugrundverhältnissen Anwendung finden.

Zur Bemessung eines Baugrubenverbaus unter Hinzuziehung der Lastfiguren ist zunächst konventionell der Erddruck zu ermitteln und gemäß EAB umzulagern, wobei unterhalb des Ausgangsgrundwasserspiegels zur Ermittlung der effektiven Erddruckspannungen die Wichte unter Auftrieb γ' anzusetzen ist. Die Einwirkungen aus Wasserdruck, Wichteänderung infolge Grundwasserabsenkung und Strömungskräften werden mit Hilfe der in Bild 12 bzw. für weitere geometrische Konfigurationen in Moormann (2002) angegebenen Lastfiguren ermittelt, wobei für geometrische Zwischenwerte linear interpoliert werden darf. Die resultierende Wandbelastung ergibt sich aus der Summe des Erddruckes und der mit Hilfe der Lastfiguren ermittelten grundwasserbedingten Einwirkungen. Beim Nachweis des Erdaufлагers ist der passive Erddruck unterhalb des Grundwasserspiegels unter Ansatz von γ' zu berechnen, da eine strömungsinduzierte Verminderung der Wichten im Erdwiderlagerbereich unter der Voraussetzung einer wirksamen Grundwassertiefenentspannung schon in den Lastfiguren berücksichtigt ist ($\Delta e_{\text{ph}}/\eta$).

5 Applikation auf ein Berechnungsbeispiel · Bewertung

Die durch die Teilauflösung einer wasserdichten Verbauwand bzw. den Einsatz von Entspannungslanzen erzielbaren positiven Auswirkungen auf einen Verbauwandentwurf sollen nachfolgend an Hand eines Berechnungsbeispiels einer tiefen Baugrube im Frankfurter Ton unter Anwendung der entwickelten Lastfiguren aufgezeigt und bewertet werden (Bild 13). Das Berechnungsbeispiel orientiert sich an der in Abschnitt 1 vorgestellten Baugrube MAIN TOWER. Neben der ausgeführten Variante einer bis $t_w = 6$ m unterhalb des in 20 m Tiefe liegenden Endaushubniveaus wasserdicht ausgeführten Verbauwand (Variante 1) werden unter Beibehaltung von t_w der Einsatz einer oberen und unteren Lage Entspannungslanzen (Variante 2) sowie eine Verringerung der wasserdichten Einbindetiefe t_w bis auf Höhe des Wasserstandes in der Baugrube untersucht (Variante 3). Bei der Variante 4 wird die kurze wasserdichte Einbindetiefe mit zwei Lagen Entspannungslanzen kombiniert. Die Auswirkungen dieser Optimierungsansätze auf die Beanspruchung, die statische erforderliche Einbindetiefe und die Schnittkräfte der wasserdichten Verbauwand, auf die aufzunehmenden Stützkräfte, die maximalen horizontalen Wandverformungen sowie auf die Förderrate und die Grundwasserabsenkung außerhalb der Baugrube sind in Bild 13 als prozentuale Änderungen in Bezug auf die für die Ausführungsvariante (Variante 1) ermittelten Werte zusammengestellt. Der im Hinblick auf Verbauwand und Stützung wirtschaftlichste Verbauwandentwurf wird mit der Variante 4 erreicht, also mit einer Teilauflösung des Verbaus unterhalb der Baugrubensohle und Entspannungslanzen. Der Vergleich der Optimierungsansätze zeigt, dass die Begrenzung der wasserdicht ausgeführten Einbindetiefe unterhalb der Baugrubensohle, d.h. die Teilauflösung der Verbauwand, das maßgebende Instrument zu der für einen ökonomischen Verbauwandentwurf wichtigen Minimierung der statisch erforderlichen Einbindetiefe ist. Zugleich wird hier hierdurch der innere Beanspruchungszustand der Wand wirkungsvoll reduziert. Mit Entspannungslanzen kann eine weitere Reduktion der aufzunehmenden Stützkräfte und der Schnittgrößen der Verbauwand erzielt werden. Diesen positiven Effekten stehen die durch diese Maßnahmen bedingte Vergrößerung der Förderwasserrate und der Grundwasserabsenkung außerhalb der Baugrube gegenüber, die aber, dies zeigen die aus den vorgestellten Fallbeispielen gewonnenen Erfahrungen, meist akzeptabel sind. Die vorgestellten Maßnahmen leisten einen wesentlichen Beitrag zu einem technisch und wirtschaftlichen optimierten und damit ressourcenschonenden Verbauentwurf.

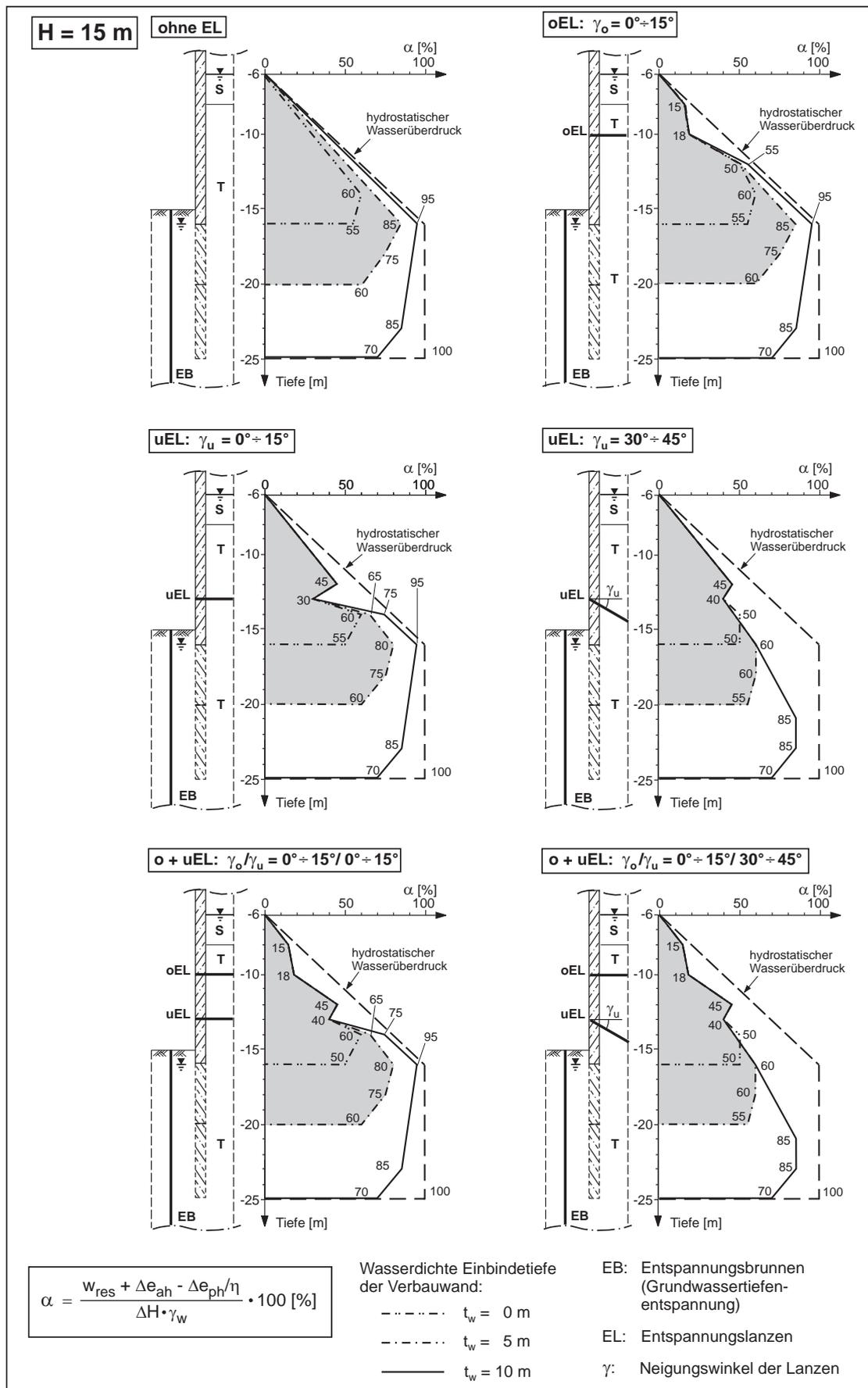
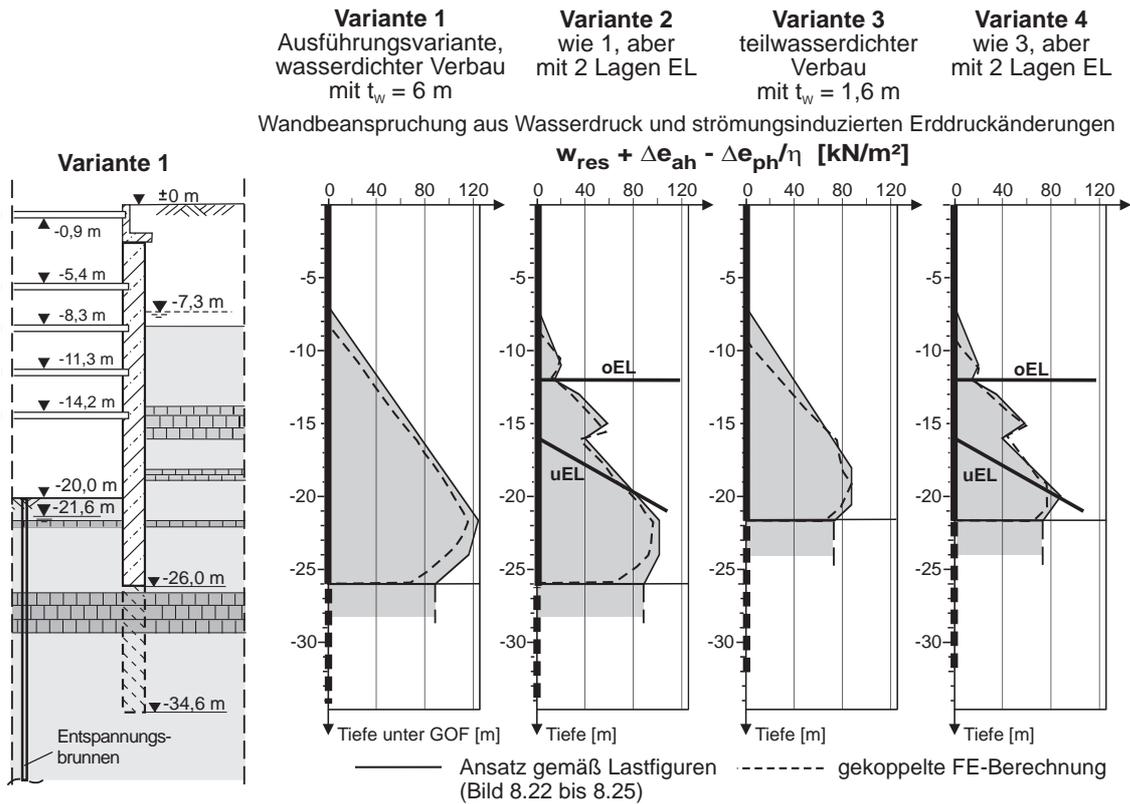


Bild 12: Lastfiguren für H = 15 m tiefe Baugruben: Einwirkungen aus Wasserdruck und Strömungskräften auf (teil-)wasserdichte Verbauwände



	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
$w_{res} + \Delta E_{ah} - \Delta E_{ph}/\eta$ ¹⁾	100 %	-24 %	-43 %	-56 %
statisch erforderliche Einbindetiefe erf t	100 %	-3 %	-15 %	-16 %
max. Schnittkräfte Wand $\frac{\max M}{\max Q}$	100 %	-18 %	-31 %	-36 %
max. Stützkraft in unterster Deckenscheibe	100 %	-18 %	-25 %	-32 %
Summe Stützkräfte	100 %	-15 %	-12 %	-21 %
max. horiz Wandverschiebung u_h^{\max}	100 %	-6 %	-17 %	-19 %
Förderrate Q_{ges}	100 %	+13 %	+12 %	+21 %
max. Absenkung außerhalb Baugrube Δs	100 %	+120 %	+130 %	+218 %

Betrachtung im Endaushubzustand, drainierte Bedingungen, stationäre Strömungsbedingungen.

¹⁾ Integral bis UK wasserdichte Einbindetiefe t_w ; strömungsinduzierte Erddruckänderungen auch unterhalb t_w .

Bild 13: Berechnungsbeispiel für die Optimierung einer 20 m tiefen (teil-) wasserdichten Baugrube im Grundwasser (Frankfurter Ton)

6 Auswirkungen von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf das innerstädtische Umfeld

Bauen im Grundwasser verlangt stets auch eine zutreffende Berücksichtigung der durch den Eingriff in den Grundwasserhaushalt bedingten Auswirkungen. Die Prognose und die sich anschließende Überwachung der Auswirkungen von Grundwasserhaltungsmaßnahmen auf das umgebende, oft innerstädtische Umfeld konzentriert sich dabei meist auf die Gebrauchstauglichkeit, i.e. auf die durch eine Grundwasserabsenkung verursachten zusätzlichen Setzungen und Setzungsdifferenzen der Gebäude (Wong 1981, Placzek 1982, Hsi & Small 1992, Preene 2000). Das nachfolgende Beispiel soll verdeutlichen, dass die den Aushub

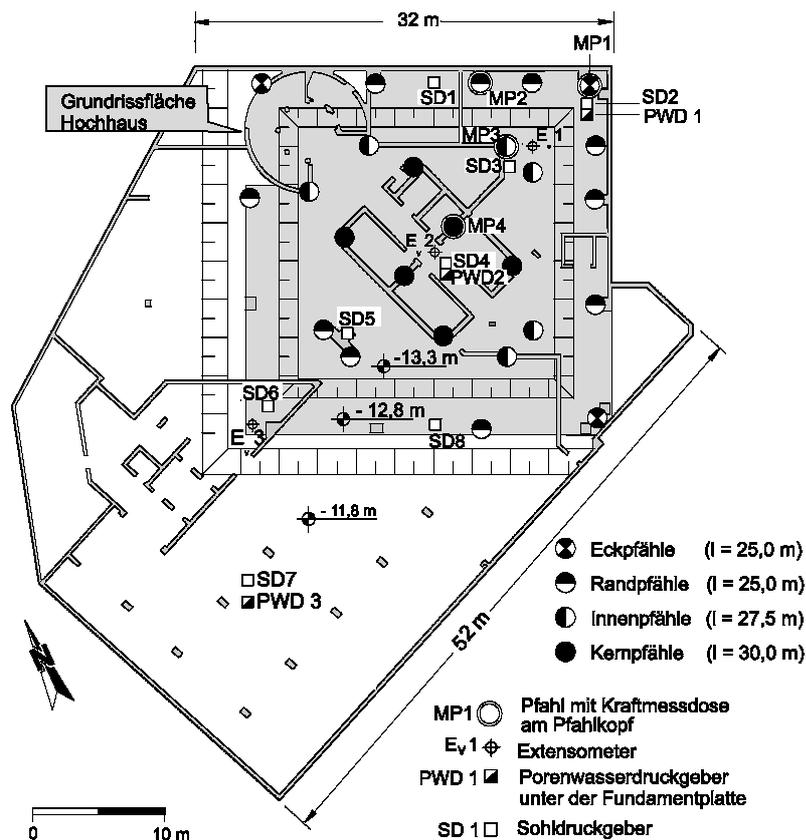


Bild 14: Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) des Hochhauses EUROTHEUM: Grundriss mit messtechnischer Instrumentierung

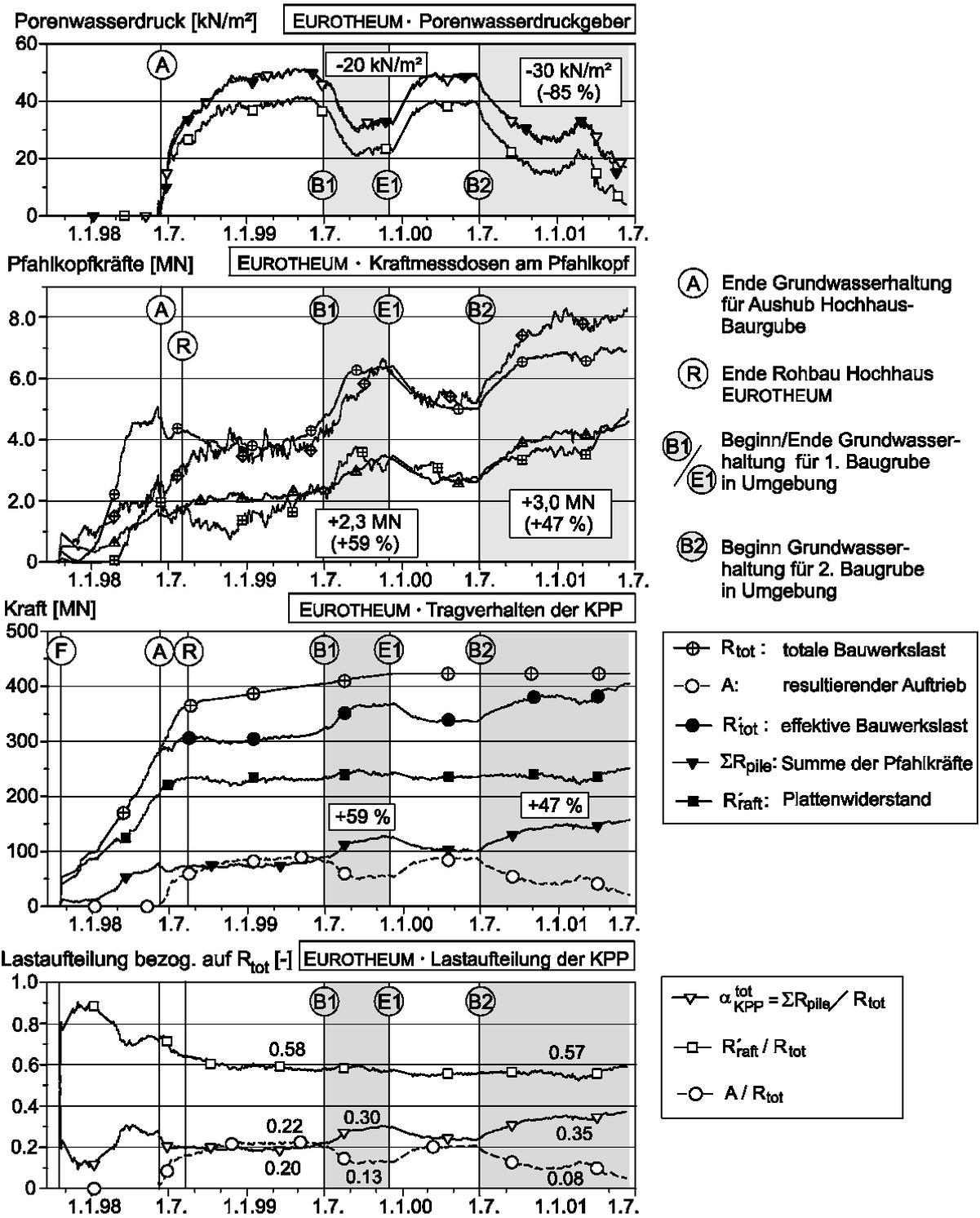


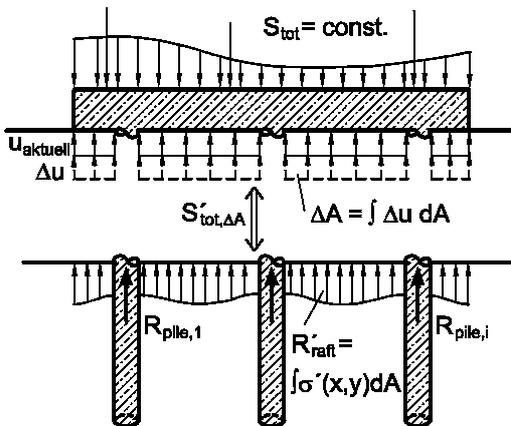
Bild 15: EUROTHEUM · Einfluss der Grundwasserhaltungen für Baugruben im Umfeld auf die KPP des Hochhauses

tiefer Baugruben begleitenden Wasserhaltungsmaßnahmen auch Einfluss haben können auf den inneren Beanspruchungszustand benachbarter Gründungkörper. Betrachtet wird die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) des Hochhauses EUROTHEUM, die aus einer 1.960 m² großen, 1,0-2,5 m dicken Fundamentplatte und 25 unter dem exzentrischen Hochhausturm angeordneten Gründungspfählen (D = 1,5 m, Länge 25-30 m) besteht (Bild 14).

Das Tragverhalten der KPP wurde mit unter der Fundamentplatte angeordneten Sohldruck- und Porenwasserdruckgebern sowie mit Kraftmessdosen auf den Pfahlköpfen überwacht (Bild 14). Die Ergebnisse einer mehr als dreijährigen, kontinuierlichen messtechnischen Überwachung der Gründung sind in Bild 15 zusammenfassend ausgewertet.

Während dieser Beobachtungszeit wurden in einer Entfernung von jeweils etwa 350 m von dem Hochhaus EUROTHEUM entfernt im innerstädtischen Umfeld zwei Baugruben ausgehoben, die beide im Schutze eines wasserdichten Verbaus und einer Grundwasserentspannung unterhalb der Baugrubensohle, also mit einem vergleichsweise geringen Eingriff in den Grundwasserhaushalt hergestellt wurden. Dennoch führten die Wasserhaltungen zu einem deutlichen Abfall der unter der Fundamentplatte der KPP gemessenen Porenwasserdrücke um 20 kN/m^2 bzw. 30 kN/m^2 , was einem Auftriebsverlust von 85 % entspricht (Bild 15). Dieser Auftriebsverlust führte zu einem deutlichen Anstieg der Pfahlkräfte um im Mittel $2,3 \text{ MN}$ bzw. $3,0 \text{ MN}$, während die effektiven Sohlnormalspannungen kaum beeinflusst wurden. Dieser temporäre, durch die Grundwasserhaltungen bedingte Anstieg der Pfahlkräfte um 59 % respektive 47 % führt zu einem temporären Anstieg des die Lastaufteilung zwischen Platte und Pfählen beschreibenden Pfahlplatten-Koeffizienten von $\alpha_{\text{KPP}} = 0.25$ im Ausgangszustand auf 0.34 bzw. 0.38. Die Grundwasserabsenkungen im Umfeld und die hierdurch, i.e. durch den Auftriebsverlust erhöhte effektive Bauwerkslast führen also zu einer deutlichen Änderung der Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Pfählen und damit zu einer erheblichen Beeinflussung des inneren Beanspruchungszustandes der Gründung. Wegen der messtechnisch belegten, teilweise erheblichen Auswirkungen auf das Tragverhalten und den inneren Beanspruchungszustand von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen aber auch von Pfahlgründungen sollte dieser Beanspruchungszustand als Lastfall „nachbarschaftliche Grundwasserhaltung“ bei der Bemessung von Gründungskörpern im innerstädtischen Bereich planmäßig berücksichtigt werden. Die Erfahrungen zeigen, dass der Lastfall „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ kein seltener oder außergewöhnlicher, sondern im innerstädtischen Bereich ein wiederkehrender und über längere Zeiträume anhaltender, insofern also ein planmäßig zu berücksichtigender Lastfall ist. Für den Nachweis des Lastfalls „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ bei der Bemessung von Gründungskörpern im innerstädtischen Bereich wird daher die in Bild 16 dargestellte Vorgehensweise vorgeschlagen.

Nachweis des Lastfalls "nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung" bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) und Pfahlgründungen



- Ermittlung der maßgebenden Grundwasserabsenkung.

dabei Betrachtung von 2 Lastfällen:

1. wahrscheinliche/ zu erwartende Grundwasserabsenkung infolge 'gewöhnlicher' nachbarschaftlicher Bautätigkeit auf der Basis von Erfahrungs-/Messwerten oder rechnerischer Annahme (als Richtwert: 50% Auftriebsverlust)
→ Lastfall 2 (LF 2)
2. Grundwasserabsenkung bis Unterkante Fundamentplatte ('totaler Auftriebsverlust' \cong 100% Auftriebsverlust)
→ Lastfall 3 (LF 3)

→ rechnerischer Auftriebsverlust $\Delta A^{LF2} / \Delta A^{LF3}$

Nachweise:

Äußere Tragfähigkeit Gründungskörper:

$$\eta \cdot S'_{tot,\Delta A} \leq R_{1,tot} \quad \eta_{LF2} = 1,75$$

$$\eta_{LF3} = 1,50$$

Äußere Gebrauchstauglichkeit Gründungskörper:

$$E(S'_{tot,\Delta A}) \leq C$$

Innere Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit Gründungselemente:

Nachweise entsprechend den Bemessungsnormen

- Berechnung des Gründungskörpers unter einer um den Auftriebsverlust ΔA erhöhten effektiven Einwirkung S'_{tot} aus Eigengewicht und Verkehrslasten (für beide Lastfälle)
- Nachweis der äußeren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Gründungskörpers unter Ansatz reduzierter Sicherheitsbeiwerte für den LF 2 und den LF 3
- Ermittlung der Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Gründungspfählen und des inneren Beanspruchungszustands der Gründungselemente (für beide Lastfälle)
- Nachweis der inneren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Gründungselemente unter Ansatz reduzierter Sicherheitsbeiwerte für den LF 2 und den LF 3

Bild 16: Lastfall „nachbarschaftliche Grundwasserabsenkung“ · Vorgehensweise für Nachweisführung (Vorschlag)

7 Literaturverzeichnis

- Achmus, M. (1998)
Zum Porenwasserdruckansatz auf Baugrubenwände im Ton. Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover; Heft 49, 1-13
- Blümel, W. (1979)
Ein Verfahren zur Verminderung des Porenwasserdrucks bei Baugruben im Ton durch Entspannungsbohrungen. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Hannover, Heft 16
- Hsi, J.P., Small, J.C. (1992)
Ground settlement and drawdown of the water table around an excavation. Canadian Geotech. Journal 29, 740-756
- Katzenbach, R., Moormann, Chr. (1999)
Geotechnical field measurements applied to a 240 m high office tower constructed by top/down methods in Frankfurt Clay. Proc. 5th Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics · FMGM-99, 1-3 Dec 1999, Singapore, Rotterdam: Balkema, 325-330
- Katzenbach, R., Kinzel, J., El-Mossallamy, Y., Hude, N.v.d. (2001)
Besondere Aspekte bei der Gründung des Hochhauses Gallileo in Frankfurt am Main. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik an der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 55, 3-20
- Moormann, Chr., Katzenbach, R. (2000)
Entwurfsoptimierung von tiefen, wasserdichten Baugruben bei anisotropen Baugrund- und Grundwasserverhältnissen. 26. Baugrundtagung 2000 in Hannover, DGGT, Essen, 15-32
- Moormann, Chr. (2002)
Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Dissertation. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59
- Placzek, D. (1982)
Verformung bindiger Böden durch Senkung des Grundwasserspiegels. Grundbau-Seminar 1982, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Uni Essen; Heft 4, 233-250
- Preene, M. (2000)
Assessment of settlements caused by groundwater control. Geotechnical Engineering, Institute of Civil Engineering, 143(4), 177-190
- Ripper, P., Adamietz, U., El-Mossallamy, Y., Loreck, Ch., Teschke, J., Martinoff, I. (2001)
Neue Lösungen für wasserdichten Baugrubenverbau, vorgeführt am Projekt Urban Entertainment Center, Frankfurt am Main. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik an der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 55, 21-44
- Steiger, H., Pitteloud, L. (2001)
Neue Entwicklungen für die Optimierung der Bemessung von tiefen Baugruben in Frankfurt am Main. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 55, 81-98
- Wong, I.H. (1981)
Ground settlement related to dewatering for a subway excavation. Ground movements and Structures, 778-787

Bahnsteigerweiterung am U-Bahnhof Marienplatz – ein Projekt im Tertiär-Grundwasser unter dem neuen Rathaus

Dipl.-Ing. L. Eicher
Landeshauptstadt München, Baureferat U-Bahn-Bau

Gedanken an eine Untergrundbahn für München lassen sich bis in das Jahr 1910 zurückverfolgen. Konkrete Pläne für ein Schnellbahnnetz entstanden dann in den dreißiger Jahren des vorigen Jahrhunderts. 1938 begann man mit dem Bau eines ersten Tunnelabschnittes in der Lindwurmstraße. Das Projekt wurde jedoch in den Wirren des 2. Weltkrieges nicht weitergeführt.

Nach Kriegsende suchte man zunächst die Lösung im Ausbau der Trambahn zu einer Unterpflasterbahn. Am 29.01.1964 beschloss dann aber der Stadtrat den Bau der Nord – Süd - U-Bahn-Linie 6, für die am 01.02.1965 der erste Spatenstich stattfand.

Nach 7-jähriger Bauzeit ging am 19.10.1971 der erste Teilabschnitt der Münchner U-Bahn zwischen den Bahnhöfen Kieferngarten im Norden und Goetheplatz im Süden in Betrieb.

Seitdem wurden 92,7 km U-Bahn-Strecke mit 89 Bahnhöfen in Betrieb genommen, weitere 7,9 km mit 5 Bahnhöfen sind derzeit im Bau.

Der wichtigste und zentralste Bahnhof der Nord - Süd - U-Bahn-Linie 6 ist dabei der U-Bahnhof Marienplatz, wo in einem gemeinsamen Verkehrsbauwerk das Umsteigen zu der am 28.05.1972 in Betrieb gegangenen S-Bahn möglich ist.

Wurden dort im Eröffnungsjahr der S-Bahn in der Spitzenstunde noch 5800 Fahrgäste der U-Bahn gezählt, so stieg die Benutzung im Folgejahr bereits fast auf das 3-fache an, und die letzte vorliegende Zählung von 1989 wies eine Fahrgastfrequenz von 21500 Personen auf. Bemerkenswert ist, dass nur etwa 1/3 der Belastung auf die Verkehrsbeziehung zwischen U-Bahn und Oberfläche, fast 2/3 aber auf die Umsteigebeziehung zur S-Bahn entfällt.

U-Bahnhof Marienplatz

Fahrgastzahlen in der Spitzenstunde
(beide Fahrtrichtungen)

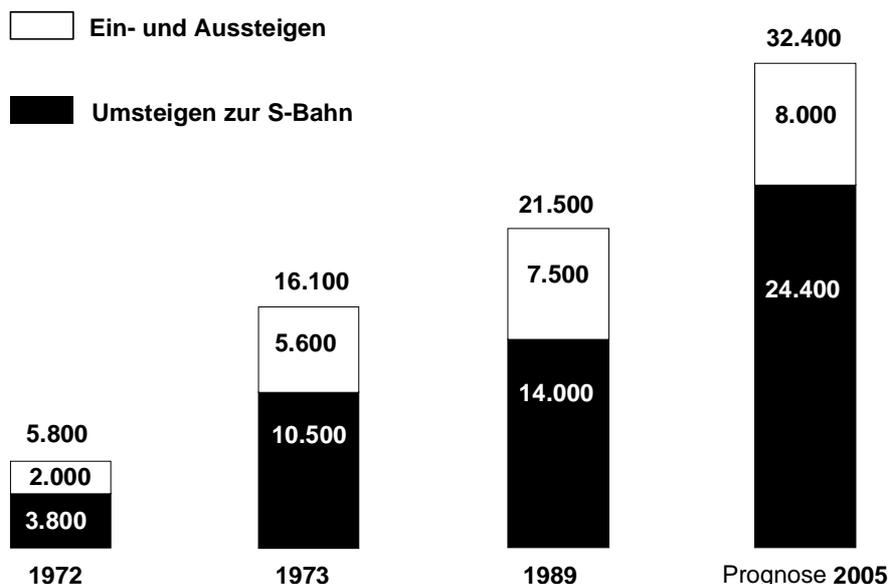


Bild 1: Verkehrsprognose

Die derzeitige bauliche Situation erfordert eine Verflechtung der Fahrgastströme von und zu den attraktiven Zielen in der Fußgängerzone an der Oberfläche mit den Umsteigern zur S-Bahn am Südenende der 7,8 m breiten U-Bahnsteige. Dabei spielen sich die Aus- und Einsteigebeziehungen nahezu ausschließlich im südlichen Bereich der Bahnsteige ab. Demgegenüber wird der nördliche Bahnsteigteil von den Fahrgästen kaum genutzt. Dies erschwert eine zügige Abfertigung der U-Bahnen, weil den aussteigenden Personen der Weg zum Verkehrsbauwerk unter dem Marienplatz durch auf dem Bahnsteig im Bereich des südlichen Endes wartende Fahrgäste versperrt wird. So kommt es zu Stauungen und Störungen in den Spitzenstunden.

Ursächlich für diese Situation ist insbesondere, dass bei der Planung des U-Bahnhofes Marienplatz vorgesehen war, die in Ost-West-Richtung führende Linie U 5 am Nordkopf im Bereich des Marienhofes mit der in Nord-Süd-Richtung verkehrenden Linie U 6 zu verbinden. Damit wäre nach Fertigstellung der Linie U 5 eine etwa gleichmäßige Aufteilung der Verkehrsströme zwischen den beiden Köpfen des U-Bahnhofes Marienplatz realisiert worden.

Aufgrund späterer Planungsüberlegungen zum Bau einer zweiten S-Bahn-Röhre sollte jedoch die Maximilianstraße für dieses Bauwerk freigehalten werden. Daher wurde 1978 die damals noch im Planungsstadium befindliche U-Bahn-Linie U 5 soweit nach Norden verschwenkt, dass die Umsteigebeziehung zwischen der U-Bahn-Linie U 6 und der U-Bahn-Linie U 5 nunmehr am Odeonsplatz zustande kommt. Der nördliche Kopf des bestehenden U-Bahnhofes Marienplatz ist jetzt für die Umsteigebeziehung zur zukünftig projektierten zweiten S-Bahn-Röhre vorgesehen.

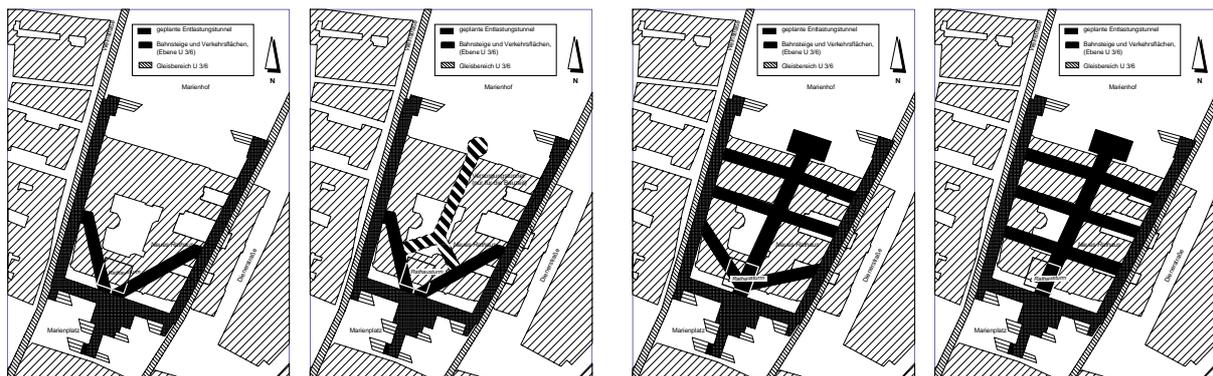


Bild 2: Entwicklung des Projektes 1994 - 1995 - 2001 - 2002

Um bis dahin die verkehrliche Situation auf den U-Bahnsteigen zu entschärfen, wurden seit 1994 Überlegungen angestellt, die Verkehrsbeziehungen durch zusätzliche Fußgängerverbindungstunnel unter dem Neuen Rathaus zu entzerren. Das erste Projekt sah zwei etwa 6 m breite Verbindungstunnel vor, die den Umsteigerverkehr zwischen U- und S-Bahn an den am südlichen Bahnsteigende wartenden Fahrgästen vorbeiführen sollten.

Um den Betrieb der Schnellbahnsysteme während der Bauzeit nicht zu behindern, wurde das Konzept im Jahre 1995 um einen Versorgungstunnel mit einem Förderschacht in der Landschaftstraße ergänzt. Wegen der hohen Kosten wurde die Realisierung des Projektes jedoch zurückgestellt.

Im Bürgerentscheid am 21.10.2001 hat die Münchener Bürgerschaft mit überwältigender Mehrheit dem Bau eines neuen Fußballstadions in Fröttmanning zugestimmt.

Bei Fußballspielen im Olympiastadion stehen derzeit die U-Bahn-Linien U2 und U3 für die öffentliche Nahverkehrserschließung zur Verfügung, so dass sich das Umsteigen der Fans zur S-Bahn auf die Bahnhöfe Hauptbahnhof und Marienplatz verteilt. Das neue Stadion wird jedoch allein von der U-Bahn-Linie U6 erschlossen.

Künftig wird sich daher bei Bespielung des Fröttmaninger Stadions die Zahl der Umsteiger am Bahnhof Marienplatz nahezu verdoppeln.

Dies gab Anlass, die früheren Pläne für eine Ertüchtigung dieses Bahnhofes wieder aufzunehmen. Diese Planungen wurden verkehrlich und baubetrieblich optimiert, wobei auch der ohnehin notwendige Versorgungstunnel mit in das endgültige Bauwerk integriert werden sollte.

Dazu war vorgesehen, etwa mittig zwischen den beiden Bahnsteigtunneln einen in Nord-Süd-Richtung verlaufenden Fußgängertunnel zu erstellen, der über zwei Schrägtunnel im Süden und jeweils zwei weitere Quertunnel mit den beiden Bahnsteigtunneln verbunden wird. Durch diese Baumaßnahme sollte die erwünschte Entzerrung der Fußgängerströme erreicht werden. Die von und zur S-Bahn umsteigenden Personen wären vom untersten Geschoss des Verkehrsbauwerkes Marienplatz durch den wegen seiner mittigen Lage als Hauptweg erkennbaren neuen Fußgängertunnel unabhängig von den Fahrgastströmen zwischen U-Bahn und Oberfläche zu den U-Bahnsteigen geführt worden. Eine Verlängerung des zentralen Fußgängertunnels hätte bei einer späteren Errichtung der zweiten S-Bahn-Röhre auch einen direkten Anschluss zum neuen S-Bahnhof ermöglicht.

Problematisch bei dieser Lösung stellte sich jedoch die Unterfahrung des 13.000 t schweren Rathaussturmes dar, bei dem durch die sich ungleichmäßig überlagernden Setzungsmulden der Längs- und Quertunnel eine Schiefstellung befürchtet wurde.

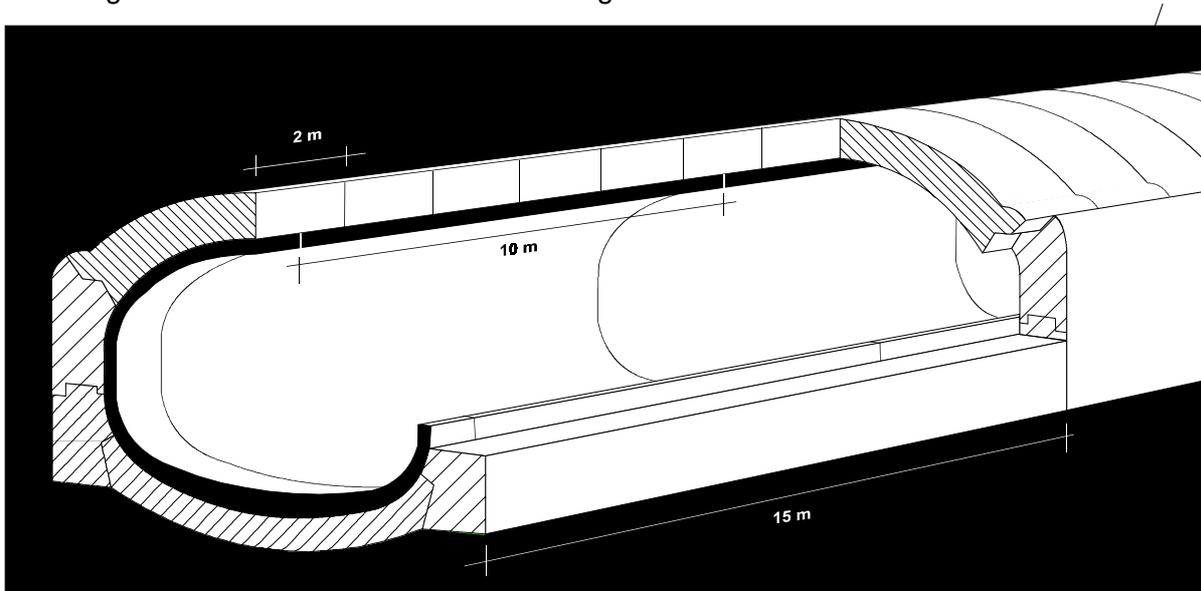


Bild 3: Bestehender Bahnsteigtunnel mit unterschiedlicher Fugenteilung der einzelnen Baukörper

Weitere statische Schwierigkeiten ergaben sich bei der Schaffung der Durchbrüche zum bestehenden Tunnelsystem unter dem Rathaus. Die beiden Bahnsteigtunnel waren seinerzeit im Messervortrieb aufgefahren worden. Zunächst wurden als Auflager für den Messermantel zwei Ulmenstollen in Teilausbrüchen aufgefahren, mit Liner Plates gesichert und mit einem Fugenabstand von 15 m ausbetoniert. Danach folgte das eigentliche Hauptgewölbe in der Firste, bei dem Vortriebs- und Betonierabschnitte von 2 m Länge gewählt wurden. Nach dem Sohlschluss der Außenschale baute man dann eine bituminöse Abdichtung und eine Innenschale mit einer Fugenteilung von 10 m ein.

So war es äußerst schwierig, die Quertunnel so zu situieren, dass die Durchbrüche zum bestehenden U-Bahntunnel im Hinblick auf die Fugenteilung der unterschiedlichen Baukörper statisch realisierbar waren.

Zugleich musste aber auch der für das subjektive Sicherheitsgefühl der Fahrgäste wichtige Blickkontakt durch die Quertunnel zu beiden Bahnsteigen möglich bleiben. Daher wurde Anfang 2002 das Projekt nochmals geändert.

Es sah nunmehr drei etwa gleichmäßig über die Bahnsteiglänge verteilte Quertunnel in Ost-West-Richtung vor. Ihre Lage berücksichtigte die Fugenteilung im bestehenden Bahnsteigbauwerk und vermied Gewölbeverschnidungen unter dem Rathausturm. Allerdings wäre der Weg für die umsteigenden Fahrgäste mit mehrfachen Richtungswechseln verbunden gewesen. Dies löste Zweifel an der Akzeptanz der aufwändigen Umbaumaßnahme aus.

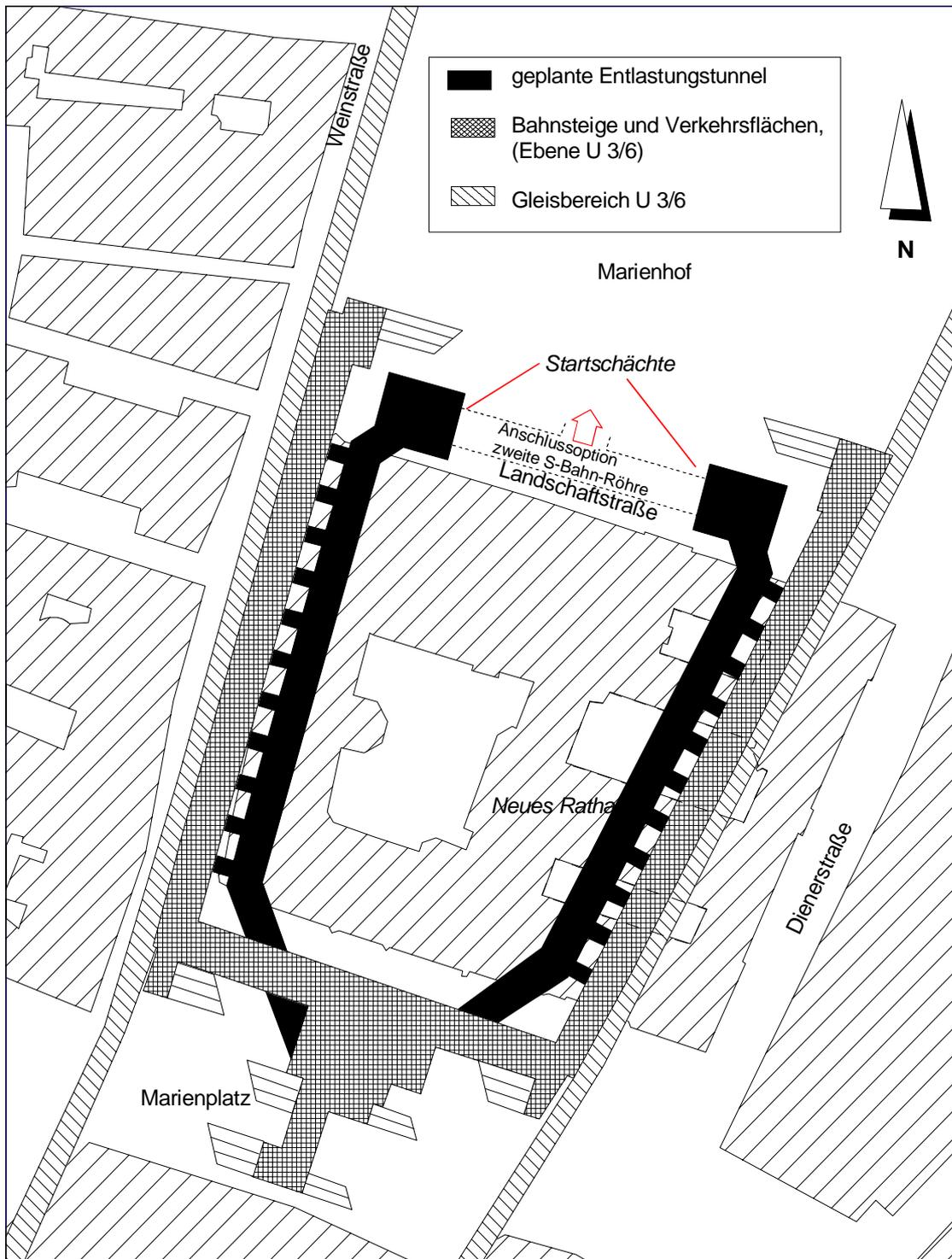


Bild 4: Aktuelles Projekt

Aus diesen Gründen wurden die Planungen in der ersten Jahreshälfte 2002 unter Berücksichtigung aller verkehrlichen, statischen und geotechnischen Randbedingungen grundlegend neu konzipiert. Nunmehr sind zwei Erweiterungstunnel geplant, die den bestehenden U-Bahntunneln auf der Bahnsteigseite folgen und durch jeweils 11 etwa 3 m breite und 2,5 m hohe Durchbrüche vom vorhandenen Bahnsteig aus erreichbar sind. Sie werden von zwei getrennten Startschächten in der Landschaftsstraße aus mit einem Querschnitt von etwa 50 m² aufgeföhren. So soll durch eine Entflechtung des Baubetriebes der enge Terminrahmen mit einer Fertigstellung der Rohbauarbeiten bis zur Fußballweltmeisterschaft 2006 gewahrt werden. Am Südende knicken die neuen Tunnel zur Mitte hin ab und föhren direkt auf die Treppen am Übergang zur S-Bahn hin.

Bei diesem Konzept kann die Lage der Durchbrüche auf die Fugenteilung des vorhandenen Bahnsteigbauwerkes abgestimmt werden. Zugleich entsteht ein galerieartiger Verbindungsgang, mit dem die Umsteigebeziehung zur S-Bahn unabhängig von den am U-Bahnsteig wartenden Fahrgästen abgewickelt werden kann. Von den beiden Startschächten können mit einem Verbindungstunnel später Übergänge zu einer zweiten S-Bahn-Röhre geschaffen werden. Dann ist dort auch der Einbau von weiteren Aufzügen zwischen U-Bahn-Geschoss und der Oberfläche am Marienhof möglich.

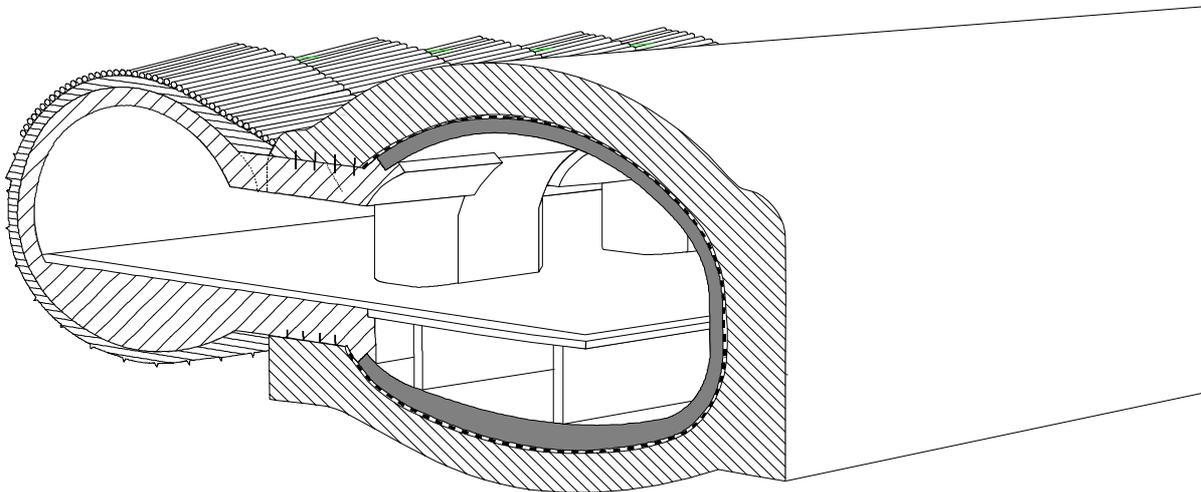


Bild 5: Bahnsteigröhre mit Erweiterungstunnel

Entscheidend bei den bergmännischen Vortriebsarbeiten für diese beiden Paralleltunnel, die mit einer Rohrschirmdecke als Sicherung aufgeföhren werden sollen, ist die Beherrschung der örtlich unter dem Neuen Rathaus vorliegenden Baugrund- und Grundwasserverhältnisse. Zuerst stehen mit einer Mächtigkeit von 2 – 5 m sandige Fein- bis Grobkiese des Quartärs an, teilweise als Auffüllung. Während in München allgemein mit mächtigen geschlossenen quartären Grundwasserhorizonten gerechnet werden muss, fehlt ein solcher hier als örtliche Besonderheit völlig. Lediglich mit einzelnen Quartärwässern infolge versickernder Niederschläge muss gerechnet werden.

In den darunter liegenden, grundwasserstauenden tertiären Schluffen und Tonen sind zwei mit 7,5 bis 12 m sehr mächtige und örtlich auch weitere geringmächtige Schichten aus teilweise schluffigem Fein- bis Mittelsand eingelagert. Sie föhren gespanntes Grundwasser. Die Grenzen zwischen diesen Schichten schwanken stark, bereichsweise um bis zu 7 m. So kommen die Firsten der neuen Erweiterungstunnel überwiegend in Schluff- und Tonschichten, örtlich aber auch in der oberen Tertiärsandschicht zu liegen. Von den Sohlen der Vortriebe wird fast überall die untere tertiäre Sandschicht angeschnitten. Am Südende des Westtunnels fehlen die eingelagerten Sandschichten möglicherweise völlig, während im Nordosten der obere Hauptsandhorizont mit dem Quartär in Verbindung steht.

Besondere Probleme bei diesem Bauvorhaben werfen die für die Vortriebsarbeiten durchzuführenden Wasserhaltungsmaßnahmen auf.

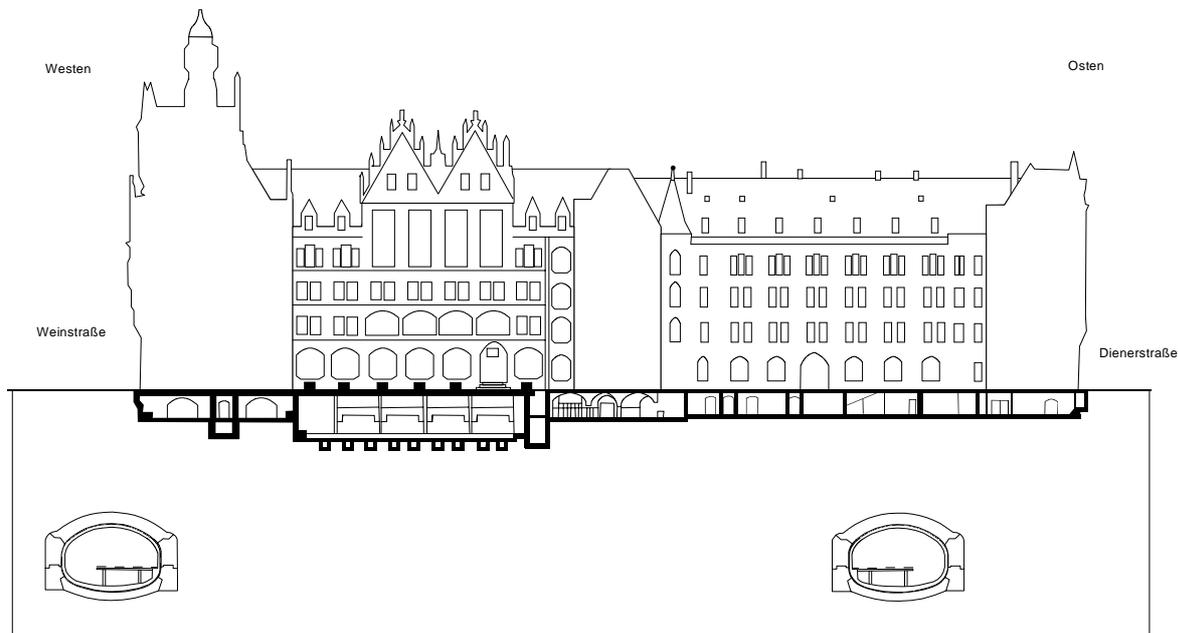


Bild 6: Lage der Bestandstunnel unter dem Rathaus

Das gesamte Neue Rathaus einschließlich der Innenhöfe ist vollständig unterkellert. Diese Räume nehmen teilweise die umfangreiche Haustechnik auf. Ansonsten sind sie durch den Ratskeller und als Lagerräume für die im Rathausgebäude angesiedelten Ladengeschäfte hochwertig genutzt. Wasserhaltungsmaßnahmen von den Kellergeschossen des Rathauses aus mussten daher ausgeschieden werden.

Auch mit Brunnenbohrungen von den umliegenden Straßen und Plätzen aus ist das Grundwasser im Baubereich nicht zu beherrschen, da die beiden vorhandenen U-Bahntunnel und die Schlitzwände des Verkehrsbauwerkes Marienplatz und des Zugangsbauwerkes in der Landschaftstraße absperrend wirken würden.

Eine weitere Erschwernis bei den Baumaßnahmen stellen die für die früheren Tunnelvortriebe ausgeführten und bis etwa 32 m unter Gelände reichenden Grundwasserabsenkbrunnen dar. Sie wurden durch alle tertiären Grundwasserhorizonte hindurch durchgehend verfiltert und stellen so hydraulische Kurzschlüsse zwischen den verschiedenen Sandhorizonten her. Beim Rückbau nach den seinerzeitigen Bauarbeiten wurden diese Brunnen nur verfüllt, so dass diese künstlichen Verbindungen (neben etwaigen natürlichen) bis heute weiter bestehen. Durch Umbaumaßnahmen in den Höfen des Rathauses und neu verlegte Versorgungsleitungen in der Diener- und Weinstraße sind diese Brunnenbohrungen heute nicht mehr auffindbar.

Bei der Abwägung zwischen Vortriebsvarianten mit Grundwasserabsenkung, Vereisung oder Druckluft entschloss man sich, für den Amtsentwurf eine Horizontalwasserhaltung von den beiden Startschächten aus auszuschreiben.

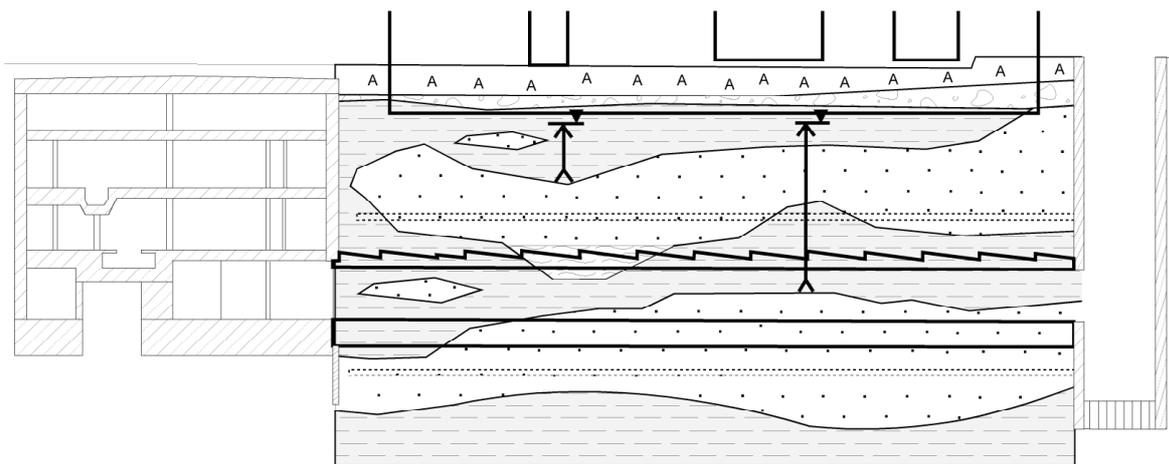


Bild 7: Baugrund- und Grundwasserverhältnisse (schematisch) mit Horizontalfilterbrunnen

Dabei sollen die beiden tertiären Hauptsandschichten oberhalb der Tunnelfirste und im Bereich der Strosse und Sohle der neuen Erweiterungstunnel durch je einen Schirm aus Horizontalbrunnen über und unter den Tunnelvortrieben abgesenkt bzw. entspannt werden. Diese Brunnen werden von den beiden Startschächten aus auf eine Länge von ca. 100 m als Sacklochbohrungen ausgeführt. Die Herstellung derart langer horizontaler Entwässerungsbohrungen, bei der der bisherige Erfahrungsbereich verlassen wird, stellt höchste Anforderungen an die Ausführungsqualität, insbesondere an die Lagegenauigkeit. Gefordert werden maximale Lageabweichungen von 0,5 m bzw. 1 % der Bohrlänge. Dazu soll ein verlaufsgesteuertes Bohrverfahren, das sog. „Horizontal Directional Drilling“, eingesetzt werden. Wegen erwarteter Störeinflüsse durch elektrische Leitungen in den Straßenzügen und im Keller des Rathauses gestaltet sich diese Steuerung hier besonders schwierig.

Die Herstellung der Entwässerungsbohrungen erfolgt im Zuge des Aushubes in den Bohrpfahlschächten von einzelnen Zwischenaushubsohlen aus. Dazu wird durch die unbewehrten Primärpfähle der Startschachtwände gebohrt. Ein unkontrollierter Bodenentzug muss dabei unbedingt vermieden werden. Zugleich müssen im Boden verbliebene Verpressanker der früheren Baugruben für die Treppenaufgänge am Marienhof durchörtert werden. Bei der Herstellung der Horizontalbrunnen soll zunächst eine verlaufsgesteuerte Pilotbohrung hergestellt werden. Danach erfolgt eine Aufweitung durch sog. Überwaschen, das Ziehen des Pilotgestänges, der Einbau des Filterrohres und das Entfernen des Überwaschrohres.

Wegen des schwankenden Reliefs der grundwasserstauenden Schichten werden für die hydraulisch wirksame Platzierung dieser Entwässerungsbohrungen hohe Planungsanforderungen gestellt. Im oberen Hauptsandhorizont sollen sie möglichst dicht über den stauenden Schichten verlaufen, um einen weitgehenden Absenkerfolg zu erzielen und keine Restwässer über dem Vortrieb zu belassen, die vom Tunnel aus mit Zusatzmaßnahmen beseitigt werden müssen. Andererseits muss ein Einbinden in den Stauer, das die Bohrung örtlich unwirksam machen würde, möglichst vermieden werden. Im unteren Hauptsandhorizont muss eine Grundwasserentspannung bis mindestens 1 m unter der Vortriebssohle erzielt werden. Nach Bedarf ist dabei auch eine Beaufschlagung der Filterstränge mit Vakuum vorgesehen.

Zur Dimensionierung der Horizontalbrunnenanlagen wurden umfangreiche instationäre und stationäre Pumpversuche durchgeführt. Für die Sande über den Tunnelfirsten ergaben sich die in München üblicherweise zu erwartenden Durchlässigkeitsbeiwerte von etwa $5 \cdot 10^{-5}$ m/s. Bemerkenswert ist aber, dass die Sandschichten unter den Tunnelvortrieben eine um fast eine Zehnerpotenz größere Durchlässigkeit haben. Danach ergab die Bemes-

sung für die obere Hauptsandlage 3 Horizontalfilterbrunnen über jedem Tunnelvortrieb; für die untere jeweils 6 Brunnen mit Filterdurchmessern DN 100. Die Fördermenge wurde für den oberen Sand mit bis zu 15 l/s und den unteren mit bis zu 30 l/s für jeden der beiden Tunnelvortriebe prognostiziert.

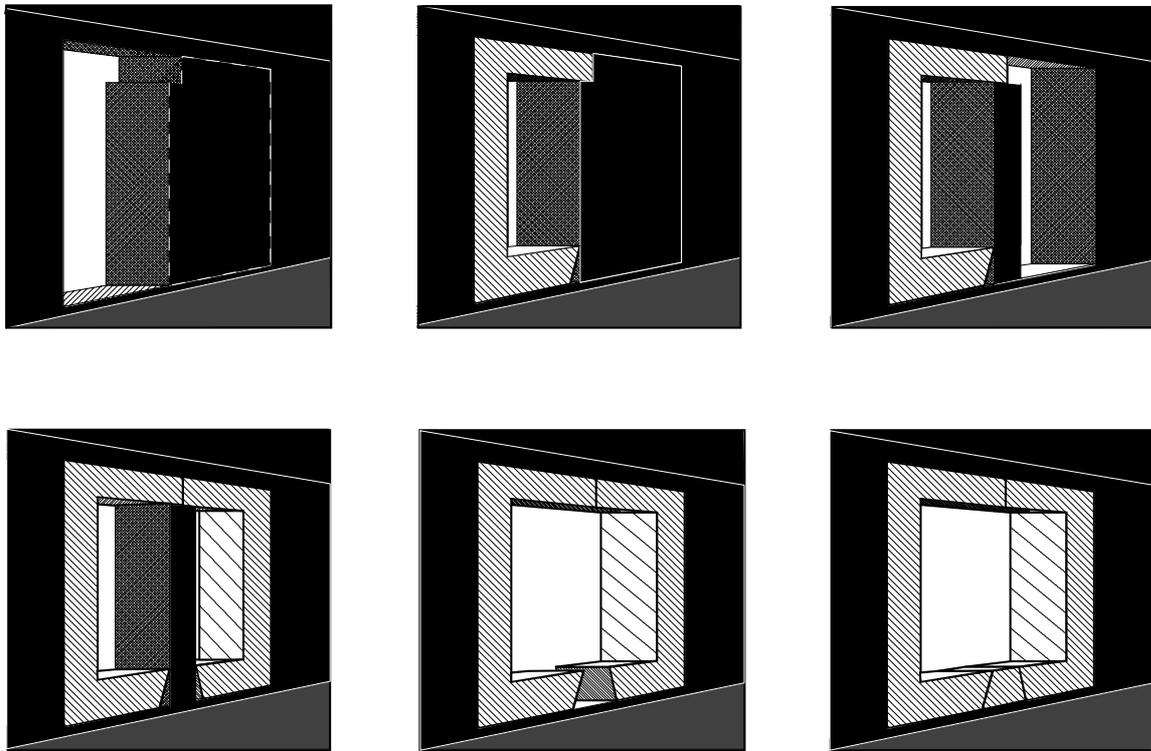


Bild 8: Abschnittsweise Herstellung der Durchbrüche

Nicht nur für die Vortriebsarbeiten selbst werden diese Wasserhaltungsmaßnahmen benötigt. Auch während der abschnittswisen Herstellung der Durchbrüche von den Erweiterungstunneln zum Bahnsteig und den damit einhergehenden Unterfangungen der bestehenden Tunnelnischen, die unter voller Aufrechterhaltung des U-Bahnbetriebes erfolgen müssen, muss beim Konzept des Amtsentwurfes die Wirksamkeit der Wasserhaltung über fast ein Jahr bis zur Fertigstellung der wasserundurchlässigen Innenschalen weiter sichergestellt sein.

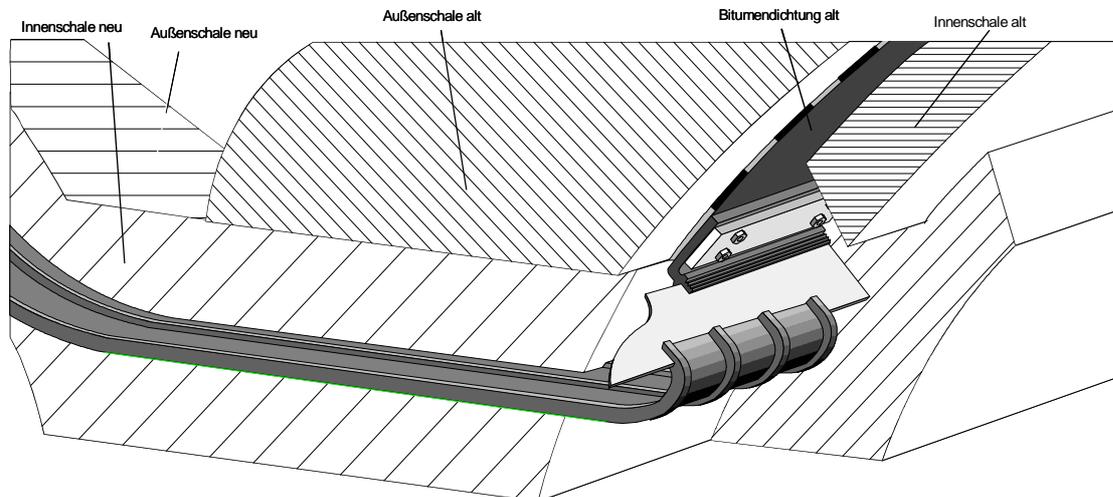


Bild 9: Fugenbandanschluss an die bestehende Abdichtung

Die bestehenden Bahnsteigtunnel wurden nach dem seinerzeitigen technischen Stand mit einer Abdichtung der Tunnelinnenschale aus bituminösen Bahnen ausgeführt. Auch der dichte Anschluss der neuen Abfangkonstruktionen aus wasserundurchlässigem Beton an diese Abdichtung erfordert einen hohen Aufwand. Die bestehenden Dichtungsbahnen sollen mit Handabbruch freigelegt und durch ein angeklebtes Fugenband mit den portalartigen Unterfangungsrahmen verbunden werden.

Das Bauvorhaben wurde im Dezember 2002 ausgeschrieben. Derzeit läuft die Angebotsauswertung. Man darf gespannt sein, ob der Amtsentwurf oder eines der eingereichten Nebenangebote das Rennen machen wird.

Literatur

- [1] Verkehrsaufkommen der U-Bahn
Erhebungen 1989/90
MVV Verkehrsforschung, Heft 17
- [2] Beier, W., Bürgerling, P.
Das Münchner U-Bahn-Netz – Konzeption und Verwirklichung
in U-Bahn für München – U-Bahn-Linie 8/1, S. 33 - 44
F. Bruckmann Verlag 1980
- [3] Joas, H.
Berliner Verbau und stählerner Maulwurf – Bauweisen und Konstruktionen über und unter der Erde
in U-Bahn für München – eine Dokumentation, S. 69 - 74
Süddeutscher Verlag 1971
- [4] Hanke, W.
Die U-Bahn-Tunnel unter dem Münchner Rathaus
Bauingenieur 44 (1969), S. 46 - 51
- [5] Oey, W., Back, M., Kuhn, W.
Die Installation eines Horizontalfilterbrunnens im Müll auf der Deponie Ihlenberg mit der verlaufgesteuerten Horizontalbohrtechnik zur Ableitung des Sickerwassers und des Deponiegases
Müll und Abfall 10 (2001), S. 596 – 599

Die Grenzen des dränierten Tunnels am Beispiel des Tunnel Euerwang der Eisenbahnneubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt

Dipl.-Ing. Christian Späth, Dipl.-Geol. Martin Gorisch
HOCHTIEF AG, NL München

1 Das Projekt



Euerwangtunnel

Bild 1: Projekt NBS Nürnberg – Ingolstadt

1.1 Die Strecke

Derzeit befindet sich die Neubaustrecke (NBS) von Nürnberg nach Ingolstadt in Bau. Die NBS ist 89 km lang und auf einer Strecke von 71 km durchgehend für 300 km/h ausgelegt. Die Züge werden auf der Strecke neun zweigleisige Tunnel mit einer Gesamtlänge von 25,6 km durchqueren. Über den längsten dieser Tunnel wird im Folgenden berichtet werden.

Nach Abschluss aller Bauvorhaben zwischen München und Berlin schrumpft die Fahrzeit von der Isar an die Spree von vormals sechs Stunden auf unter vier Stunden.

Die Bahntrasse verläuft südlich von Nürnberg zuerst entlang der existierenden Nebenfernstrecke Nürnberg – Regensburg, schwenkt dann Richtung Süden ab und verläuft weitgehend an der Bundesautobahn A9 Berlin – München. Die Bündelung beider Verkehrswege entspricht dem Ziel der bayerischen Landesplanung, einen bestehenden Verkehrskorridor zu nutzen und so Natur- und Siedlungsräume größtmöglich zu schützen.

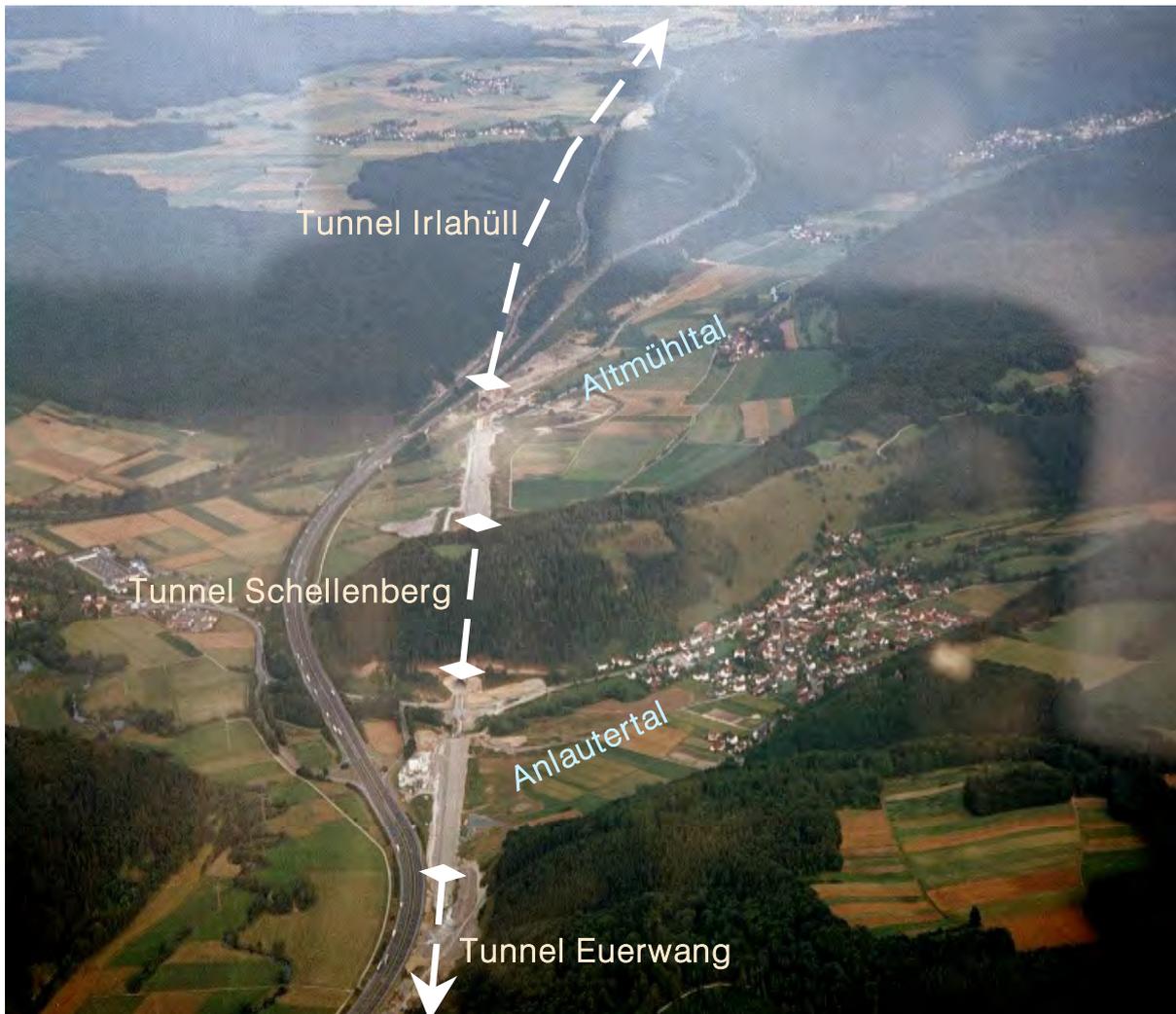


Bild 2: Topographie und Tunnel

Die Strecke ist nur schwer der Topographie anzupassen gewesen. Vom etwa 330 m über NN gelegenen mittelfränkischen Becken bei Nürnberg steigt die Trasse auf 500 m über NN im Bereich der fränkischen Alb an. Lediglich in den Tälern der Altmühl und der Anlauter, welche die fränkische Alb durchschneiden, liegt die Bahntrasse auf 375 m über NN. Von der Alb erfolgt der Abstieg in südlicher Richtung in das etwa 370 m über NN gelegene Donaubecken bei Ingolstadt.

Die Überwindung der Höhenunterschiede von der Albhochfläche in die Niederung der Täler erfolgt zumeist in Tunneln; einer davon ist der Tunnel Euerwang.

1.2 Der Tunnel Euerwang

Der Tunnel Euerwang ist mit einer Länge von 7.653 m der längste aller Tunnel der NBS und wird mit sieben Notausgängen in Form von befahrbaren Zugangsstollen und Schächten ausgestattet. Er überwindet einen Höhenunterschied von 30 m.

Der Tunnel wird in Spritzbetonbauweise mit einem zweischaligem Ausbau hergestellt.

1.3 Geologie

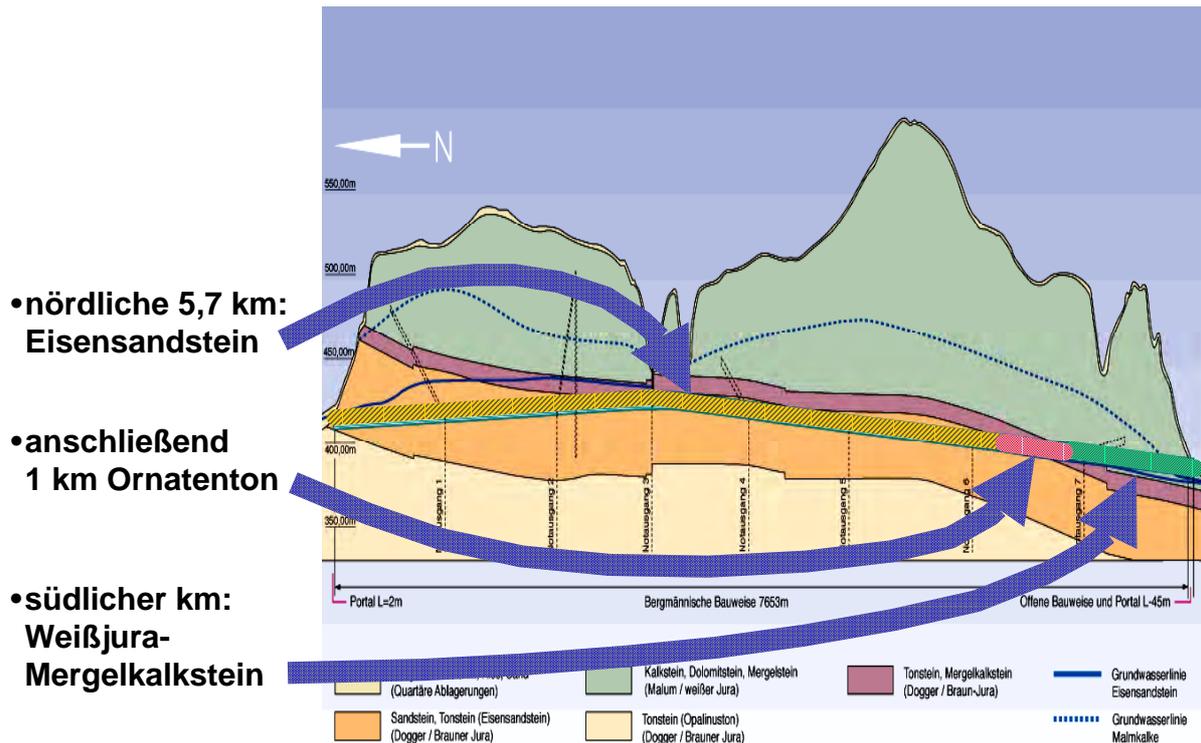


Bild 3: Geologie

Von Nord nach Süd durchquert der Tunnel Euerwang über eine Länge von etwa 5.700 m zuerst den sogenannten Eisensandstein mit einer Mächtigkeit von 30 bis 50 m. Der Eisensandstein besteht aus zwei Faziesbereichen, einer sandigen und einer tonigen Fazies. Die hier vorliegende Wechsellagerung aus Ton- und Sandsteinen ergibt einen sehr heterogenen Gebirgsaufbau mit z.T. sehr unterschiedlichen felsmechanischen Eigenschaften. So weisen die Sandsteine eine stark wechselnde Kornbindung auf, die teilweise sogar bis zur Kohäsionslosigkeit geht. Außerdem zeigen sie unter mechanischer Beanspruchung eine sehr schnelle Entfestigung.

In weiterer Folge durchfährt der Tunnel über eine Länge von zirka 1.000 m den sogenannten Ornatenton, der im bergfrischen Zustand als feingeschichteter, kaum geklüfteter Tonstein anzutreffen ist und liegt in den südlichen 1.000 m in den Oxford-Schichten, einer Wechselfolge von Mergelsteinen, Mergelkalksteinen und Kalksteinen.

1.4 Hydrogeologie

Im Bereich des Tunnels Euerwang existieren zwei von einander unabhängige Grundwasserstockwerke: Im nördlichen Bereich liegt der Tunnel auf einer Länge von zirka 5.700 m im Grundwasservorkommen des zum Braunen Jura zählenden Eisensandstein-Aquifers, wobei die Tunnelfirste bis zu 15 m unter dem Grundwasserspiegel zu liegen kommt. Im südlichen Abschnitt durchfährt der Tunnel den Weißjura-Aquifer, wobei dessen Grundwasserspiegel bis zu 34 m über der Tunnelfirste zu liegen kommt.

Das Grundwasservorkommen im Eisensandstein wird von den grundwasserstauenden Gesteinsabfolgen des Opalinustons unterlagert und von dem ebenfalls grundwasserstauenden zirka sechs Meter mächtigen Ornatenton überdeckt. Der Ornatenton fungiert sowohl als Grundwasserdeckschicht für den Eisensandstein-Aquifer als auch als Grundwassersohlschicht des überlagernden Weißjura-Aquifers, wodurch sich die Trennung und Gliederung der Grundwasserstockwerke im Tunnel Euerwang ergibt (siehe auch Abschnitt 4.5).

Der langfristige Wasserandrang wurde auf zirka 20 l/s prognostiziert.

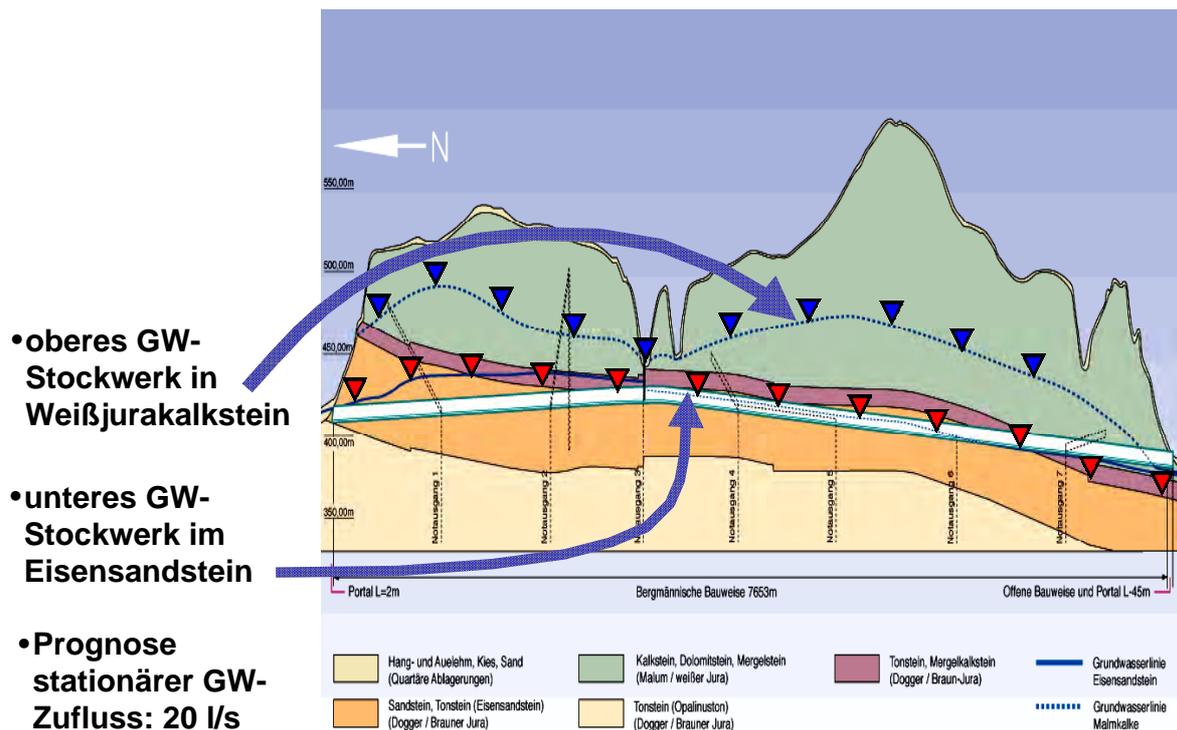


Bild 4: Hydrogeologie

2 Abdichtungs- und Entwässerungskonzept

2.1 Vorgaben aus der Planfeststellung

Der Tunnel liegt im Naturpark Altmühltal und stellt als solches nach Erkenntnis der Planer und Fachbehörden einen erheblichen Eingriff in die Grundwasservorkommen des Weißjuras und des Eisensandsteins, des als besonders schützenswert eingestuftes zweiten Grundwasserstockwerks, dar.

Das Entwurfskonzept sah eine generelle Tunnelentwässerung vor, mit Ausnahme eines 500 Meter langen Abschnitts im Bereich einer oberflächennahen Unterquerung eines Talbereichs und seiner begleitenden Störungszone. Hier sollte der Tunnel mit einer druckwasserdichten Rundumabdichtung ausgeführt werden.

Zur Minimierung des wasserwirtschaftlichen Eingriffes sah der Planfeststellungsbeschluss folgende prinzipielle Maßnahmen vor:

- Die Wasserausleitung ist in Summe für beide Portale mit maximal 7 l/s auf ein Drittel des prognostizierten Wasserandrangs begrenzt. Dies soll durch Plombierungen und Dichtinjektionen wasserführender Klüfte erreicht werden.
- Es ist sicher zu stellen, dass weder aus dem Tunnel Flüssigkeiten in das umgebende Gebirge noch Grundwasser in den Tunnel selbst gelangen kann.
- Zudem ist ein hydraulischer Kurzschluss zwischen den Grundwasserstockwerken zu verhindern.
- Soweit nach den hydrogeologischen Verhältnissen möglich, ist das in der Entwässerung geführte Wasser in Tunnelabschnitten, in denen der Grundwasserspiegel unterhalb der Bauwerkssohle liegt, zu versickern.

2.2 Entwurfskonzept

- GW-Drainage + Regenschirm-Abdichtung über 7,2 km in 2 Abschnitten

- Rundum-Abdichtung über 500-m-Strecke (Tal-Einschnitt)

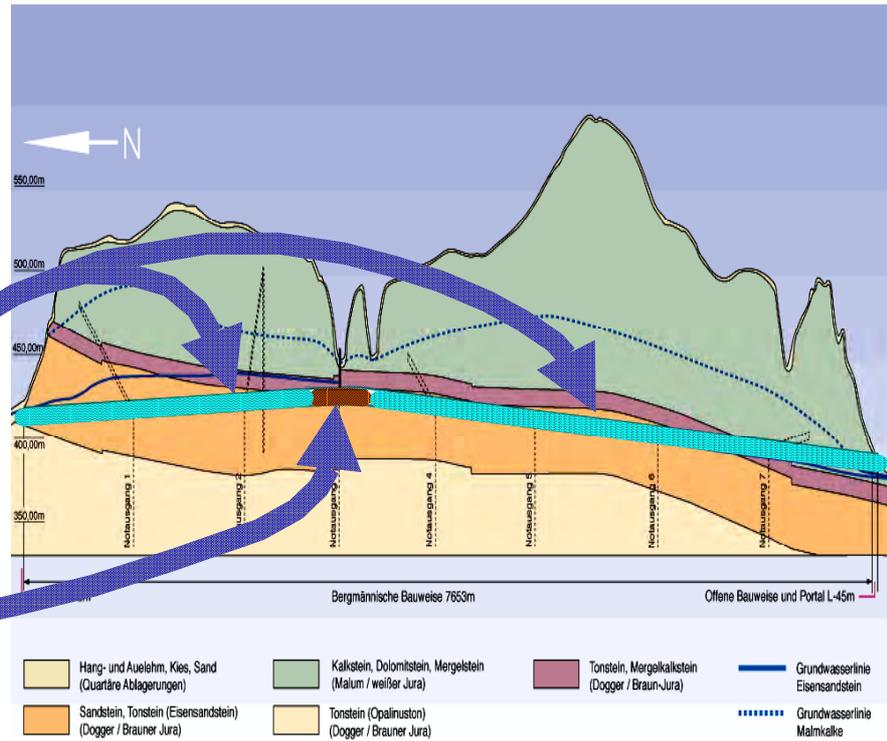


Bild 5: Ausgeschriebenes Entwässerungskonzept

Der Tunnel wurde entsprechend den einschlägigen Regelwerken der Deutschen Bahn AG für die Bereiche mit Entwässerung mit einer einlagigen 2 mm starken Kunststoffdichtungsbahn (KDB) im Gewölbe und einer Sohle aus wasserundurchlässigem Beton mit Fugenbändern geplant. Diese Ausführung wird auch als Regenschirmabdichtung bezeichnet.

Im Bereich einer Talunterquerung wird der Tunnel mit einer 3 mm starken Rundumabdichtung in Sohle und Gewölbe wasserdruckhaltend ausgebildet.

- Regenschirm-abdichtung

- Sohle aus WU-Beton

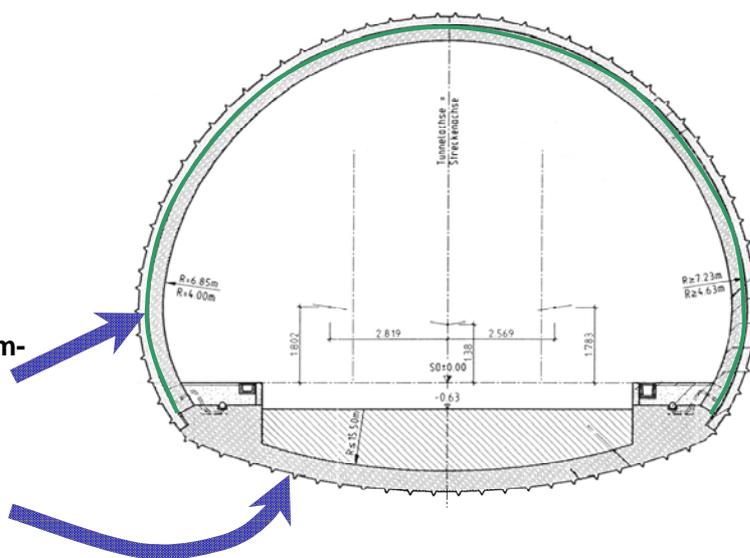


Bild 6: Regenschirmabdichtung

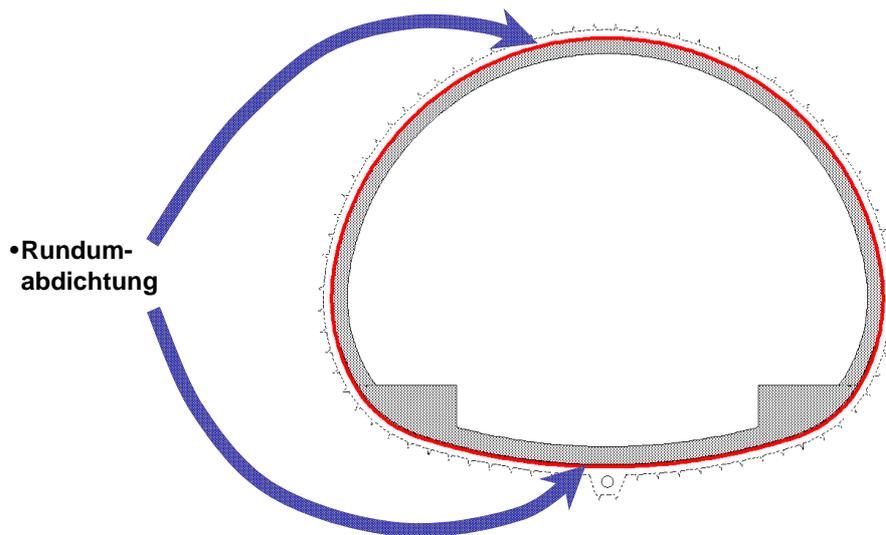


Bild 7: Rundumabdichtung

Zur Wasserfassung und Sicherstellung der Druckentlastung im Bereich der Regenschirmabdichtung ist zwischen Spritzbetonaußenschale und Innenschale beidseitig ein in Tunnel-längsrichtung verlaufendes Kammerdrän vorgesehen. Das Kammerdrän hat einen Querschnitt von 300 / 40 mm und besteht aus einer Art Noppenfolie mit Geotextilmantelung. Durch diese Umhüllung sollen die in Dränagen anfallenden Sedimente, die zum Teil aus dem umgebenden Boden stammen, reduziert werden. Im Abstand von 50 m wird das Kammerdrän mit einem Siphon an eine Entlastungs- oder Reserveleitung DN 150 angeschlossen.

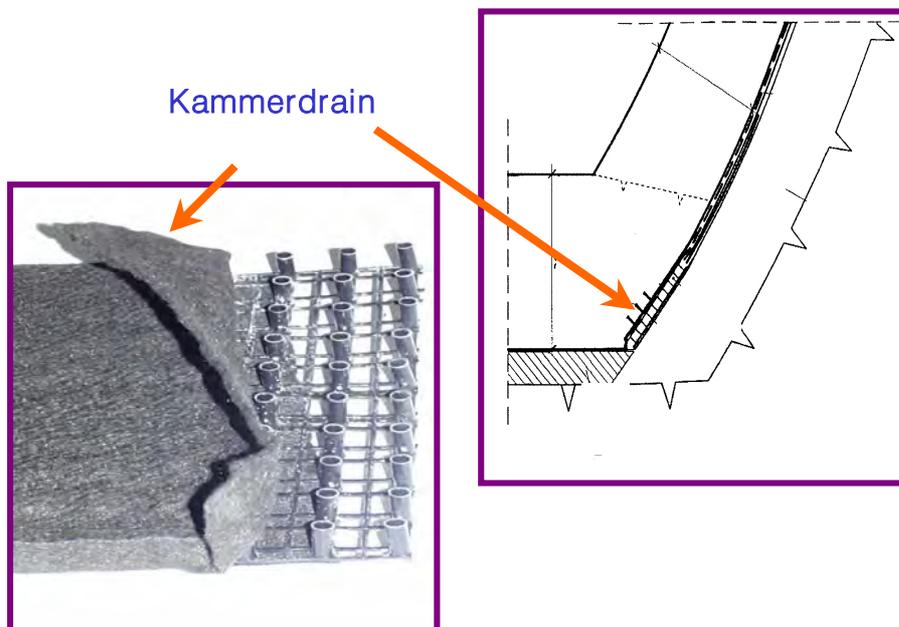


Bild 8: Anordnung des Kammerdräns

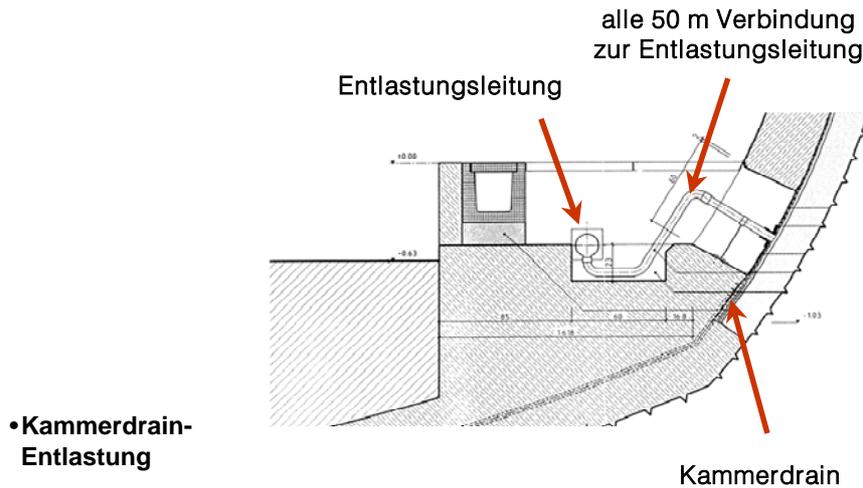


Bild 9: Entlastung des Kammerdräns

Im südlichen Bereich, in dem der Tunnel im Oxford liegt und der Grundwasserspiegel des Weißjura-Aquifers bis unter die Tunnelsohle absinkt, ist eine Sohlplatte mit darunter liegendem Sohlfilter zur Wasserfassung, Ableitung und Versickerung vorgesehen. Der Sohlfilter ist 45 cm stark und besteht aus einer enggestuften Kieskörnung. Insgesamt sind die in der folgenden Abbildung beschriebenen Abdichtungs- und Dränageelemente vorgesehen:

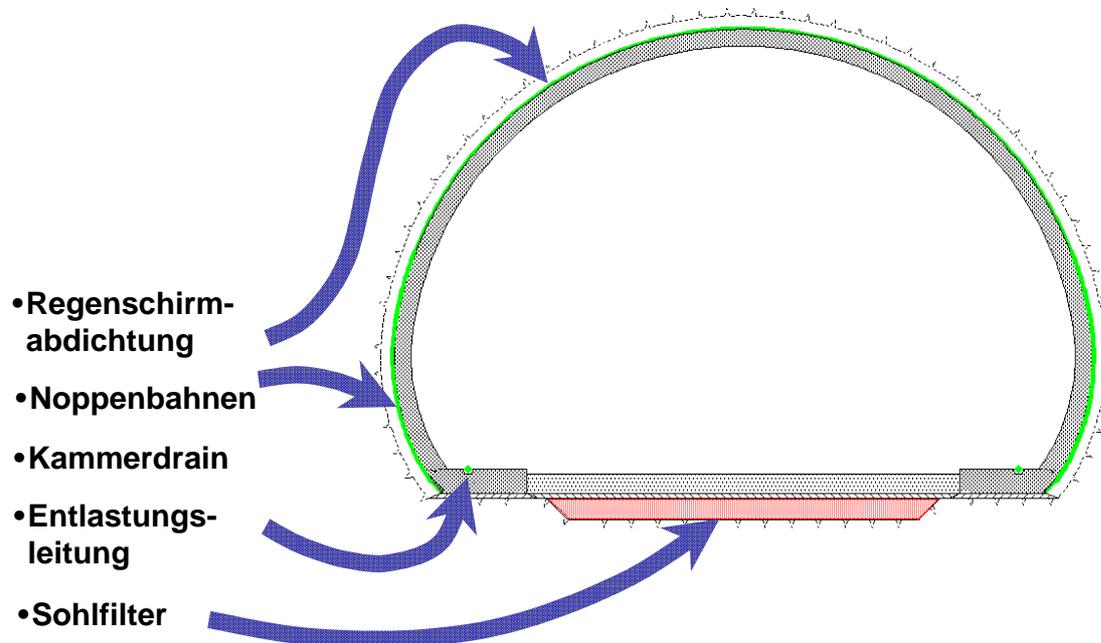


Bild 10: Entwässerungselemente in dränierten Tunnelstrecken

3 Geologische und hydrogeologische Komplikationen

3.1 Menge und Art des Grundwasserzutritts

Der Eisensandstein des Braunjura im nördlichen Tunnelabschnitt war nach den Vorerkundungen in den ingenieur- und hydrogeologischen Gutachten als Kluftgrundwasserleiter beschrieben worden. In der Praxis zeigte er aufgrund einer unvollkommenen Diagenese über große Strecken das Erscheinungsbild eines Porengrundwasserleiters.

Während der Vortriebsarbeiten wurde ein bauzeitlicher Abfluss über die Gesamtlänge des Tunnels von zirka 60 l/s im Durchschnitt gemessen, wovon zirka 50 l/s auf den Nordabschnitt im Bereich des Eisensandsteins und zirka 10 l/s auf den Südabschnitt entfallen. Der längerfristig prognostizierte Wasserandrang wurde damit erheblich überschritten.

Die natürliche Ausgangsdurchlässigkeit im Eisensandstein wurde mit zirka $2,4 \cdot 10^{-7}$ m/s festgestellt. Aufgrund des erhöhten Wasserandrangs wäre ein Durchlässigkeits-Sollwert von zirka $4,3 \cdot 10^{-9}$ m/s erforderlich gewesen, um den Wasserandrang auf die geforderten maximal 7 l/s zu begrenzen. Dies entspricht einer 56-fachen Verbesserung gegenüber dem Ausgangswert.

Es wurden Testinjektionen mit Zementsuspension im Eisensandstein durchgeführt, die lediglich eine Verbesserung auf das 5-fache des Ausgangswertes ergaben. Um dem geforderten Ziel der Begrenzung des Wasserandrangs näher zu kommen, wären weitergehende Maßnahmen wie der Einsatz von Fein- oder Feinstbindemitteln oder sogar Acrylaten und eine Verdichtung des Injektionsrasters erforderlich gewesen. Alles in allem wären solche Maßnahmen mit einem sehr hohen finanziellen und zeitlichen Aufwand verbunden.

Da demnach Injektionen zur Reduzierung des Wasserandrangs wirtschaftlich keinesfalls durchführbar waren, würden die in der Planfeststellung festgelegten zulässigen Ableitungsmengen erheblich überschritten werden.

3.2 Aufrechterhaltung eines Quellzulaufs

Der Oxford im südlichen Tunnelabschnitt war wie prognostiziert ein Kluftgrundwasserleiter. Im Zuge der Vortriebsarbeiten wurde eine wasserführende Kluft mit einer Schüttung von 13 l/s angefahren. Das Anfahren der Kluft hatte das gleichzeitige Versiegen einer naheliegenden Quelle zur Folge, so dass nach Vorgaben des Wasserwirtschaftsamtes, der Quellzulauf reaktiviert werden musste.

Damit waren Plombierungen oder Injektionen im Kluftbereich nicht angebracht, da die Gefahr bestand, den Abfluss zur Quelle ebenfalls zu verplomben und so das Wasser in andere Kluftstrukturen umzuleiten.

3.3 Versinterungs- und Verockerungsgefahr

Das Grundwasser des Eisensandsteins hat einen merklichen Kalkanteil, welcher bei Druckentlastung oder Temperaturerhöhung auszufallen droht. Die Druckentlastung findet schon beim Eintritt des Grundwassers in das Kammerdrän statt. Des weiteren haben Bergwasseranalysen ein hohes Verockerungspotential für das Grundwasser des Eisensandsteins ergeben. Verockerungen treten auf, wenn zweiwertiges Eisen (Fe^{2+}) gelöst im Grundwasser vorliegt und bei Zutritt von Sauerstoff im Bereich des Dränelements zu wasserunlöslichem dreiwertigem Eisen (Fe^{3+}) oxidiert. Beschleunigt werden diese Vorgänge oftmals durch Bakterien, so dass man auch von biogenen Ablagerungen spricht.

Der Ausfall von Kalk und dreiwertigem Eisenoxid führt dazu, dass sich die Geotextilmhüllung schnell zusetzen wird, so dass kein Wasser mehr in das Dränelement gelangen kann.

Verschärft wird das Problem durch die zwangsläufige Mischung der im südlichen Tunnelabschnitt auszuleitenden Grundwässer aus den Braunjura- und Weißjura-Aquiferen. Untersu-

chungen haben ergeben, dass starke Mischungsausfällungen im Bereich der Zusammenführung in den Dränageelementen zu befürchten sind.

Die Konzeption des Kammerdräns lässt keinerlei Spül- und Wartungsmöglichkeit zu, so dass kein durchgängiger, längslaufender Fließkanal auf Dauer sichergestellt ist. Das als Reserve vorgesehene Überlaufsystem, an welches das Kammerdrän alle 50 m angeschlossen ist, wird voraussichtlich die Hauptentwässerung darstellen, kann aber zwangsläufig bei einem Versagen des Kammerdräns auch nicht mehr funktionieren. Die Wasserableitung und Druckentlastung wäre somit nicht mehr sichergestellt.

4 Realisiertes Abdichtungs- und Entwässerungskonzept

4.1 Lösungsansätze

Im Zuge der Realisierung des Tunnels Euerwang musste ein Entwässerungs- und Abdichtungskonzept gefunden und entwickelt werden, das den neuen Erkenntnissen gerecht wurde. Wesentliche Kriterien wie der stark erhöhte Bergwasserzutritt und das Wissen über Ausfällungsprodukte aus chemischen und biochemischen Prozessen vor allem im Grundwasser des Eisensandsteins fordern ein Konzept, das die Abflussmenge klein hält und Einrichtungen an der Entwässerung vorsieht, so dass diese zuverlässig und leicht zugänglich für Inspektionen und Wartungsarbeiten ist. Im Wesentlichen werden diese Anforderungen erfüllt, wenn der Tunnel wasserdruckdicht ausgebildet wird oder spülbare Entwässerungsleitungen mit geeigneten Inspektions- und Wartungsschächten eingebaut werden.

4.2 Abdichtung im Bereich des Eisensandsteins

In der nördlichen Tunnelhälfte treten mehr als zwei Drittel des gesamten Wasserandrangs zu. Es wurde daher der gesamte Nordabschnitt auf einer Länge von zirka 6.250 m mit einer Rundumabdichtung druckwasserdicht ausgebildet. Aufgrund der wasserdruckdichten Auslegung des Tunnels erfolgt keine Ausleitung von Grundwasser in diesem Abschnitt.

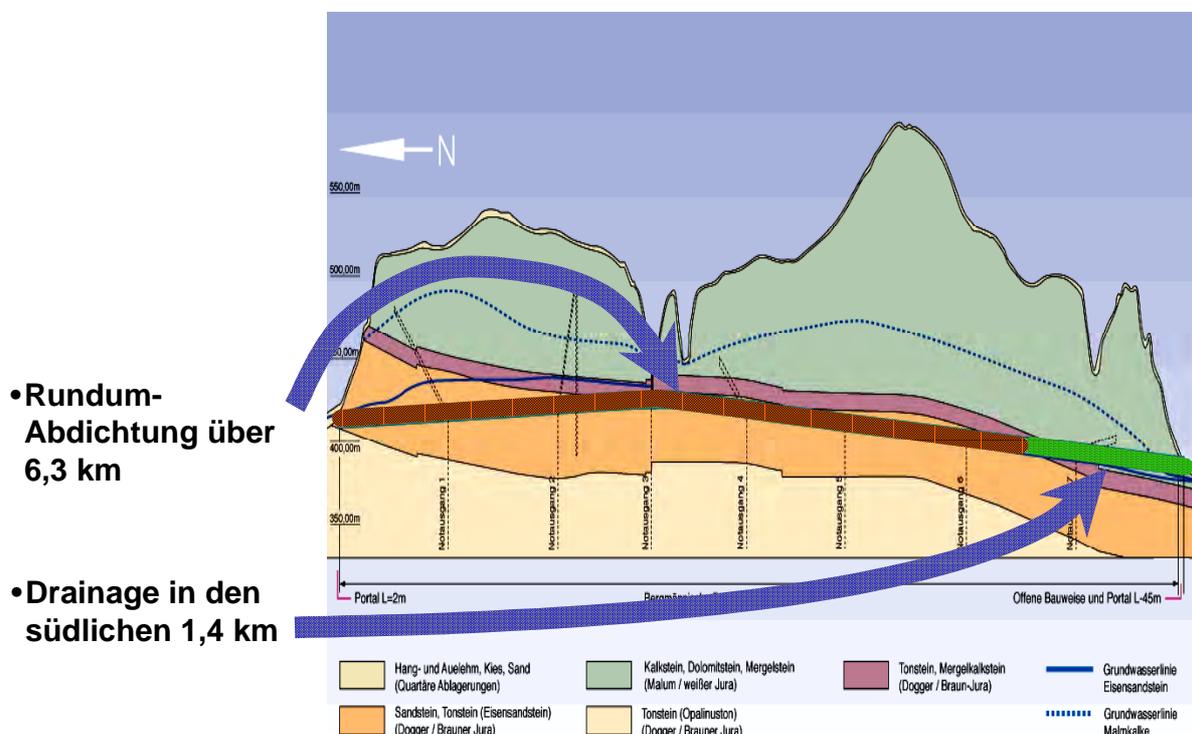


Bild 11: revidiertes Abdichtungskonzept

Da beim Tunnelvortrieb keine Störungen mit auffälligen Wasserwegsamkeiten angetroffen wurden, konnte davon ausgegangen werden, dass es keine hydraulische Verbindung zwischen den beiden Grundwasserstockwerken des Eisensandstein-Aquifers und des darüber liegenden Weißjura-Aquifers gibt. Ansonsten hätte die Tunnelinnenschale auf einen Bemessungswasserdruck von zirka 80 m über Schienenoberkante ausgelegt werden müssen oder eine Druckentlastung eingesetzt werden müssen.

So muss die Tunnelauskleidung bis zur Talunterquerung auf einer Länge von zirka 2.750 m auf einen Druck von bis zu 25 m Wassersäule über Schienenoberkante bemessen werden. Da der Sohlvortrieb zu diesem Zeitpunkt im Nordabschnitt des Tunnels noch nicht fertiggestellt war, konnte ohne größere Umstände auf die Bemessungswasserdrücke reagiert werden und ein Sohlgewölbe mit einem entsprechend tiefem Sohlstich hergestellt werden.

Im Bereich der Talunterquerung ergeben sich auf einer Länge von 500 m keine Änderungen des Entwässerungskonzeptes, da in diesem Bereich ohnehin eine druckdichte Ausbildung der Tunnelröhre in der Entwurfsplanung vorgesehen war.

Südlich der Talunterquerung bis zum Eintritt in den Ornatenton, der die beiden Grundwasserstockwerke voneinander trennt, wird der Tunnel auf einer Länge von zirka 3.000 m ebenfalls druckdicht ausgeführt. Der Bemessungswasserdruck reduziert sich in diesen Bereichen auf maximal 10 m über Schieneoberkante, so dass die zum Teil bereits hergestellten flachen Sohlgewölbe beibehalten werden konnten.

Der gesamte Nordabschnitt erhält eine Rundumabdichtung für Sohle und Gewölbe in Form einer lose verlegten Kunststoffdichtungsbahn (KDB) mit 3 mm Dicke aus PE-LD auf einem Geotextil mit 500 g/m². In jeder Blockfuge werden umlaufend außenliegende 6-stegige Schottfugenbänder mit einer Breite von 600 mm vom Typ SAA verlegt. Die Ankerhöhe beträgt 30 mm. Mittig auf dem Fugenband wird entsprechend den DB-Vorschriften ein Zellelastomer mit den Abmessungen 30 / 70 mm zur Vermeidung von Beschädigungen im Bereich der Blockfugen angebracht. Zwischen den Stegen werden im Firstbereich Injektionschläuche befestigt, über die während der Betonage entlüftet und falls erforderlich nachverpresst werden kann. Die Fugenbänder dienen dazu, im Falle von Undichtigkeiten der Kunststoffdichtungsbahn, den Schadensbereich eingrenzen zu können.

4.3 Modifizierte Entwässerung im Bereich des Weißjura

Im südlichen Tunnelabschnitt wird eine Tunnelentwässerung auf einer Länge von zirka 1.350 m mit Ausnahme des Bereichs des Quellzulaufs beibehalten. Vom Prinzip bleibt die im Gewölbe lose verlegte Regenschirmabdichtung mit einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB) mit einer Dicke von 2 mm erhalten. Auch die Sohle wird wie im Entwurfskonzept zur Planfeststellung vorgesehen aus wasserundurchlässigem Beton mit außenliegenden Fugenbändern vom Typ SAA 400 hergestellt. Am Südportal reduziert sich die zu erwartende stationäre Wassermenge auf zirka 2 l/s, so dass die Auflagen der Wasserwirtschaft aus der Planfeststellung von maximal 7 l/s sicher eingehalten werden können.

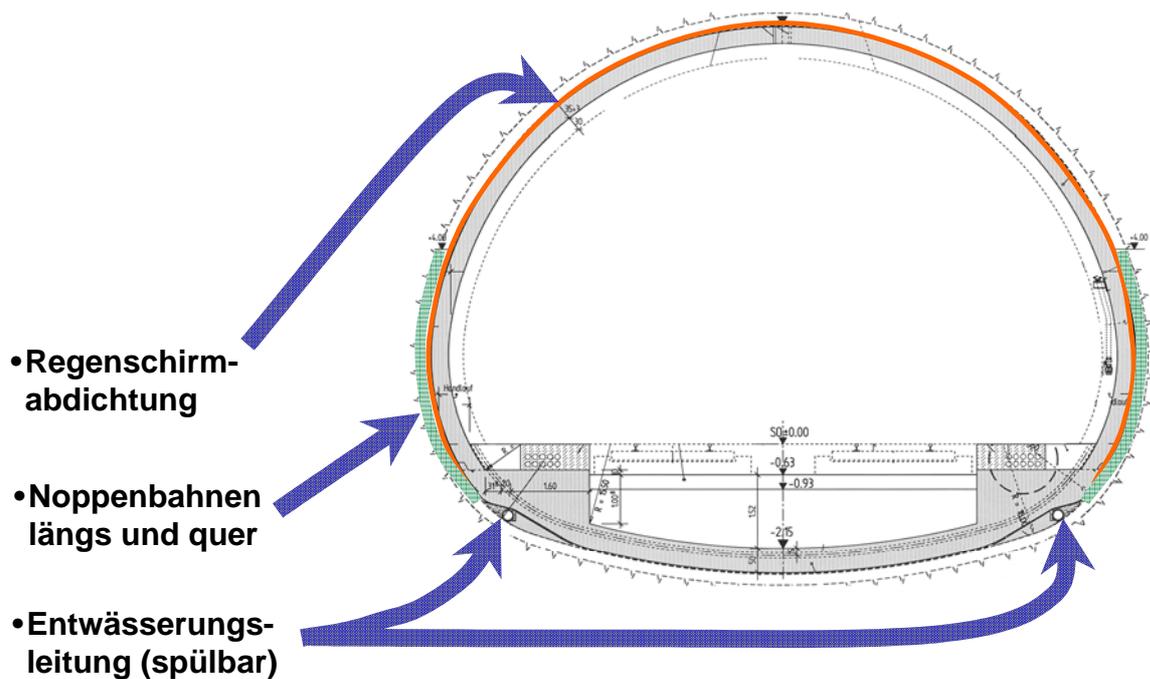


Bild 12: Revidiertes Drainagekonzept Strecken mit Sohlgewölbe

Wesentliche Änderungen wurden jedoch am System der Entwässerung selbst durchgeführt. So entfällt das Kammerdrän in Bereichen mit Sohlgewölbe und -platte vollständig. Stattdessen wird beidseitig im Tunnel im Bereich der Sohlbankette eine spülbare Entwässerungsleitung mit Schachtabständen von maximal 100 m angeordnet. Für die Entwässerungsleitung werden Deponiesickerrohre nach DIN 4266 Teil 1 mit einem Außendurchmesser von 225 mm, einer Wandstärke von 12,8 mm und mit einer Wassereintrittsfläche von größer als $100 \text{ cm}^2/\text{m}$ verwendet. Die Rohre weisen gegenüber den üblicherweise in Tunnelbauwerken eingesetzten Entwässerungsrohren eine größere Wandstärke und damit eine erhöhte Stabilität auf. Zudem ist bei der Ausbildung als Sickerrohrleitung eine größere Schlitzweite herstellbar, was gemäß einer Untersuchung zum Versinterungsverhalten von Dränrohren an der Universität Bochum im Februar 1999 zu einem geringeren Versinterungsverhalten führt. Es wurde für diese Rohre eine Schlitzweite von 8 mm bei einem umgebenden Filterkies 8/16 mm gewählt.

Durch die Anordnung der Sickerrohre im Sohlbetonquerschnitt wurde keine zusätzliche Profilierung der bereits hergestellten Spritzbetonaußenschale erforderlich.

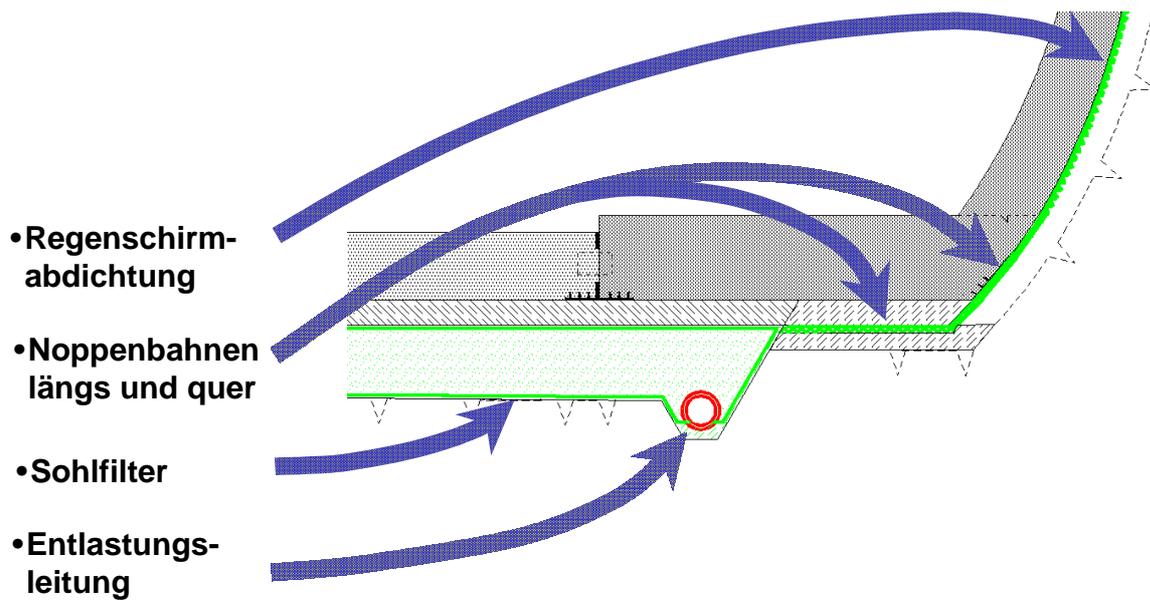


Bild 13: revidiertes Abdichtungskonzept in Strecken mit Sohlplatte und Sohlfilter

In Streckenabschnitten mit Sohlplatte werden im Sohlfilter zur Entlastung ebenfalls beidseitig Deponiesickerrohre mit einem Schachtabstand von maximal 100 m eingesetzt. Die Schlitzweite der Rohre wird hier in Korrelation zum enggestuften Filterkies auf 4 mm begrenzt. Anstelle des Kammerdräns wird eine längslaufende Noppenbahn mit einem Querschnitt von 300/20 mm verlegt. Diese Noppenbahn wird über eine weitere Noppenbahn einmal pro Block mit dem Filterkies unterhalb der Sohlplatte verbunden.

4.4 Abdichtung im Bereich des Quellzulaufs

Der Bereich des Quellzulaufs ist im ansonsten dränierten Südabschnitt des Tunnels Euerwang gelegen. Auf einer Länge von zirka 60 m wird der Tunnel dort ebenfalls wasserdruckdicht ausgebildet. Das abzuleitende Bergwasser wird über Vollrohre durch diesen Bereich hindurch geleitet.

Durch die Rundumabdichtung kommt es in diesem Bereich zu einem Wasseraufstau. Um den Wasseraufstau auf diesen Bereich zu begrenzen und ein Abströmen des Bergwassers in Tunnel längsrichtung hin zu den benachbarten dränierten Bereichen zu verhindern, wurden an den Übergangsbereichen jeweils Injektionskrägen vor dem Einbau der Innenschale hergestellt. Diese Maßnahme wurde mittlerweile erfolgreich ausgeführt, so dass die Quelle wieder reaktiviert werden konnte.

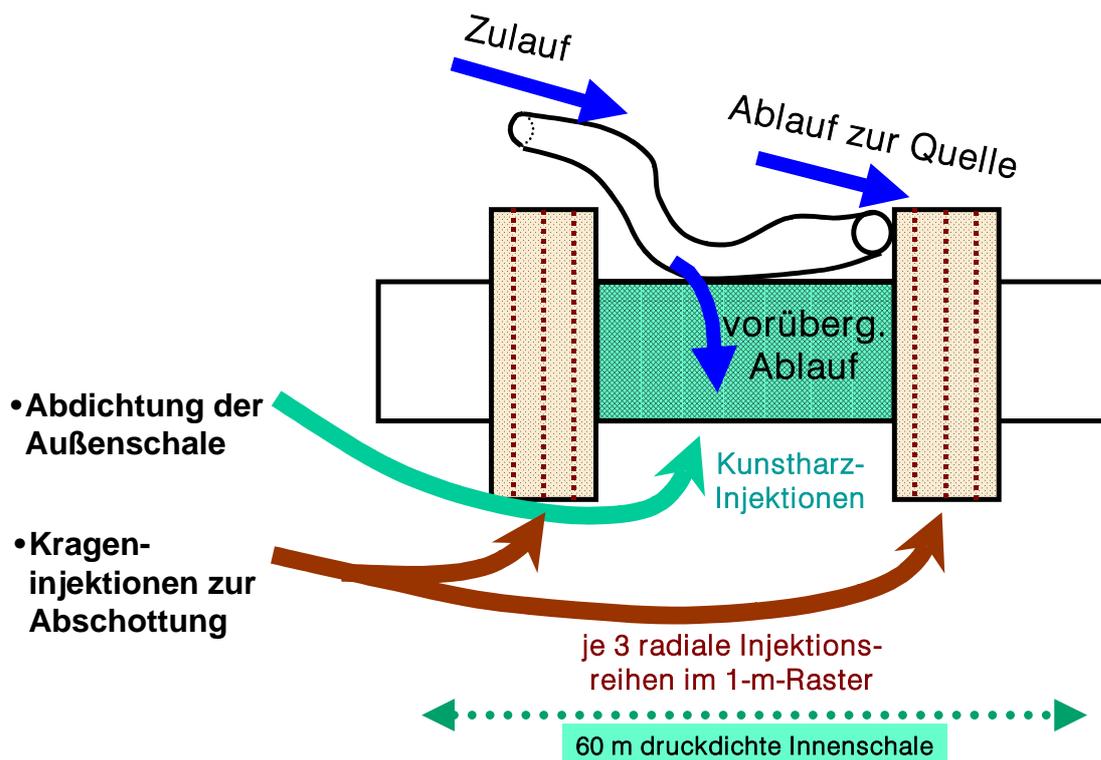


Bild 14: Abdichtung eines Quellzulaufs

4.5 Alternativlösung für hohe Wasserdrücke

Da der Tunnel Euerwang größtenteils im 2. Grundwasserstockwerk liegt, stellte sich die Frage, ob der Grundwassertauer des oberen Aquifers dicht ist, oder ob – z.B. an Störungszonen – sich der Druck des oberen Wasserspiegels in das untere Stockwerk überträgt. In diesem Fall hätte die Tunnelkonzeption Wasserdrücke von bis zu 80 m Wassersäule berücksichtigen müssen.

Bei einer druckdichten Ausbildung eines Tunnels ergeben sich oftmals Bemessungswasserdrücke von weit über 30 m Wassersäule. Aus technischer Sicht sind solche Wasserdrücke nur mit großem Aufwand hinsichtlich der Anforderungen an die Abdichtung und mit sehr dicken und hoch bewehrten Betoninnenschalen zu beherrschen. Um die Wasserdruckbelastung der Tunnelauskleidung zu begrenzen, kann eine Druckentlastung eingebaut werden. Die Druckentlastung stellt sicher, dass durch die Entnahme von Grundwasser ein maximal zulässiger Druck auf die Innenschale nicht überschritten wird. In definierten Abständen wird das Wasser über Drucktöpfe in der Innenschale gefasst und einer im Tunnel liegenden Druckleitung zugeführt. Die Druckleitung mündet an ihrem Ende im Portalbereich des Tunnels in einem Druckregler, z.B.: einem Überlauftopf mit Kugelverschluss und Gewichten, die auf den zu begrenzenden Wasserdruck eingestellt sind. Glücklicherweise konnte im vorliegenden Fall der Grundwassertauer als dicht angesehen werden, so dass das hier beschriebene Konzept nicht in die Praxis umgesetzt werden musste. Als Praxis-Beispiel sei an dieser Stelle nur auf die im Tunnel Freudenstein eingesetzte Druckentlastung verwiesen.

- Druckentlastung:**
- nur im nördlichen Tunnelabschnitt
 - dort Bemessung der Innenschale auf bestimmtes Druckniveau
 - Druckentlastung als Absicherung gegen eventuellen Druckeinfluss aus oberem GW-Stockwerk

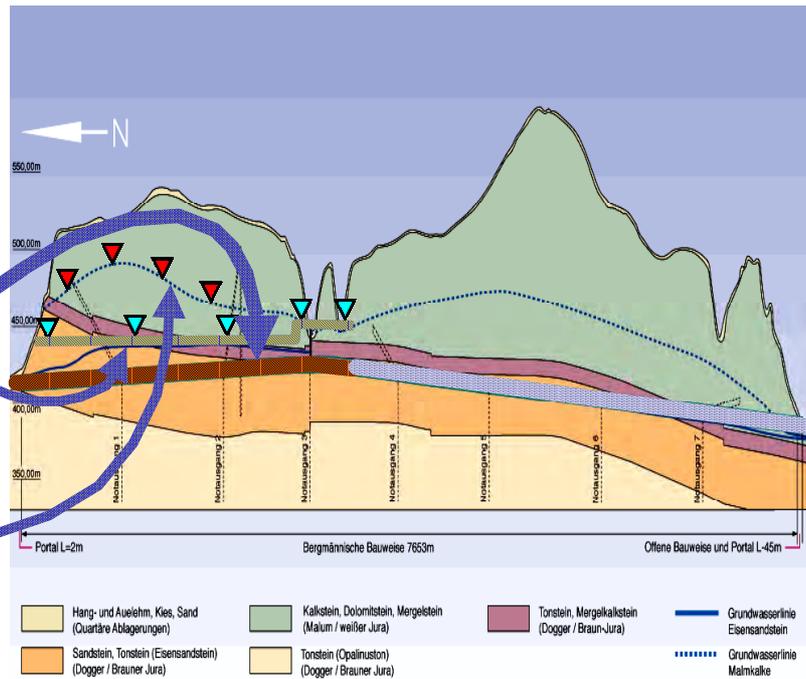


Bild 15: Konzeption einer Druckentlastung

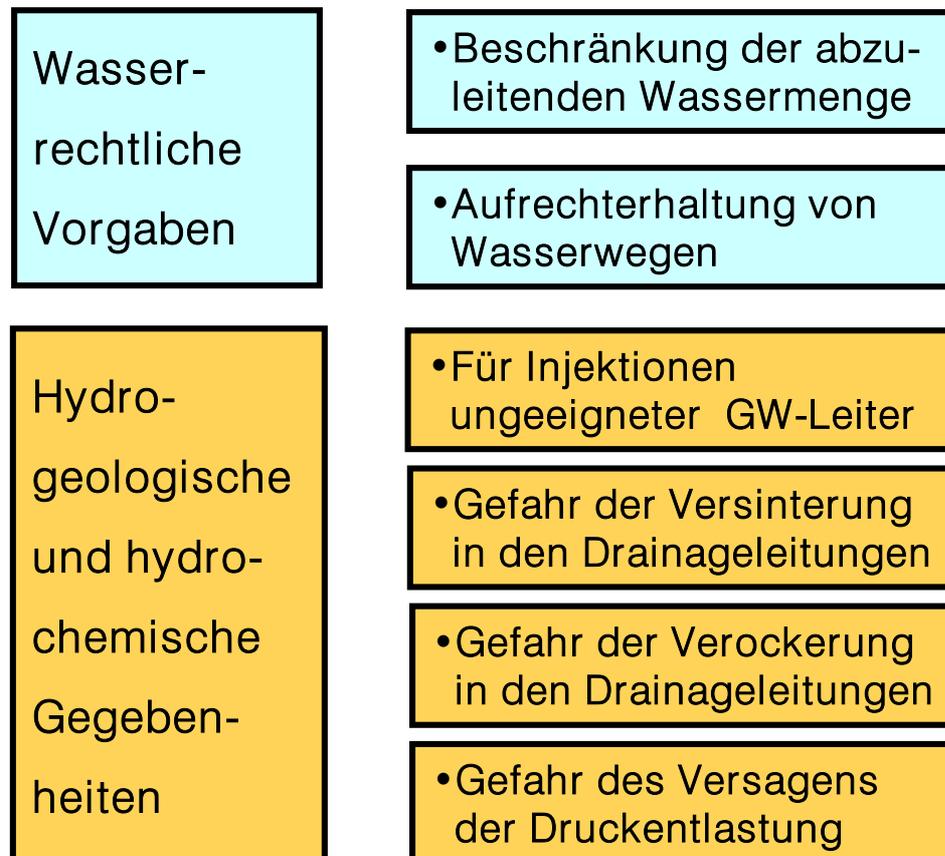


Bild 16: Grenzen des dränierten Tunnels

5 Grenzen eines dränierten Tunnels

Das Beispiel des Tunnels Euerwang zeigt, dass eine Vielzahl von Gründen über die Machbarkeit eines dränierten Tunnels entscheiden; ein Ausführungskonzept, dem oftmals in der Projektierungsphase als die kostengünstigere Variante gegenüber einem druckwasserdichten Tunnel mit Rundumabdichtung der Vorzug gegeben wird.

Im Wesentlichen sind folgende Einflussfaktoren für die Realisierung eines dränierten Tunnels maßgeblich:

- Wasserrechtliche Vorgaben und Einschränkungen hinsichtlich der Art und Größe des Eingriffs in den Grundwasserhaushalt:
So waren am Tunnel Euerwang die Begrenzung des maximalen Abflusses und die Vorgaben hinsichtlich der Aufrechterhaltung von Wasserwegen mit entscheidend dafür, dass weite Bereiche druckwasserdicht ausgeführt werden müssen.
- Geologische und hydrogeologische Eigenschaften des Gebirges:
Für eine wirtschaftliche Reduzierung des Wasserandrangs durch Injektionsmaßnahmen war vor allem das Erscheinungsbild des Eisensandsteins als Porengrundwasserleiter nicht geeignet. Darüber hinaus hat das Grundwasser im Eisensandstein einen merklichen Kalkanteil und neigt in hohem Maße zu Verockerungen, beides Faktoren, die die Dauerhaftigkeit von Dränagen stark beeinflussen. Wenn darüber hinaus noch Dränagesysteme verwendet werden, deren Spül- und Wartungsmöglichkeit nicht uneingeschränkt möglich ist, besteht die Gefahr, dass die Wasserableitung nicht mehr gegeben ist und somit die Druckentlastung des Tunnelbauwerkes selbst nicht mehr gewährleistet werden kann.

Wasserhaltungen in unterschiedlichen Grundwasserleitern – ausgeführte Projekte

Dipl.-Ing. (FH) H. Drexel
LGA-Grundbauinstitut, Nürnberg

Dipl.-Ing. E. Hanke
Baudirektor a.D., Eckental

1 Einleitung

Der Beitrag soll einen praxisbezogenen Einblick in die Bauaufgabe „Grundwasserabsenkung“ geben. An ausgeführten Projekten werden Grundwasserhaltungen in unterschiedlichen Grundwasserleitern vorgestellt (Poren-, Kluft- und Karstgrundwasserleiter). Neben bewährten Verbau- und Wasserhaltungskonzepten werden besondere Randbedingungen und Probleme beschrieben, die bei den einzelnen Projekten vorlagen bzw. im Zuge der Ausführung auftraten. Die Wasserhaltung im Poren- und Kluftgrundwasserleiter wird an Projekten aus dem Nürnberger Raum beschrieben. Am Beispiel der Kläranlage im westmittelfränkischen Bad Windsheim wird eine Wasserhaltung im Karstgrundwasserleiter gezeigt.

2 Der Nürnberger Untergrund

Der Untergrund im Nürnberger Raum gliedert sich in zwei sehr unterschiedliche Einheiten:

- geologisch junge Sand- und Sand-Kies-Ablagerungen in unterschiedlicher Mächtigkeit, die örtlich tiefe Erosionsrinnen im Untergrund ausfüllen (Quartärzone)
- Sandsteine verschiedener Ausbildung mit zwischengelagerten Tonen/Tonsteinen (Keuperzone)

Die quartären Sande sind in der Regel enggestuft mit einem vergleichsweise geringen Feinkornanteil bis ca. 5%. Lokal können Schluffschichten eingelagert sein. Die Sande sind als stark durchlässiger **Porengrundwasserleiter** zu betrachten.

Eine Besonderheit stellt der Übergangsbereich von der Quartär- zur Keuperzone dar. Hier finden sich zum einen an der Basis der Sande vermehrt gröbere Einlagerungen (kiesigsteinig bis blockig). Zum anderen ist die Keuperoberfläche oft stark bis völlig entfestigt (Verwitterungszone) vergleichbar einem bindigen Lockergestein.

Die Gesteine der Keuperformation variieren in ihren Festigkeitseigenschaften. Insbesondere in mürber und toniger Ausbildung sind sie als veränderlich feste Gesteine einzustufen, die bei Zutritt von Luft und Wasser zu Verwitterung neigen.

Die Keupergesteine sind den **Kluftgrundwasserleitern** zuzuordnen. Die Wässer bewegen sich bevorzugt auf Schichtflächen und untergeordnet in Klüften. Lediglich grobkörnige Sandsteine führen Wasser im Porenraum und können flächenhafte Wasserzutritte bewirken. Die Durchlässigkeit der Keuperschichten ist in horizontaler Richtung dominierend, jedoch sehr unterschiedlich. Gegenüber den Quartärsanden wirken die Sandsteine und Tone aufgrund ihrer geringeren Durchlässigkeit als Wasserstauer.



Bild 1: Wasserzutritte im Fels über Klüfte

3 Ausbau Klärwerk I, Nürnberg

Im Zuge der Ausbaumaßnahme sind verschiedene Bauwerke zu erstellen, die alle ins Grundwasser einbinden und Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich machen. Beim vorliegenden Projekt ergaben sich besondere Randbedingungen durch die Verunreinigung des Grundwassers mit Kohlenwasserstoffen (LHKW und CKW) und die erforderliche Reinigung vor der Einleitung in die Vorflut. Die verschiedenen z.T. parallel laufenden Absenkungen waren in Abhängigkeit vom Bauablauf und der Bauzeit zu berechnen und die erforderliche Größe der Reinigungsanlage festzulegen.

Der Untergrund im Baufeld wird bestimmt durch mächtige, wasserführende quartäre Sande und Kiessande. Bei diesen hydrogeologischen Verhältnissen haben sich in Abhängigkeit von der erforderlichen Absenktiefe im wesentlichen zwei Verbau- und Wasserhaltungskonzepte bewährt. Bei begrenztem Absenkziel im Quartär erfolgt die Wasserhaltung über Brunnenanlagen. Für tiefe Baugruben, bei denen eine Absenkung technisch nicht möglich oder wirtschaftlich nicht sinnvoll ist, werden wasserabsperrende Verbauwerke in Kombination mit Entspannungsbrunnen und offener Restwasserhaltung ausgeführt.

3.1 Absenkung im Quartär

Die Ermittlung des Durchlässigkeitskoeffizienten für die Lockergesteinsschichten erfolgte indirekt über Kornverteilungskurven ($k_f = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s bis $k_f = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s). Weiter standen Ergebnisse von Pumpversuchen für die Herstellung von Brauchwasserbrunnen ($k_f = 8 \cdot 10^{-4}$ m/s bzw. $k_f = 2 \cdot 10^{-3}$ m/s) sowie aus Rückrechnungen von Absenkungen bei früherer Wasserhaltungen ($k_f = 8 \cdot 10^{-4}$ m/s bzw. $k_f = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s) zur Verfügung.

Auf Grundlage dieser Ergebnisse erfolgte die Berechnung der Grundwasserabsenkungen für $k_{\min} = 8 \cdot 10^{-4}$ m/s und $k_{\max} = 2 \cdot 10^{-3}$ m/s für die Wasserhaltungen im Porengrundwasserleiter.

Die Ermittlung der Wassermengen und der Brunnenanzahl erfolgte durch analytische Berechnungen, bei zeitgleichen Absenkungen auch unter Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung, die bei den anstehenden Böden mit hoher Durchlässigkeit erheblich sein kann.

Als Ergebnis dieser Berechnungen wurde eine Reinigungsanlage mit einem Durchfluss von 50 l/s gewählt. Zwei Zusatzmodule mit jeweils 25 l/s Fördermenge wurden in der Ausschreibung berücksichtigt.

Bei der Planung wurde auf die Möglichkeit der Steuerung der Absenkung geachtet. Jeder Einzelbrunnen war dafür mit einem Schieber versehen. Das erforderliche Absenkmaß wurde über Pegelmessstellen kontrolliert, um die zu fördernden Wassermengen zu minimieren.

Bei der Bauausführung konnte der gewünschte Absenkerfolg erzielt werden. Leistungsreserven der Anlage waren im Normalfall vorhanden. Die maximale Fördermenge betrug kurzzeitig 55 l/s.

3.2 Absenkung im Fels

Im Felsbereich hat sich zur Absenkung des Grundwassers eine Kombination aus geschlossener und offener Wasserhaltung bewährt:

- geschlossene Wasserhaltung mit großvolumigen Bohrbrunnen (Filterbrunnen), die vorlaufend betrieben werden und sowohl zur teilweisen Vorabsenkung im Bereich der späteren Baugrube beitragen als auch zur Grundwasserentspannung unterhalb der späteren Baugrubensohle dienen
- horizontale und vertikale Dränelemente (Dränmattenstreifen) und Abschlauungen im Wandbereich zur Fassung des Gebirgswassers
- Ableitung des Wassers über Drängräben und Pumpensümpfe in der jeweiligen Aushubsohle
- Kontrollpegel unter Sohlniveau zur Überprüfung der Wasserdruckverhältnisse unterhalb der Aushubsohle

Bei der Grundwasserabsenkung im Fels ist auf eine Trennung der Wässer aus geschlossener und offener Wasserhaltung zu achten. Das geförderte Wasser aus Bohrbrunnen ist normalerweise klar und kann direkt einer Vorflut zugeführt werden. Die Wässer aus der offenen Wasserhaltung sind erfahrungsgemäß mit Feinteilen belastet und müssen entsprechend behandelt werden.

4 Problemfälle

4.1 Schluffschicht im Sand

Bei der Ausführung eines Trägerbohlwandverbaus in Kombination mit einer geschlossenen Wasserhaltung kam es beim Holzeinbau zu unerwartetem Ausfließen von Sand unter Grundwasser, wodurch der Einbau der Verbohlung unmöglich wurde.

Ursächlich hierfür war eine eingelagerte dünne Schluffschicht im Quartärsand. Diese Schluffschicht bildete einen durchgehenden Horizont. Dadurch wurde die Absenkung des Grundwassers behindert. Das auf der Schluffschicht aufliegende Grundwasser strömte horizontal der Baugrube zu.



Bild 2: Ausfließender Sand

Obwohl Aufschlussbohrungen vorlagen, wurde diese Sperrschicht nicht festgestellt. Grund dafür war vermutlich, dass es bei der Bodenentnahme unter Grundwasser in dieser Tiefenzone zu einer Durchmischung der Probe kam.

Die Fortführung des Aushubs ist unter solchen Randbedingungen nur mit Zusatzmaßnahmen wie z.B. Einbau horizontaler Kleinbrunnen (Spülfilteranlage), Einbau vertikaler Pfändungen als Ausfachung oder Vorsetzen einer dichten Umschließung (Spundwand) möglich.

4.2 Geologische Grenzschicht

Bei der Ausführung einer Spundwandbaugrube mit Einbindung in den Keuper kam es zu starken Wasserzutritten im Übergang Quartär/Keuper im Inneren der Baugrube.

Die Ausführung des vorgesehenen Böschungsfußfilters in den Trichterbaugruben war wegen des starken Grundwasserzustroms nicht möglich und machte den Einbau einer weiteren innenliegenden Spundwand erforderlich.

Im Bereich der innenliegenden Trägerbohlwandverbauten mussten Vertikalpfändungen zur Ausfachung eingebaut werden.

Grund für die geschilderte Problematik war der starke Wasserzufluss in der Grenzschicht. Dieser kann durch Wasserzustrom über Klüfte und Schichtflächen im Fels bedingt sein. Ein Zustrom bedingt durch nicht ausreichend tief eingebrachte Spundwandbereiche stellt ebenfalls eine mögliche Ursache dar.

Das Beispiel zeigt, dass ein wasserabsperrender Verbau im Quartär mit geplanter Einbindung in den Keuperhorizont nicht zwangsläufig zu einer wasserfreien Baugrube führt.

Eine generelle Vermeidung der gezeigten Probleme kann nur durch eine tiefere Einbringung des äußeren Verbaus erzielt werden. Überschnittene Bohrpfahlwände oder Schlitzwände bieten diese Möglichkeit. Solche Überlegungen sind natürlich im Einzelfall einer wirtschaftlichen Betrachtung zu unterziehen.

4.3 Sohlaufweichungen

Bei einer Spundwandbaugrube kam es zu einem schlagartigen Versagen im Fußbereich. Der Schaden trat während der Bohrarbeiten für den Einbau der 3. Ankerlage ein. Ein zu tiefes Zwischenaushubplanum in Verbindung mit einer unsachgemäßen Wasserhaltung haben vermutlich zum Versagen geführt.



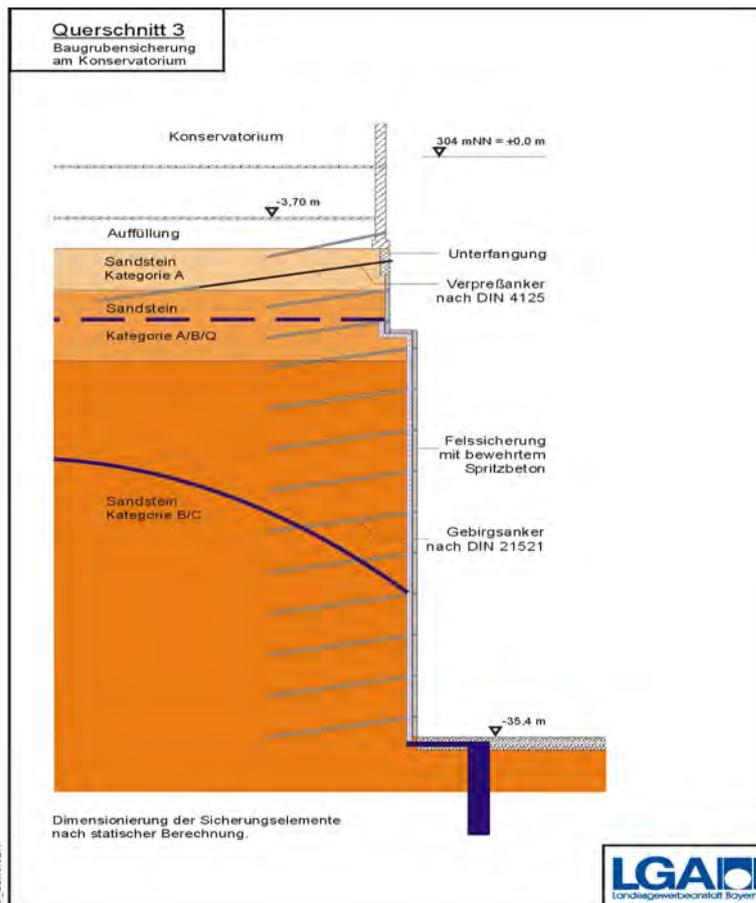
Bild 3: Horizontalverschiebung am Spundwandfuß - Versagen des Fußauflagers

Bei Wasserzutritt und mechanischer Beanspruchung entstehen im Keuper besonders bei feinkörnigen/tonigen Sandsteinen und Tonen rasch Sohlaufweichungen. Dadurch werden die Festigkeitseigenschaften vermindert, was im vorliegenden Fall ebenfalls zur Schwächung des Fußauflagers beitrug.

5 IMAX-Kino, Nürnberg

Für den vollständig unter Gelände ausgeführten Kino-Neubau war eine Baugrube mit zwei Aushubebenen bei 17 m bzw. 35 m unter GOK und somit 10 m bzw. 28 m unterhalb des Grundwasserspiegels zu erstellen. Trotz der Nähe zum Vorfluter lag die Baugrube fast ausschließlich im Keuperfels (Kluftgrundwasserleiter).

Die Beherrschung der Bauaufgabe „Verbau – Wasserhaltung“ war ein wesentlicher Kostenfaktor für das Gesamtprojekt. Zunächst angedachte Bohrpfehl-, Schlitz- oder Bohrträgerwände hätten wegen des Platzbedarfs und des finanziellen Aufwands das Projekt in Frage gestellt. Entscheidend für die Realisierung waren die Ergebnisse der Baugrunderkundung, die gute Gebirgsverhältnisse insbesondere in den tieferen Bereichen erwarten ließen und somit eine wirtschaftliche Ausführung ermöglichten.



Wasserhaltung:

- vorlaufende Absenkung mit Bohrbrunnen
- offene Wasserhaltung mit dem Aushub
- vertikale Dränelemente hinter der Spritzbetonschale
- Flächendränage mit Anschluss an Bohrbrunnen / Pumpensümpfe
- Brunnentöpfe in der Bodenplatte

Bild 4: Verbau und Wasserhaltung

Im wesentlichen wurde eine Felssicherung mit bewehrtem Spritzbeton und Systemankerung (Felsnägel) ausgeführt. Das Grundwasser wurde für die Bauzeit abgesenkt. Horizontalkräfte infolge Wasserdruck mussten nicht in Ansatz gebracht werden. Es wurde eine Kombination aus offener und geschlossener Wasserhaltung vorgesehen. Vorlaufend wurden Entspannungsbrunnen abgeteuft. Im Zuge des Aushubs wurde an den Felsoberflächen das Wasser über Dränmattenstreifen gefasst und über Vertikaldräns der offenen Wasserhaltung zugeleitet.

Die Ermittlung der Wassermenge im Fels (Kluftgrundwasserleiter) ist schwierig und erfolgte deshalb nur mit überschlägigen Berechnungen, gestützt auf Ergebnisse aus Wasserabpressversuchen. Auch der Vergleich mit Erfahrungswerten für Absenkungen im Fels ermöglichte eine gute Prognose. Die Gesamtfördermenge blieb knapp unter der prognostizierten Wassermenge von 100 l/s; etwa zwei Drittel entfiel auf die geschlossene und ein Drittel auf die offene Wasserhaltung.

Probleme bereitete die Reinigung des Wassers aus der offenen Wasserhaltung. Feinkörnige Sandsteine und Keupertone führten vor allem beim Lösen im Fräsbetrieb zu einer starken Feinteilfracht.



Bild 5: Einbau vertikaler Dränelemente

6 Ausbau Kläranlage, Bad Windsheim

Beim Aushub einer Baugrube im Grundgips wurde ein Höhlensystem (**Karstgrundwasserleiter**) angetroffen. Die Situation war aus früheren Baumaßnahmen bekannt. Entsprechende Hinweise waren den Erläuterungen der geologischen Karte zu entnehmen. Bereits beim Bau der Kläranlage im Jahre 1966 wurde dieses Höhlensystem entdeckt: „Bei den Aushubarbeiten für den Faulturm stieß man auf einen Hohlraum der mit gespanntem Grundwasser erfüllt war. Zur Durchführung der Gründungsarbeiten musste dieses Höhlensystem mit erheblichem Aufwand leergepumpt werden. Daraufhin war es begehbar und konnte vermessen werden. Es wurde ein relativ weitmaschiges Gangsystem vorgefunden, das einem Röhrensystem ähnelte. Die mittlere Höhe der Gänge betrug ca. 1,5 m. Die Breite schwankte zwischen 1 m und 4 m. An den Verzweigungsstellen wurden hallenartige Erweiterungen bis 10 m Durchmesser angetroffen. Nach Westen gerichtete Gänge endeten alle mit Einbrüchen.“



Bild 6: Höhle im Grundgips

Das Höhlensystem und die Bauwerke der Kläranlage waren im Grundriss überlagert. Es zeigte sich, dass beim Bau des Belebungsbeckens mit einem Anschneiden dieses Höhlensystems zu rechnen war. Auf Grundlage der Erkenntnisse beim Bau des Faulturms im Jahre 1966 und der östlich angrenzenden Nachklärbecken Anfang der 90er Jahre sollte auch für den Bau des Belebungsbeckens eine Wasserhaltung ausgeführt werden.

Anfänglich stellte sich im Beharrungszustand eine zu fördernde Wassermenge von ca. 50 l/s ein. Mit fortschreitender Bauzeit kam es zu einer stetigen Zunahme der Wassermengen bis auf max. 980 l/s. Das entsprach rund dem 10-fachen der ausgeschriebenen Wassermenge. Da vereinzelt Fische im zuströmenden Wasser gesichtet wurden, lag die Vermutung nahe, dass es zu einem hydraulischen Kurzschluss mit dem ca. 150 m entfernten Vorfluter gekommen war. Ferner wurden unregelmäßig auftretende, dolinenartige Einbrüche im Gelände und Setzungen an Bauwerken beobachtet. Abdichtungsversuche mit eingerammten Spundwänden am Flussufer führten nicht zum gewünschten Erfolg. Weitere Sondermaßnahmen wurden nicht ergriffen.

Vermutlich wurden mehrere Höhlengänge, die zu Beginn der Grundwasserabsenkung noch weitgehend mit Bodenmaterial verfüllt waren, durch die Strömung des Grundwassers in beträchtlichem Umfang freigespült, so dass es zu dieser starken Zunahme der zu fördernden Wassermenge kommen konnte.

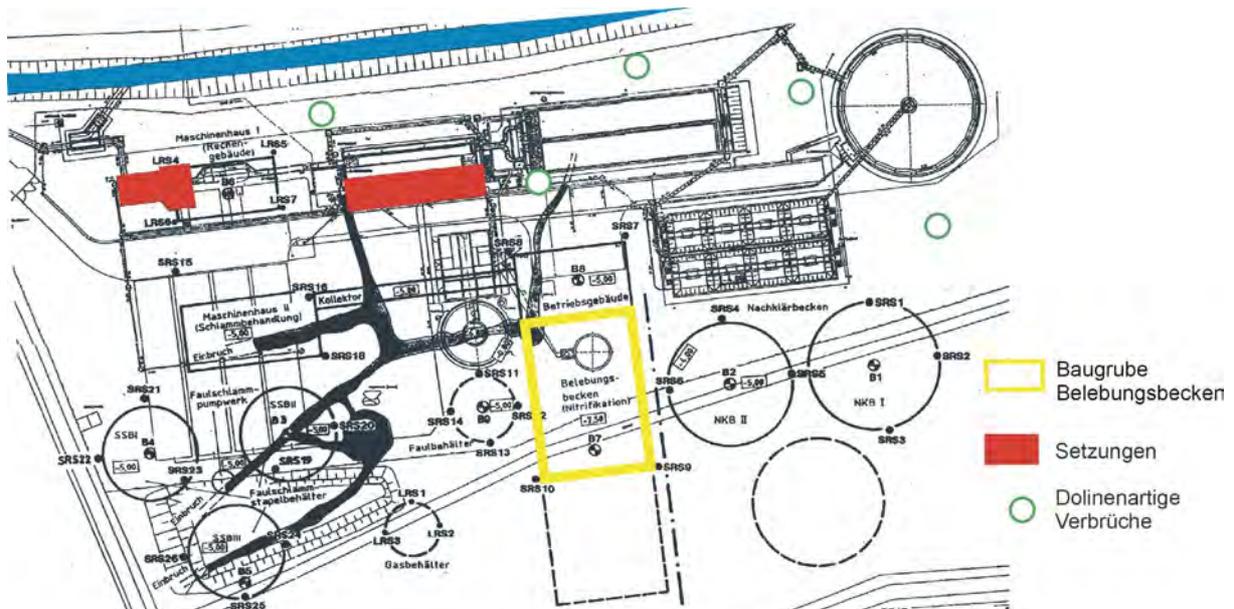


Bild 7: Grundrissüberlagerung Höhlensystem/Kläranlage

Im Nachhinein wurden verschiedene Möglichkeiten zur Reduzierung des Wasseranfalls diskutiert. Eine Möglichkeit wäre voraussichtlich erfolgversprechend gewesen und zwar der lokal begrenzte Verschluss mittels Betonplombierungen bei gefluteter Baugrube. Kritisch ist hier anzumerken, dass der Baugrundgutachter erst nach Abschluss der Wasserhaltungsmaßnahmen hinzugezogen wurde. Die frühzeitige Einschaltung aller Beteiligten bei Auftreten der Probleme hätte unseres Erachtens die Ausarbeitung einer technisch und finanziell sinnvollen Problemlösung ermöglicht.

7 Zusammenfassung

Im Porengrundwasserleiter können die auftretenden Wassermengen durch analytische Berechnungen gut prognostiziert werden. Für die Ausführung gibt es bewährte Verbau- und Wasserhaltungskonzepte. Besondere Aufmerksamkeit ist der konstruktiven Ausbildung des Verbaus und der Wasserhaltungsmaßnahmen in der Übergangszone zwischen Lockergestein und Festgestein zu schenken.

Wassermengen im Kluftgrundwasserleiter sind schwierig zu berechnen. Wasserdruckversuche in Kombination mit empirischen Ansätzen lassen Prognosen zu. Durch geeignete Maßnahmen können wirtschaftliche Verbau- und Wasserhaltungskonzepte ausgeführt werden. Probleme bereitet die Reinigung des Grundwassers bei hoher Feinteilfracht.

Im Karstgrundwasserleiter sind verlässliche Prognosen der auftretenden Wassermengen unwahrscheinlich. Hier ist im besonderen Maße eine kontinuierlich Überprüfung der Wasserhaltung im Zuge der Bauausführung mit den im Vorfeld getroffenen Annahmen erforderlich, um zeitnah Anpassungen durchführen zu können.

Ankerherstellung gegen drückendes Wasser

Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz
Bauer Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

1 Welche Probleme bekomme ich?

- Wasser- und Bodenaustrag aus der Wand
- Wasser- und Bodenaustrag aus dem Gestänge beim Aufsetzen neuer Gestänge
- Eindringen von Wasser und Boden in das Gestänge während des Ankereinbaus
- Permanente Abdichtung

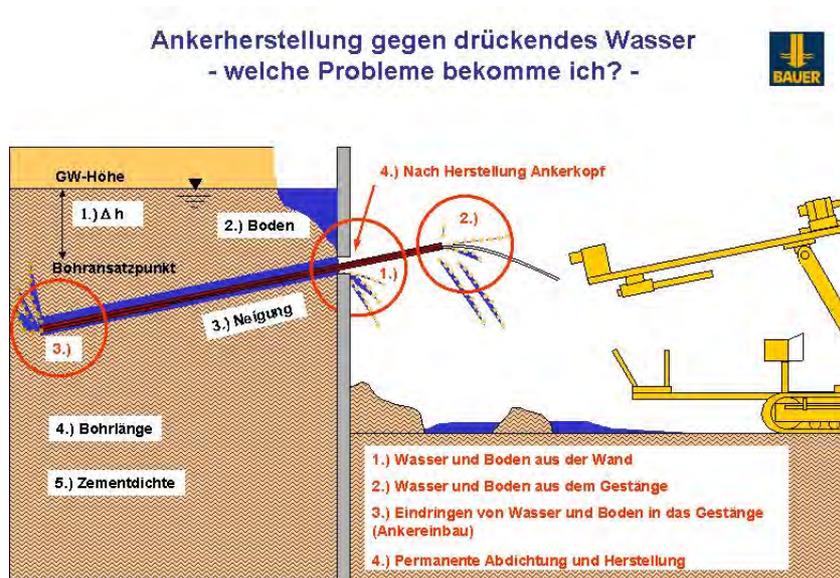


Bild 1: Welche Probleme bekomme ich?

Die sicherste Lösung ist keine Herstellung gegen drückendes Wasser!



Bild 2: Stabverpresspfähle oberhalb des GW-Spiegels hergestellt.

2 Welche Probleme kann ich lösen?

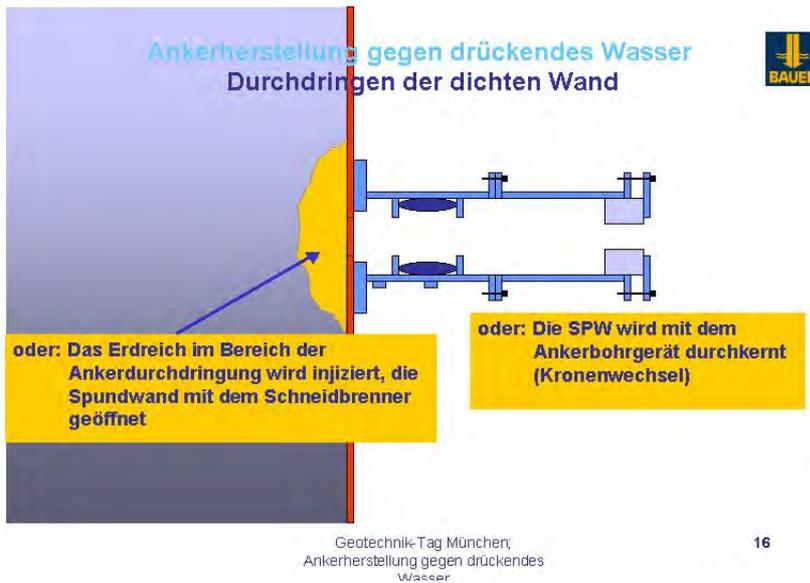


Bild 3: Durchdringung der Wand dauerhaft abgedichtet

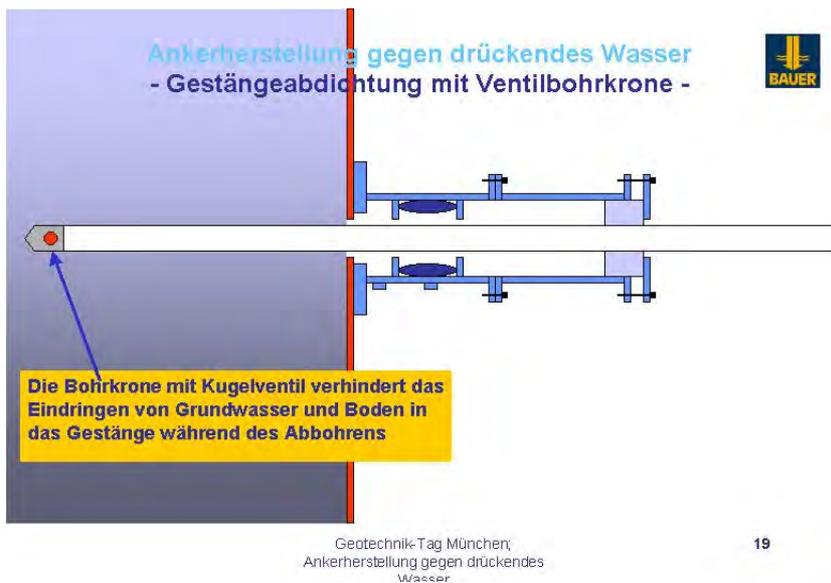
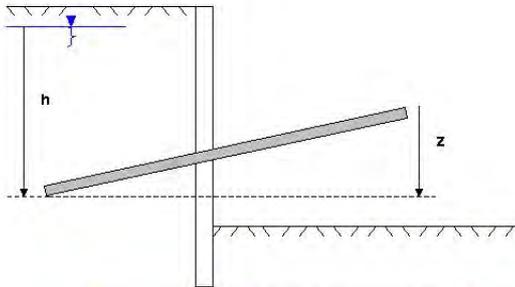


Bild 4: Gestängeabdichtung mit Ventilbohrkrone

Ankerherstellung gegen drückendes Wasser
 - die Wirkung der "schweren" Zementsuspension -

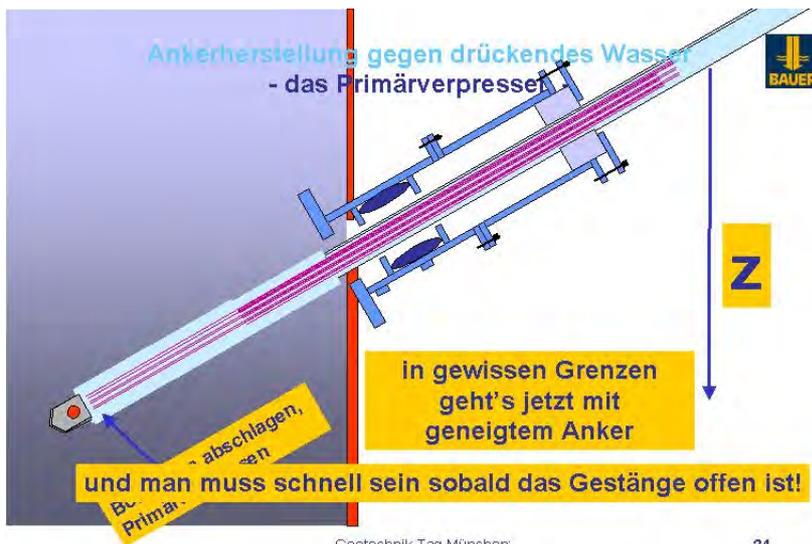


Gleichgewicht: $h \times \gamma_w = z \times \gamma_z$ ($\gamma_w = 1,0$, $\gamma_z = 1,85$)

Geotechnik-Tag München,
 Ankerherstellung gegen drückendes
 Wasser

23

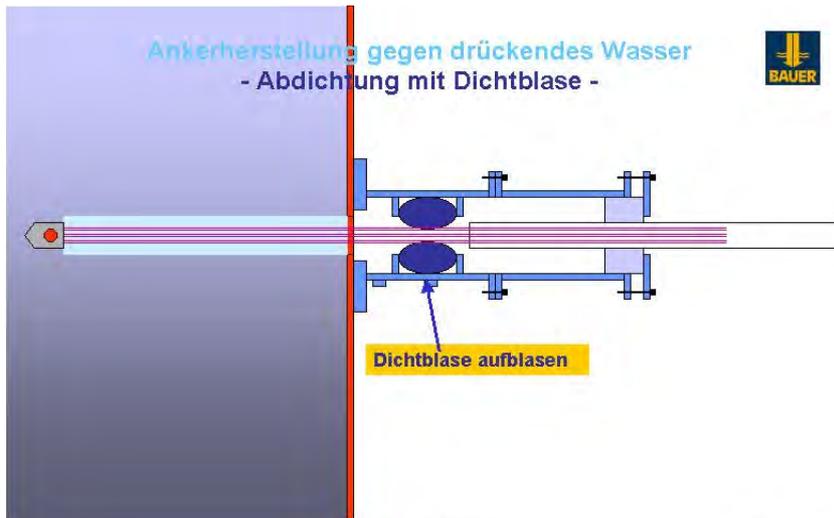
Bild 5: Wirkung des Suspensionsgewichtes beim Ziehen der Gestänge



Geotechnik-Tag München,
 Ankerherstellung gegen drückendes
 Wasser

24

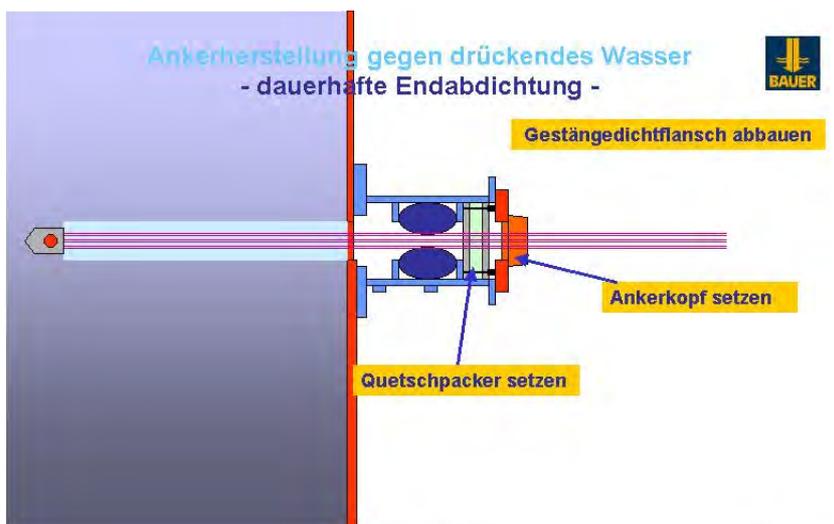
Bild 6: Primärverpressung



Geotechnik-Tag München;
Ankerherstellung gegen drückendes
Wasser

26

Bild 7: Abdichtung nach ziehen des letzten Gestängeteils



Geotechnik-Tag München;
Ankerherstellung gegen drückendes
Wasser

30

Bild 8: Dauerhafte Abdichtung des Ankerkopfes

3 Welche Probleme sind ungelöst?

- Die Unterscheidung zwischen Bohrgutrücklauf und Baugrundaustrag
- Der sichere Gestängerückbau, wenn das Suspensionsgewicht das Wasser nicht zurückhalten kann

Sanierung von geschädigten WU-Bauteilen durch Vergelungen mit Acrylatgelen

Stefan Paust
Jürgen Paust GmbH, Norderstedt

1 Grundlagen für die Erstellung von WU-Konstruktionen im Grundwasser

Für die richtige Planung von Weißen Wannen und erdberührten, dichtenden WU- Betonbauteilen sollten einige grundsätzliche Regeln Beachtung finden.

Angefangen mit der Einbeziehung der Bodenverhältnisse und den Grundwasserbedingungen, über triviale Grundlagen, wie die Wahl einer WU- Betonrezeptur, der Dimensionierung mit einer Mindestbauteildicke und einer geeigneten Rissbreitenbeschränkung, sollte grundsätzlich die Richtlinie des DafStb für WU-Bauteile berücksichtigt werden. Es sollte immer darauf geachtet werden, ein in sich geschlossenes System zu planen. Eine WW sollte immer von Bestandsbebauung unabhängig konstruiert werden und auch in ihrer Geometrie entsprechend klar und ohne Einschnürungen und Zwickel, im Längen / Breitenverhältnis von ca. 1:2 gebaut werden. Mindestens genauso intensiv sollte sich der Planer mit der Festlegung der Lage von Sollrissfugen und einem sicheren, simplen Fugendichtungskonzept, am besten mit Quellblechen, beschäftigen. In diesem Zusammenhang sei besonders auf die Zusammenarbeit mit dem Statiker in Hinblick auf die grundsätzliche Eignung und den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit hingewiesen.

2 Mögliche Schäden

Leider finden die unter Punkt 1 angerissenen Konstruktionskriterien all zu oft keine Beachtung, so dass es immer wieder zu Schäden kommt.

Die häufigsten Schäden findet man in den folgenden Bereichen :

- Fugendetails Sohle / Wand, Arbeitsfugenausbildung und in Dehnungsfugen
- Rissbildung durch statische Ursachen (Setzungen, zu kleine Lastannahmen, Auftrieb)
- Rissbildungen aus nicht gegebener Gebrauchstauglichkeit in Hinblick auf den Temperatureinfluss
- Zu frühes Ausschalen, falsche Nachbehandlung und zu frühe Belastung der Bauteile (TG Decken)
- Einbaufehler, schlechte Verdichtung, fehlerhafte Betonüberdeckung

Gerade im grundwasserberührten Bereich entsteht somit ein erhebliches Kostenrisiko, da diese Bereiche später nicht mehr zugänglich sind. Die Sanierung derartiger Schäden ist aufwendig und kostenintensiv im Vergleich zu den Einsparungen, die durch eine ungeeignete und unfachmännische Planung erzielt werden. Somit stellt sich im Nachhinein häufig die Problematik der Sanierung. Eine neue Alternative zu den seit Jahren bewährten Polyurethanharz Injektionen ist die Schleierinjektion mit Acrylatgelen. Bei PU- Harz Injektionen wird in das Bauteil, partiell und nicht für große Flächen geeignet, verpresst. Im Gegensatz dazu wird bei der Schleierinjektion nicht in das Bauteil, sondern in das dahinter liegende Erdreich injiziert, was zwar wegen des höheren Materialaufwandes und der größeren Bohrleistung aufwendiger scheint, aber in der Wirkung ungleich sicherer ist und in vielen Fällen die letzte Chance zur Sanierung bildet.

3 Das Prinzip der Schleierinjektion

3.1 Allgemeines

Die Schleierinjektion, Schleiervergelung, Verschleierung oder schlicht Vergelungen baut hinter dem geschädigten Bauteil eine außenliegende neue Dichtung auf. Dies geschieht wie folgt :

Das Bauteil wird ganz durchbohrt und die Bohrlöcher mit Injektionspackern verschlossen. Packer gibt es in diversen Ausführungen, wobei sich für diese Anwendungen Schraubpacker bewährt haben. Schraubpacker setzen sich aus zwei Hauptfunktionsteilen zusammen. Im oberen Teil sitzt ein Kugelventil, das ein Eindringen des außen anstehenden Grundwassers in das Gebäude verhindert, im unteren Teil sitzt eine Gummimuffe, die über eine Knautschung ihr Volumen vergrößert und sich somit im Bohrkanal festsetzen kann. Der Bohrkanal wirkt nun mit dem Packer als Injektionskanal für das Gel. Über das Kugelventil wird mittels einer regelbaren 2-Komponenten Pumpe das Gel eingepresst. Durch die sehr niedrige Viskosität des Gels (ca. 5 mPas), die mit der von Wasser nahezu identisch ist, verteilt sich das Gel im Erdreich sehr gut. Das Material reagiert in kurzer Zeit (je nach Einstellung von wenigen Sekunden zu einigen Minuten) zu einer gummiartigen Masse aus und bildet mit dem Erdreich vor dem Bauteil einen neuen elastischen Dichtungsschleier. Die Anwendungsmöglichkeiten dieser Methode sind groß, da man durch die Wahl des Bohrkanalwinkels und des Rastermasses jeder Situation entsprechend begegnen kann.

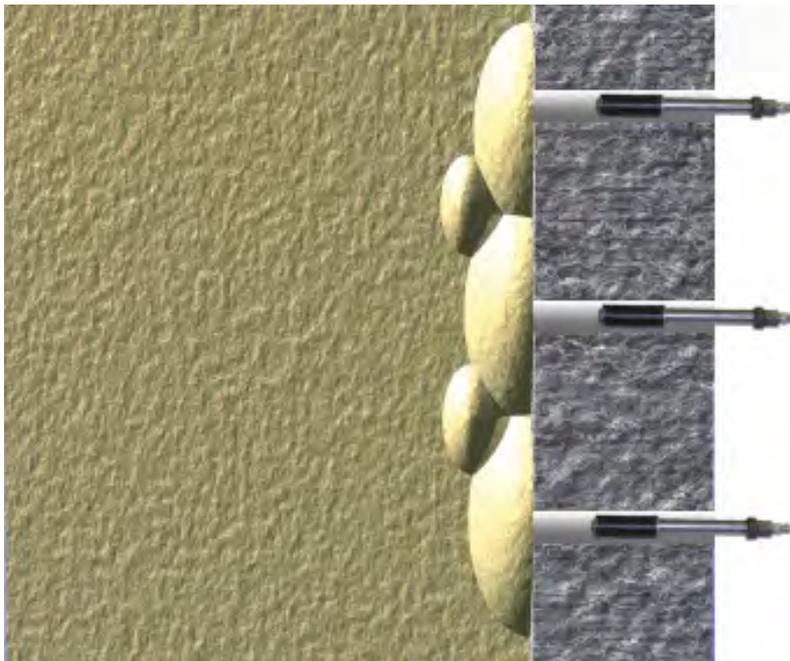


Bild 1: Beispiel eines Rastermaßes und Schnitt durch einen Schleier mit Wand

3.2 Das Acrylatgel

Acrylatgele werden in der Regel als 4- komponentiges Material angeboten. Dies ist in der besseren Lagerbarkeit begründet. Verarbeitet werden Gele zweikomponentig. Die meisten Gele bestehen aus einer A Komponente auf Acrylbasis und einer mit einem Reaktionsstarter angereicherten B Komponente Wasser. Durch den 50 %igen Wasseranteil und die ohnehin niedrige Viskosität der A Komponente erhalten die Gele im Injektionszustand eine sehr niedrige Viskosität, die entsprechend weite Fließwege ermöglicht. Durch die im Vergleich zu anderen Stoffen sehr guten Fliesseigenschaften ist es möglich, die Injekti-

onspacker weiter auseinander zu setzen, was auf einer Fläche von einem Quadratmeter erheblichen Einfluss auf die Kosten hat, da wesentlich weniger Bohraufwand benötigt wird. Gute Gele sind im ausreagierten Zustand sehr elastisch (Dehnbarkeiten bis zu 800 %), dauerbeständig, umweltfreundlich und absolut wasserdicht. Zudem haben die meisten Gele gute Klebeigenschaften mit silikatischen Untergründen, womit eine Anhaftung an den Baugrund und das Gebäude gegeben ist. Gele sind in der Regel in der Lage, Wasser aufzunehmen und zu quellen, bzw. dieses wieder abzugeben. Somit sollten die Anwendungsmöglichkeiten hinsichtlich Wasserwechselzonen geprüft werden. Da Acrylatgele nicht in der Bauregelliste geführt werden, sollte bei der Wahl der Produkte auf einige grundsätzliche Prüfungen geachtet werden.

- Trinkwasserzulassung nach KTW
- STUVA Prüfung der Deutschen Bahn (MFPA Leipzig)
- Dauerbeständigkeitsprüfungen nach DIN 4030
- Toxikologische Unbedenklichkeitstests
- Grundwassertechnische Untersuchungen
- Verträglichkeitsprüfung mit Bewehrungsstahl und Fugenbändern
- Langzeituntersuchungen zum Wasserwechselverhalten

Gele, die diese Eignungsprüfungen aufweisen, sollten dem benötigtem Qualitätsstandard genügen.

3.3 Mehrstufige Verpressung

Aufgrund der Tatsache, dass das Gel Wasser binden und abgeben kann, ist eine erfolgreiche Verpressung nur mit geeigneter Maschinenteknik durchführbar. Die Injektionsanlage muss über eine dritte, unabhängige Pumpe (neben A und B Komponenten) für Spülwasser verfügen. Durch diese Technik wird es möglich, in mehreren Stufen zu injizieren. Gele reagieren mit sich selbst und nur bedingt mit dem anstehenden Wasser. Dies hat zur Folge, dass ein Eimer Gel in ein Schwimmbad gegossen, nur Schlieren hinterlassen würde, nicht wie ein PU eine geschlossene Masse.

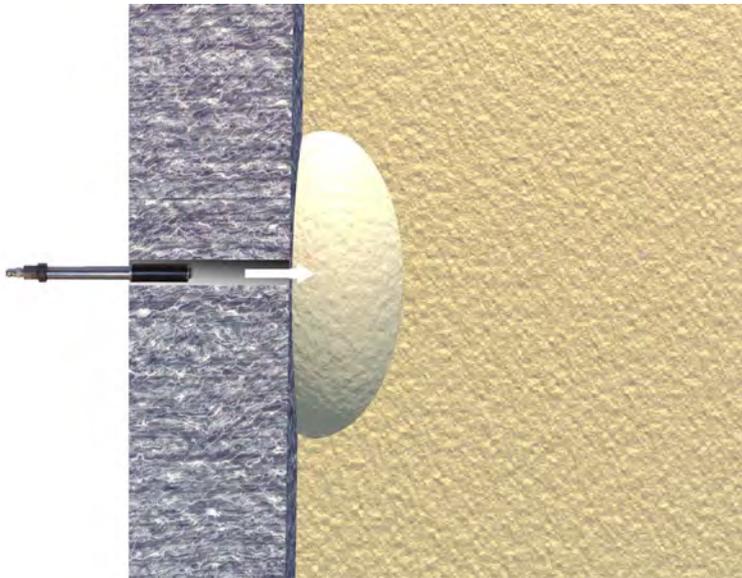


Bild 2: Stufe 1

In der ersten Injektionsstufe trifft das Gel auf das anstehende Wasser und bildet einen minderwertigen Schleier. Nach der Befüllung eines Injektionspackers mit Material, wird über die Spülwasserpumpe der Bohrkanal freigespült. Es wird nun Packer für Packer einer Reihe

oder eines Raumes bearbeitet, um dann in der zweiten Stufe den Packer erneut anzusteuern.

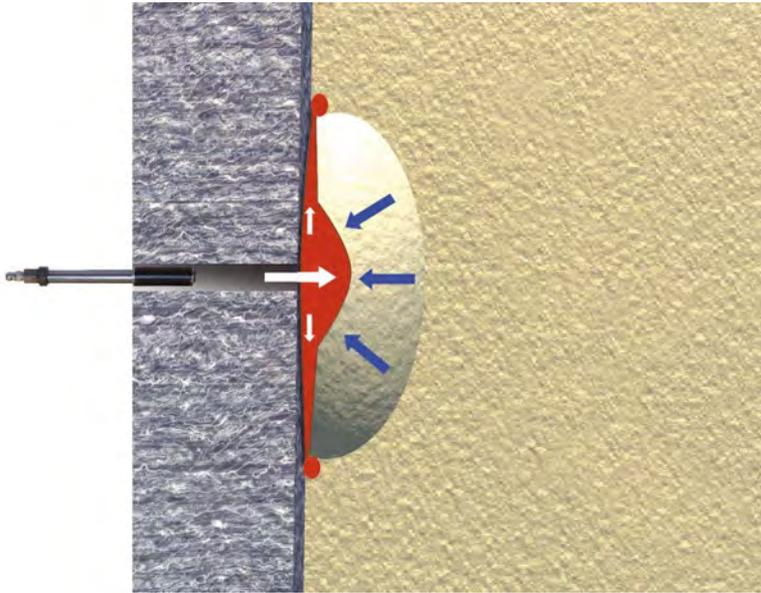


Bild 3: Stufe 2

In der zweiten Stufe trifft das injizierte Material nicht mehr auf das anstehende Wasser sondern auf die in der ersten Stufe erstellte Fließsperre. Das Gel verdünnt sich nicht mehr und reagiert in seiner reinen, dichten, elastischen Form gut aus. Als zweiten Effekt wird sich das Gel, dem Weg des geringsten Widerstandes folgend, nicht mehr weg vom Bauteil, also in Injektionsrichtung bewegen, sondern an dem Bauteil entlang einen schönen Schleier bilden. Durch diese Fließsperre wird das Material genau an die Stelle gebracht, an der es gewünscht ist. Nach einer weiteren Spülung und einer Pause auf dem Packer von mindestens der Topfzeit folgt Stufe drei, die zur Qualitätssicherung der zweiten Stufe dient und etwaige noch vorhandene Fehlstellen in der Dichtung schließen soll.

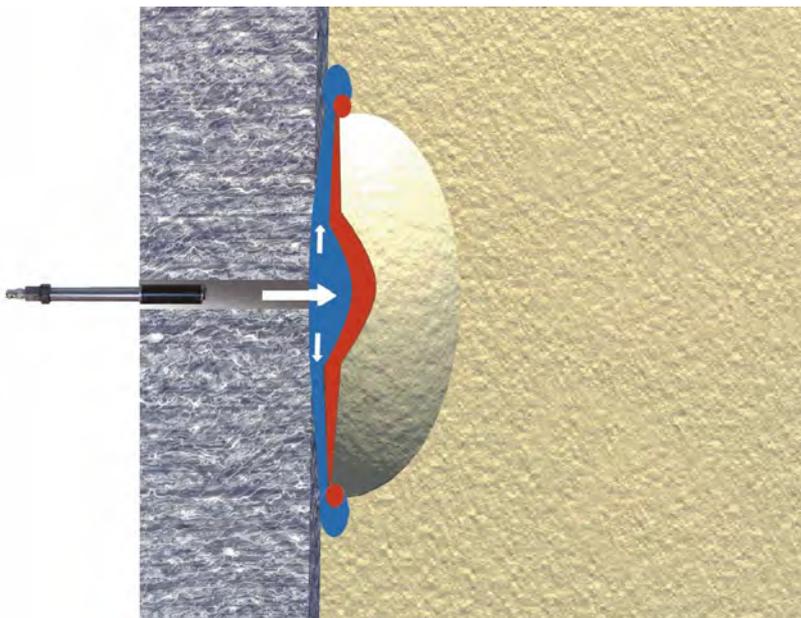


Bild 4: Stufe 3

3.4 Anwendungen

Mit einer Schleierinjektion ist nahezu jeder Schaden in einer Dichtung sanierbar.

Undichte Arbeitsfugen, Dehnungsfugen und Sohle / Wandfugen sind auf eine sichere Art abzudichten. Der Vorteil liegt darin, dass großflächig hinter dem Bauteil eine neue Dichtung entsteht und eine Abhängigkeit von der eigentlichen Fehlstelle umgangen wird.

Den größten Vorteil bietet die Schleierinjektion bei großflächigen Gefügestörungen, z.B. in Bereichen schlecht verdichtetem Betons. Hier ist mit anderen Methoden keine Lösung möglich. Mit einem klaren Raster und einer entsprechend überlappenden Injektionsfläche ist ein Betonierneust sicher abzudichten.

Eine interessante Alternative bietet die Vergelung auch zur klassischen Rissanierung. In Fällen, wie unter Punkt 2 beschrieben, in denen Rissbildungen aus temperaturbedingten Einflüssen oder aus Setzungen entstehen, also die Bewegungen in den Rissen, bzw. die zur Rissbildung geführt haben noch nicht abgeschlossen sind, oder wie bei temperaturbedingten Rissen jahreszeitlich immer wiederkehren, ist eine Rissverpressung in den Riss meist eine wenig langlebige Sanierung. Man stelle sich einen Riss mit einer Rissweite von 0,2 mm vor, der sich um 0,1 bis 0,2 mm weitet. Dies entspricht im schlimmsten Fall einer dauerhaften Dehnung von 100 %. Kein Material hält dies auf Dauer aus. Entweder es setzt ein Versprödungsprozess ein, oder die Flankenhaftung reicht nicht mehr aus und die Dichtung versagt aufgrund eines Flankenabrisses. In beiden Fällen ist mit Sicherheit nach ein bis zwei Jahren eine erneute Sanierung nötig. Ein hinter das Bauteil gelegter Schleier hat eine Mächtigkeit von ca. 30 cm. Eine Bewegung von 0,2 mm liegt im Promille Bereich und hat keinen Einfluss auf die Dichtung. Somit ist es möglich, solch schwierige Objekte sicher zu dichten.

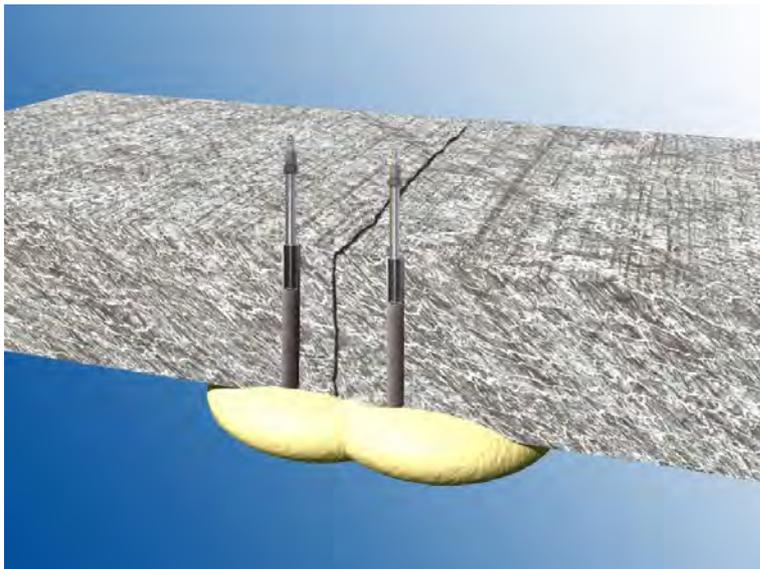


Bild 5: Rissanierung mit Schleierinjektion

„Wer andern eine Grube gräbt....der wird aus Schaden klug“

Dipl.-Ing. L. Thorn
Beratender Ingenieur, Berlin

Vorbemerkung zum Bild-Vortrag

Unter diesem Motto unterscheiden sich, wir, die Ingenieure des 3. Jahrtausends nach der Zeitwende nicht wesentlich von den Baumeistern des 3. Jahrtausends vor der Zeitwende. Scheinbar! Nur, einen kleinen Unterschied gibt es schon: Soweit wohlbekannte Materialeigenschaften es zulassen, sind wir heute in der Lage Modellversuche im kleinen Maßstab, auch virtuell, mit brauchbaren Ergebnissen auszuführen, bei Stahl, Beton und Glas zum Beispiel.

Beim Gruben graben wir allerdings im Unbekannten, „unberechenbarem“ Baugrund ist mit „klein und fein“ kein Staat zu machen. Hier müssten Großversuche her. Doch dafür gibt es meist kein Geld.

So nährt sich Grundbaufortschritt auch heute aus der tausendjährigen Partnerschaft von Bauen und Einstürzen, bzw. zum Seminarthema „Grundwasser“ passend, von Bauen und Untergehen: aus dem Großversuch im Maßstab 1:1.



Bild 1: Undichtigkeiten an der Brillenwand in einem Senkkasten

Verzeichnis der Vortragenden

Dipl.-Ing. J. Bruns	Wasserwirtschaftsamt München	Praterinsel 2 80538 München
Dipl.-Ing. H. Drexel	Landesgewerbeanstalt Bayern	Tillystraße 2 90431 Nürnberg
Dipl.-Ing. L. Eicher	Landeshauptstadt München, Baureferat U-Bahn-Bau	Friedenstraße 40 81660 München
Dipl.-Ing. H. Hofstetter	Flughafen München GmbH, Verwaltung Technik	Nordallee 26 85356 München
Dr.-Ing. Ch. Moormann	Smoltczyk & Partner GmbH	Untere Waldplätze 14 70569 Stuttgart
S. Paust	Jürgen Paust GmbH	Werkstraße 6 22844 Norderstedt
Dipl.-Ing. Ch. Sänger	Ed. Züblin AG Hauptverwaltung Abt. TT	Postfach 801146 70511 Stuttgart
Dr.-Ing. W. Schwarz	Bauer Spezialtiefbau GmbH	Wittelsbacherstraße 5 86529 Schrobenhausen
Dr.-Ing. W. Sondermann	Keller Grundbau GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach
Dipl.-Ing. Ch. Späth	HOCHTIEF Civil AG	Enkeringer Strasse 5 85125 Kinding
Dipl.-Ing. L. Thorn	Ingenieurbüro Thorn	Binger Straße 7 14197 Berlin
Dipl.-Ing. B. Vogt	Dr. Blasy – Dr. Overland GbR	Moosstraße 3 82279 Eching am Ammersee

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 11	Krüber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflußbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluß der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmesgern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002

Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003

